



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

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA**  
**LOTTO 5B**

**TRATTO: FONTEBLANDA – ANSEDONIA**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

**INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE**

**DOCUMENTAZIONE GENERALE**

**GEOTECNICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**IL PROGETTISTA SPECIALISTICO**

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

**RESPONSABILE UFFICIO APE**

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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

**CAPO PROGETTO**

**IL DIRETTORE TECNICO**

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA:	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio argomento	n. progressivo	Rev.	OTTOBRE 2016			
—	12121409	—	—	APE	001	—	SCALA:			

 	<b>COORDINATORE GENERALE INIZIATIVA SAT</b> Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746 <b>CAPO COMMESSA</b>			ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
				ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
	CONSULENZA A CURA DI :				IL RESPONSABILE UNITA' :

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>   <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--------------------------------------	---

**SPEA S.p.A.**

**AUTOSTRADA (A12)  
ROSIGNANO - CIVITAVECCHIA  
LOTTO 5b  
TRATTO: ANSEDONIA – PESCIA ROMANA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

## I N D I C E

1.	INTRODUZIONE .....	6
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	Documentazione di progetto .....	8
2.2	Normative nazionali .....	10
2.3	Normative internazionali .....	10
2.4	Raccomandazioni nazionali ed internazionali.....	11
2.5	Bibliografia.....	12
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO .....	17
3.1	Da inizio Lotto 5b (Km.0+000) a Km.2+100.....	17
3.2	Da Km.2+100 a Km.3+250.....	18
3.3	Da Km.3+250 a Km.4+400.....	18
3.4	Da Km.4+400 a Km.8+800.....	18
3.5	Da Km.8+800 a Km.10+300.....	19
3.6	Da Km.10+300 a Km.11+300 .....	19
3.7	Da Km.11+300 a Km.15+700 .....	19
3.8	Da Km.15+700 a Km.18+400 .....	19
3.9	Da Km.18+400 a Km.19+600 .....	20
3.10	Da Km.19+600 a fine Lotto 5b (Km.24+295).....	20
3.11	Principali opere presenti lungo il Lotto 5b.....	20
4.	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI.....	23
4.1	Campagna di indagine Progetto Definitivo 2010 .....	23
4.2	Campagna di indagine Progetto Definitivo 2016 .....	24
5.	INQUADRAMENTO SISMICO .....	32
5.1	Sismicità dell'area .....	32
5.1.1	Strutture sismogenetiche.....	32
5.1.2	Intensità macrosismica .....	36
5.2	Magnitudo di riferimento .....	37
5.3	Localizzazione dei punti di interesse lungo il tracciato.....	41

5.4	Definizione dell'azione sismica di progetto .....	42
5.4.1	Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica ...	43
5.4.2	Stati limite e relative probabilità di superamento .....	44
5.4.3	Accelerazione di riferimento su suolo rigido $a_g$ .....	46
5.5	Risposta sismica locale .....	48
5.5.1	Definizione delle Categorie di sottosuolo in accordo alle NTC2008 .....	50
5.5.2	Dati disponibili per la determinazione della categoria di sottosuolo .....	51
5.5.3	Determinazione della categoria di sottosuolo .....	61
5.5.4	Categoria di sottosuolo in corrispondenza delle opere in progetto .....	63
5.5.5	Definizione del coefficiente di amplificazione stratigrafica .....	66
5.5.6	Definizione della categoria topografica .....	67
5.5.7	Coefficiente di sito e accelerazione massima di progetto .....	68
6.	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE .....	70
7.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	89
7.1	Generalità .....	89
7.2	Materiali a grana grossa .....	89
7.2.1	Stato iniziale del deposito .....	90
7.2.2	Densità relativa $D_r$ .....	91
7.2.3	Angolo di resistenza al taglio .....	93
7.2.4	Deformabilità .....	94
7.3	Materiali a grana fine .....	100
7.3.1	Classificazione .....	101
7.3.2	Stato iniziale del deposito .....	104
7.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate .....	106
7.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	107
7.3.5	Deformabilità .....	107
7.4	Formazioni rocciose .....	113
7.4.1	Generalità .....	113
7.4.2	Valutazione del parametro $RMR'_{89}$ .....	113
7.4.3	Criteri di rottura .....	116

7.4.4	Caratteristiche di deformabilità.....	121
8.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	124
8.1	Unità geotecniche.....	124
8.2	Profili geotecnici.....	129
8.3	Principali successioni stratigrafiche.....	130
8.4	Depositi eolici sabbiosi Qt1e.....	136
8.4.1	Caratteristiche fisiche.....	138
8.4.2	Resistenza al taglio.....	138
8.4.3	Deformabilità.....	139
8.4.4	Permeabilità.....	140
8.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	141
8.5	Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2.....	147
8.5.1	Caratteristiche fisiche.....	148
8.5.2	Resistenza al taglio.....	148
8.5.3	Deformabilità.....	148
8.5.4	Permeabilità.....	149
8.5.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	150
8.6	Depositi fluviali Qt1d.....	156
8.6.1	Caratteristiche fisiche.....	156
8.6.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine.....	158
8.6.3	Resistenza al taglio.....	158
8.6.4	Deformabilità.....	159
8.6.5	Permeabilità.....	160
8.6.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	160
8.7	Depositi fluviali Qt1j.....	180
8.7.1	Caratteristiche fisiche.....	180
8.7.2	Resistenza al taglio.....	181
8.7.3	Deformabilità.....	181
8.7.4	Permeabilità.....	181
8.8	Depositi palustro-lagunari Qt1k.....	187
8.8.1	Caratteristiche fisiche.....	187

8.8.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine .....	189
8.8.3	Resistenza al taglio .....	189
8.8.4	Deformabilità .....	190
8.8.5	Permeabilità .....	191
8.8.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	192
8.9	Depositi marini H1a2 .....	211
8.9.1	Caratteristiche fisiche .....	211
8.9.2	Resistenza al taglio .....	212
8.9.3	Deformabilità .....	212
8.9.4	Permeabilità .....	213
8.9.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	214
8.10	Depositi di spiaggia H2 .....	225
8.10.1	Caratteristiche fisiche .....	226
8.10.2	Resistenza al taglio .....	227
8.10.3	Deformabilità .....	228
8.10.4	Permeabilità .....	229
8.10.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	231
8.11	Depositi H3a (lagunari), H3b (deltizi) ed H3c (di spiaggia) .....	260
8.11.1	Caratteristiche fisiche .....	261
8.11.2	Resistenza al taglio .....	263
8.11.3	Deformabilità .....	264
8.11.4	Permeabilità .....	265
8.11.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	266
8.12	Depositi H1a (lagunari) e H1a1 (palustri) .....	295
8.12.1	Caratteristiche fisiche .....	296
8.12.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine .....	297
8.12.3	Resistenza al taglio .....	298
8.12.4	Deformabilità .....	298
8.12.5	Permeabilità .....	300
8.12.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	300
8.13	Depositi fluviali H1b .....	328

8.13.1	Caratteristiche fisiche .....	328
8.13.2	Resistenza al taglio .....	330
8.13.3	Deformabilità .....	330
8.13.4	Permeabilità .....	331
8.13.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	332
8.14	Depositi di versante a3 .....	353
8.14.1	Caratteristiche fisiche .....	353
8.14.2	Resistenza al taglio .....	354
8.14.3	Deformabilità .....	355
8.14.4	Permeabilità .....	356
8.14.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	356
8.15	Depositi eluvio-colluviali a4.....	376
8.15.1	Caratteristiche fisiche .....	376
8.15.2	Resistenza al taglio .....	377
8.15.3	Deformabilità .....	378
8.15.4	Permeabilità .....	379
8.15.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	379
8.16	Formazioni ACCa, STO3 e Cv .....	399
9.	TRINCEE AUTOSTRADALI .....	404
10.	PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI.....	405
10.1	Scotico e bonifica .....	405
10.2	Trattamenti dei terreni a calce .....	413
10.3	Trattamenti dei terreni a cemento .....	423
11.	CONCLUSIONI .....	428

## 1. INTRODUZIONE

In questa relazione vengono illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del lotto autostradale della A12 (Rosignano-Civitavecchia) denominato 5b, tra il km 0+000 (località Fonteblanda) ed il km 24+295.22 (svincolo di Ansedonia), coincidenti rispettivamente con le progressive dell'attuale S.S. n.1 "Aurelia" Km 160+254.31 a Nord e Km 136+371.54 a Sud.

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

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

Lo studio si basa sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati delle campagne di indagini geognostiche eseguite nel 2010 e 2016 (SPEA) per il Progetto Definitivo.

La relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative, le raccomandazioni e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 descrive le caratteristiche del tracciato stradale in progetto;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geognostiche disponibili;
- il capitolo 5 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dalla applicazione della normativa vigente;
- il capitolo 6 riporta le verifiche di stabilità del sito in termini di valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione sotto l'azione del terremoto di progetto definito nel precedente capitolo 5;
- il capitolo 7 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili;

- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate, di interesse progettuale, in termini di proprietà fisiche (composizione granulometrica, caratteristiche di plasticità, etc.) e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quali risultano dall'interpretazione delle indagini disponibili;
- il capitolo 9 riporta considerazioni generali sulla stabilità delle scarpate dei nuovi tagli autostradali. Le verifiche di stabilità dei nuovi rilevati autostradali e la stima dei cedimenti indotti dalla loro costruzione, compresa l'individuazione dei tratti autostradali lungo i quali è necessario prevedere interventi di mitigazione dei cedimenti dei rilevati stessi e di quelli indotti su opere in prossimità ad essi, sono trattati nella "*Relazione geotecnica sui rilevati autostradali*" (Doc.Rif.[2]);
- il capitolo 10 riporta la sintesi delle informazioni disponibili per la definizione dei piani d'imposta dei rilevati autostradali;
- il capitolo 11 riporta le conclusioni dello studio condotto nonché la sintesi dei principali aspetti geotecnici che andranno approfonditi in sede di Progetto Esecutivo.

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

### **2.1 Documentazione di progetto**

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

#### **Profili geotecnici**

- [1] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetrie e profili geotecnici, elaborati APE-002, APE-003, APE-004, APE-005, APE-006, APE-007, APE-008, APE-009, APE-010, APE-011, APE-012, APE-013, APE-014 e APE-015.

#### **Rilevati autostradali**

- [2] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Relazione geotecnica sui rilevati autostradali, elaborato APE-016.

#### **Relazioni geotecniche dei lotti 4 e 5b**

- [3] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 4 – Tratto: Grosseto Sud - Fonteblanda, Relazione geotecnica, elaborato 12121401-APE-001.
- [4] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5a – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Relazione geotecnica, elaborato 12121403-APE-001.

#### **Indagini 2010 - Sub-lotto 4/1 (1ª parte)**

- [5] TECNO IN S.p.A., Indagini geognostiche Autostrada A12 Tronco SUD Tratto Civitavecchia/Grosseto Sud – Lotto 4/1, Indagini geognostiche, Note alle indagini + n.9 Allegati, 22.06.2010 (Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prova Cross-Hole e pozzetti esplorativi relativamente ai sondaggi: 4/1-SD3; 4/1-SD4; 4/1-SD5; 4/1-SD6; 4/1-SD7; 4/1-SD7bis; 4/1-SD8; 4/1-SD9; 4/1SD9bis; 4/1-SD10; 4/1-SD11; 4/1-SD12; 4/1-SD13; 4/1-SD14; 4/1-SD15; 4/1-SD16; 4/1-SD17; 4/1-SD18; 4/1-SD19; 4/1-SD20; 4/1-SD21 ed ai pozzetti esplosivi: 4/1-Pzd5; 4/1-Pzd6; 4/1-Pzd7; 4/1-Pzd8; 4/1-Pzd9; 4/1-Pzd10; 4/1-Pzd11).
- [6] C.G.A., Comune di Orbetello (GR) – Lotto 4/1 Albinia, Esecuzione di n.1 prova sismica cross-hole a 35m per la valutazione della risposta sismica e la determinazione della Vs30 nel lotto 4/1 sito in località Albinia nel Comune di Orbetello (GR), A601b, 04.05.2010.
- [7] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio, su campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/1-SD3; 4/1-SD4; 4/1-SD5; 4/1-SD6; 4/1-SD7; 4/1-SD8; 4/1-SD9bis;

4/1-SD10; 4/1-SD11; 4/1-SD12; 4/1-SD14; 4/1-SD15; 4/1-SD16; 4/1-SD17; 4/1-SD18;  
4/1-SD19; 4/1-SD20; 4/1-SD21.

- [8] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 4/1-Pzd5; 4/1-Pzd6; 4/1-Pzd7; 4/1-Pzd8; 4/1-Pzd9; 4/1-Pzd10; 4/1-Pzd11.

#### **Indagini 2010 - Sub-lotto 4/1 (2ª parte) e 5/2**

- [9] Land Service S.c.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, relative ai sondaggi: 4/1-SD22; 4/1-SD23; 4/1-SD27; 4/1-SD28; 4/1-SD29; 4/1-SD30; 5/2-SD1; 5/2-SD2; 5/2-SD3; 5/2-SD3bis; 5/2-SD4; 5/2-SD6; 5/2-SD6bis; 5/2-SD7; 5/2-SD8; 5/2-SD10; 5/2-SD11; 5/2-SD12; 5/2-SD13; 5/2-SD14; 5/2-SD15.
- [10] Land Service S.c.r.l., Indagini geofisiche per la progettazione dell'Autostrada A12 Civitavecchia-Grosseto (Lotto 5/2), Prova con punta sismica ("cono sismico") in foro di sondaggio, Relazione tecnica, 509-44, Aprile 2010.
- [11] Land Service S.c.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 4/1-Pzd18; 4/1-Pzd19; 5/2-Pzd1; 5/2-Pzd4; 5/2-Pzd5; 5/2-Pzd6; 5/2-Pzd7; 5/2-Pzd9; 5/2-Pzd10; 5/2-Pzd12; 5/2-Pzd13; 5/2-Pzd15.
- [12] C.G.A., Comune di Orbetello (GR) – Lotto 5/2 Patanella, Esecuzione di n.1 prova sismica cross-hole a 35m per la valutazione della risposta sismica e la determinazione della Vs30 nel lotto 5/2 sito in località Patanella nel Comune di Orbetello (GR), GF144, 27.04.2010.
- [13] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/1-SD22; 4/1-SD23; 4/1-SD27; 4/1-SD28; 4/1-SD29; 4/1-SD30; 5/2-SD1; 5/2-SD2; 5/2-SD3; 5/2-SD3bis; 5/2-SD4; 5/2-SD6; 5/2-SD6bis; 5/2-SD7; 5/2-SD8; 5/2-SD10; 5/2-SD14.
- [14] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 4/1-Pzd18; 4/1-Pzd19; 5/2-Pzd5; 5/2-Pzd9; 5/2-Pzd10; 5/2-Pzd12; 5/2-Pzd13; 5/2-Pzd15.

#### **Indagini 2010 - Sub-lotto 5/1**

- [15] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prove Lugeon, relative ai sondaggi: 5/1-SD1; 5/1-SD2; 5/1-SD3; 5/1-SD3bis; 5/1-SD4; 5/1-SD5.
- [16] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 5/1-PZD1; 5/1-PZD2; 5/1-PZD3; 5/1-PZD4.
- [17] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e

rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 5/1-SD01; 5/1-SD02; 5/1-SD03; 5/1-SD03bis; 5/1-SD4.

- [18] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 5/1-PZD1; 5/1-PZD2; 5/1-PZD4.
- [19] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio per il trattamento dei terreni a calce, su miscele di campioni prelevati dai pozzetti: 4/1-SD1; 4/1-SD4; 4/1-SD6.
- [20] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio per il trattamento dei terreni a cemento, su miscele di campioni prelevati dai pozzetti: 5/2-SD13 e 5/2-SD15.

### **Indagini 2016**

- [21] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Indagini Sondedile.
- [22] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Indagini LandService.
- [23] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Prove di laboratorio Geotechna.
- [24] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Prove di laboratorio Servizi Geotecnici Liguri.

## **2.2 Normative nazionali**

- [25] Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- [26] Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [27] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario.
- [28] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

## **2.3 Normative internazionali**

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

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

## **2.4 Raccomandazioni nazionali ed internazionali**

- [30] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.
- [31] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- [32] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [33] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [34] UNI CEN ISO/TS 17892-2:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 2: Determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine.
- [35] UNI CEN ISO/TS 17892-3:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 3: Determinazione della massa volumica dei granuli solidi – metodo del picnometro.
- [36] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [37] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [38] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
- [39] British Standard Methods of test for "Soil for civil engineering purposes" – Part 9; In-situ tests, 4.3 determination of the in-situ California Bearing Ratio (CBR).
- [40] UNI EN 13242:2008 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade.
- [41] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
- [42] UNI EN 13286-47:2006 – Miscele non legate e legate con leganti idraulici – Parte 47: metodo di prova per la determinazione dell'indice di portanza CBR, dell'indice di portanza immediata e del rigonfiamento.
- [43] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [44] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.

- [45] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [46] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [47] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [48] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [49] ASTM D 2974 - Determinazione del tenore in sostanza organica (metodo C) o, in alternativa, << AFNOR NF 94-055 – Determinazione del tenore in sostanza organica (Détermination de la teneur pondérale en matière organique) >>.
- [50] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [51] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [52] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.
- [53] ASTM D4253 - 00(2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.
- [54] ASTM D4254 - 00(2006)e1 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

## **2.5 Bibliografia**

- [55] Atkinson J.H., Bransby P.L. (1978) "The mechanics of soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics" Univ. Series in Civil Eng., Mc Graw-Hill.
- [56] Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- [57] Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014.
- [58] Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989) "Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.
- [59] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure.
- [60] Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.

- [61] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.
- [62] Boncio P. and Lavecchia G., 2000, A structural model for active extension in Central Italy. *Geodyn.*, 29, 233-244.
- [63] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.
- [64] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" *Proc. ICE, Part 1*, 78.
- [65] Camassi R., Bernardini F., Ercolani E. INGV-Milano, Rilievo macrosismico degli effetti prodotti dalla sequenza sismica iniziata il 14 settembre 2003 (Appennino Bolognese). <http://www.mi.ingv.it/eq/030914/sequenza.html>.
- [66] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- [67] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [68] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [69] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [70] DISS Working Group (2010). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - All rights reserved.
- [71] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" *Geotechnical Engineering*, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [72] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [73] Kokusho,T. and Tanaka,Y.: Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling, ASCE Geotechnical Eng. Div. Sessions, ASCE Convention (Atlanta), pp121-140, 1994.
- [74] Ishihara, K. and Yoshimine (1992) "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes". *Soils and Foundations* Vol. 32, n°1, p. 173-188.
- [75] Feng, T.W. 1991. Compressibility and permeability of natural soft clays, and surcharging to reduce settlements. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- [76] Foti S., Lai C., Lancellotta R. (2002) "Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities" *Géotechnique* 52, n° 5, pp. 359-373.

- [77] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [78] Leroueil S., Vaughan P.R. (1990) "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" *Geotechnique*, 40, n. 3, pag. 467.
- [79] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [80] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.100, n° 7.
- [81] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [82] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1, Yokohama, Japan.
- [83] Li A. L., Rowe R.K. (2002) "Some design considerations for embankments on rate sensitive soils" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, n° 11, ASCE, pp. 885-887.
- [84] Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [85] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [86] Meletti C., Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>.
- [87] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [88] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [89] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.
- [90] Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991) " Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests". Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 1, 153-6, Balkema Pub., Rotterdam.
- [91] Randolph M.F., Wroth C.P.T. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles" *Géotechnique*.

- [92] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
- [93] Rocchi G., Fontana F., Da Prat, M. (2003) "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" *Géotechnique* 53, n° 8, pp. 729-745.
- [94] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [95] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 97(9), p.1249-1273.
- [96] Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" *Proceedings of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.*
- [97] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, n°10.
- [98] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.*
- [99] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3.
- [100] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" *CIRIA Report 113.*
- [101] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" *Proceedings ESOPT I.*
- [102] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" *Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.*
- [103] Stucchi et alii. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzato per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/> *Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38.*
- [104] Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.
- [105] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.
- [106] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" *Soils and Foundations* 23, n° 4.
- [107] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" *Cambridge University Press.*

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

### **3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO**

Il lotto 5b del tratto di autostrada A12 "Fonteblanda-Ansedonia" si snoda tra la località Fonteblanda (inizio lotto posto 2 km ca. a Nord di tale località) e lo svincolo di Ansedonia, interessando il comune di Orbetello e, nel tratto finale, il comune di Capalbio (entrambi i comuni ricadono in provincia di Grosseto).

Complessivamente il lotto in oggetto è lungo 24,295 Km; le progressive d'inizio e fine lotto corrispondenti all'attuale S.S.1 "Via Aurelia" (E80) sono il km 160+254.31 a Nord (Fonteblanda) e il km 136+371.54 a Sud (svincolo di Ansedonia).

L'attuale tracciato di progetto presenta, rispetto al tracciato definito nel Progetto Definitivo 2011, una variante plano-altimetrica tra la progressiva ~ Km.2+400 e la progressiva ~ Km.16+400.

Nella Figura 3.1 si riporta la vista satellitare del tratto di autostrada in oggetto, ripresa da *Google Earth*<sup>®</sup>.

Nei paragrafi seguenti si riporta la descrizione del tracciato in progetto, suddiviso in tratte omogenee per principali tipologie di opere in progetto (rilevati e trincee, gallerie artificiali e viadotti).

#### **3.1 Da inizio Lotto 5b (Km.0+000) a Km.2+100**

Dalla progressiva Km.0+000 (inizio lotto) alla progressiva ~ Km.1+900, la sede della nuova autostrada si sovrappone all'attuale S.S. Via Aurelia, prevedendone un adeguamento in allargamento e, fino alla progressiva ~ Km.0+900, anche con un innalzamento del suo piano scorrevole. Si possono distinguere due sotto-tratte:

- Dalla progressiva Km.0+000 alla progressiva ~ Km.0+500 l'allargamento della S.S. Via Aurelia viene realizzato sul lato Est dell'attuale sede stradale. I rilevati autostradali in progetto raggiungono altezze massime dell'ordine di ~3.0÷3.5 m. Più a Ovest della Via Aurelia, ad una distanza variabile tra 25 e 60 m di distanza corre la ferrovia storica Pisa-Roma.
- Dalla progressiva ~ Km.0+500 fino alla progressiva ~ Km.2+100 l'allargamento della S.S. Via Aurelia viene realizzato sul lato Ovest dell'attuale sede stradale. I

rilevati autostradali in progetto raggiungono altezze massime dell'ordine di ~3.5 m. Più a Ovest dell'allargamento della Via Aurelia, a distanze minime comunque sempre maggiori di 50 m, corre la ferrovia storica Pisa-Roma. In questa sotto-tratta si trova il nuovo svincolo di Talamone/Fonteblanda.

### **3.2 Da Km.2+100 a Km.3+250**

Dalla progressiva ~ Km.2+100 alla progressiva ~ Km.3+250 il tracciato autostradale presenta dei tratti in rilevato, dei tratti a mezzacosta e dei tratti in trincea. Tra le progressive ~ Km.2+420 e ~ Km.2+800 si trova l'imbocco Nord alla galleria artificiale di Fonteblanda, tra le progressive ~ Km.2+800 e ~ Km.2+900 la galleria artificiale e tra le progressive ~ Km.2+900 e ~ Km.3+080 il suo imbocco Sud.

### **3.3 Da Km.3+250 a Km.4+400**

Dalla progressiva ~ Km.3+250 alla progressiva alla ~ Km.3+500 il tracciato autostradale si sviluppa in rilevato fino alla spalla Nord del viadotto sul Torrente Osa. Il viadotto di attraversamento del Torrente Osa è lungo 800m. Dalla progressiva ~ Km.4+300 alla progressiva ~ Km.4+400 il tracciato autostradale si sviluppa nuovamente in rilevato. I due rilevati di approccio al viadotto sopra descritti raggiungono altezze massime dell'ordine di ~5.0 m.

### **3.4 Da Km.4+400 a Km.8+800**

Dalla progressiva ~ Km.4+400 alla progressiva ~ Km.8+800 l'autostrada attraversa la piana alluvionale dei torrente Osa e fiume Albegna. Il rilevato autostradale funge anche da argine della cassa di espansione Campo Regio, ad oggi in fase di progettazione definitiva, ubicata ad Est del tracciato autostradale. In questo tratta, in variante rispetto al tracciato definito nel 2010, il rilevato autostradale si mantiene ad una distanza di ~ 25 m dalla ferrovia storica Pisa-Roma. I rilevati autostradali raggiungono altezze massime dell'ordine di ~5.0 m.

### **3.5 Da Km.8+800 a Km.10+300**

Dalla progressiva ~ Km.8+800 alla progressiva alla ~ Km.9+5000 il tracciato autostradale si sviluppa in rilevato fino alla spalla Nord del viadotto sul Fiume Albegna. Il viadotto di attraversamento del Fiume Albegna è lungo 1200m. Dalla progressiva ~ Km.10+200 alla progressiva ~ Km.10+300 il tracciato autostradale si sviluppa nuovamente in rilevato. I due rilevati di approccio al viadotto sopra descritti raggiungono altezze massime dell'ordine di ~5.0 m in corrispondenza della spalla Nord e di ~3.5 m in corrispondenza della spalla Sud.

### **3.6 Da Km.10+300 a Km.11+300**

Dalla progressiva ~ Km.10+300 alla progressiva ~ Km.11+300 è in progetto il nuovo svincolo di Albinia. In questa tratta, di circa 1 km, l'autostrada in progetto si sviluppa su rilevati aventi altezze massime dell'ordine di ~2.0÷2.5 m.

### **3.7 Da Km.11+300 a Km.15+700**

Dalla progressiva ~ Km.11+300 alla progressiva ~ Km.15+700 la sede autostradale e la linea ferroviaria storica Pisa-Roma sono nuovamente in affiancamento. Alla progressiva ~ Km.13+400 l'autostrada in progetto, in stretto affiancamento alla linea ferroviaria, sottopassa con uno scatolare l'esistente S.S. Aurelia. I rilevati autostradali, in variante rispetto al tracciato studiato nel 2011, hanno altezze tipiche dell'ordine di ~2.0 m, con valori massimi localizzati dell'ordine di ~ 3.0 m.

### **3.8 Da Km.15+700 a Km.18+400**

Dalla progressiva ~ Km.15+700 alla progressiva ~ Km.18+400 l'autostrada si sviluppa per un breve tratto su un rilevato di nuova costruzione con altezze massime di ~2.0 m. Successivamente, a partire dal km.16+500, l'autostrada si sovrappone, a raso, all'attuale sede della S.S. Aurelia, fino all'inizio dell'imbocco Nord della Galleria Orbetello Scalo, ubicato alla progressiva ~ Km.16+870. La galleria artificiale, di lunghezza pari a 600 m, si sviluppa tra la progressiva ~ Km.17+320 e ~ Km.17+920,

con i due imbocchi, lato Nord e Sud di lunghezza rispettivamente pari a 450 m e 160 m circa. L'imbocco Sud termina alla progressiva ~ Km.18+080.

### **3.9 Da Km.18+400 a Km.19+600**

Dalla progressiva ~ Km.18+400 alla progressiva ~ Km.19+600 la sede autostradale si sovrappone ancora all'attuale sede della S.S. Aurelia. L'autostrada e la linea ferroviaria storica Pisa-Roma sono nuovamente in affiancamento, con una distanza minima tra i cigli inferiori (piedi) dei rilevati pari a ~ 35 m e con altezze dei rilevati autostradali dell'ordine di ~1.0-1.5 m.

### **3.10 Da Km.19+600 a fine Lotto 5b (Km.24+295)**

Dalla progressiva ~ Km.19+600 a fine Lotto 5b, Km.24+295.22, la sede della nuova autostrada coincide con l'attuale sede della S.S. Aurelia, prevedendone un adeguamento in allargamento. In questa tratta si ha una alternanza di tratti in rilevato e tratti in trincea, di seguito elencati:

- Da ~ Km.19+600 a ~ Km.20+400 rilevati a raso
- Da ~ Km.20+400 a ~ Km.20+920 rilevati di altezza massima pari a ~ 5.0 m
- Da ~ Km.20+920 a ~ Km.21+400 trincee di altezza massima, in sx, pari a ~ 13.0 m
- Da ~ Km.21+400 a ~ Km.22+200 rilevati a raso
- Da ~ Km.22+200 a ~ Km.22+600 trincee di altezza massima, in dx, pari a ~ 12.0 m
- Da ~ Km.22+600 a ~ Km.23+400 rilevati di altezza massima pari a ~ 2.0 m
- Da ~ Km.23+400 a ~ Km.23+800 trincee di altezza massima, in dx, pari a ~ 6.0 m
- Da ~ Km.23+800 a fine lotto su rilevati di altezza massima pari a ~ 3.0 m

### **3.11 Principali opere presenti lungo il Lotto 5b**

Lungo lo sviluppo del tracciato del lotto in oggetto sono presenti le seguenti opere d'arte principali:

- VI02: Ponte Sul Collettore Orientale al Km. 0+900 ca.
- Nuovo svincolo Talamone/Fonteblanda tra il Km.1+400 e il Km. 2+000 ca.  
Previsto il nuovo sottopasso ST07  
Previsto il nuovo cavalcavia CV01

- Svincolo Talamone/Fonteblanda esistente tra il Km.2+100 e il Km.2+200 ca.  
Previsto il prolungamento del sottovia stradale esistente ST-01
- GA01: Muro in sx di imbocco tra il Km.2+420 e il Km.2+800 ca.
- GA01: Muro in dx di imbocco tra il Km.2+780 e il Km.2+800 ca.
- GA01: Galleria Artificiale tra il Km.2+800 e il Km.2+900 ca.
- GA01: Muro in sx di imbocco tra il Km.2+900 e il Km.3+080 ca.
- GA01: Muro in dx di imbocco tra il Km.2+900 e il Km.2+920 ca.
- VI03: Nuovo ponte sul Torrente Osa tra il Km.3+500 e il Km.4+300 ca.
- VI04: Nuovo viadotto sul Fiume Albegna tra il Km.8+980 e il Km.10+190 ca.
- Nuovo svincolo di Albinia tra il Km.10+500 e il Km.10+800 ca.  
Previsto il nuovo cavalcavia CV-05
- ST06: Nuovo sottopassaggio della S.S. Aurelia tra il Km.13+370 e il Km.13+400 ca.
- CS12-SC01: Prolungamento sottovia scatolare al Km.14+380 ca.
- GA05: Muro di controripa in sx di imbocco tra il Km.16+870 e il Km.17+320 ca.
- GA05: Galleria Artificiale Orbetello tra il Km.17+320 e il Km.17+920 ca.
- GA05: Muro di controripa in sx di imbocco tra il Km.17+920 e il Km.18+080 ca.
- Svincolo di Ansedonia Nord tra il Km.20+500 e il Km.21+000 ca.  
Previsto il prolungamento del sottovia scatolare esistente CS18-SC02
- Nuovo svincolo di Ansedonia Sud tra il Km.22+100 e il Km.23+200 ca.  
Previsto il nuovo cavalcavia CV04



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

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

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici (vedi Doc.Rif.[1]) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte lungo il tracciato durante le campagne di indagine del Progetto Definitivo (2010 e 2016); i sondaggi delle Fasi A, B e C delle campagne di indagine del Progetto Preliminare (Fase A e B del 2005 e Fase C del 2009) risultano ubicati in posizioni lontane dall'attuale tracciato di progetto e pertanto non sono stati qui presi in considerazione. A seguito della variante plano-altimetrica introdotta in questa fase progettuale, rispetto al tracciato del 2011, anche diverse indagini eseguite nel 2010 risultano ora lontane dalla sede autostradale in progetto; queste indagini sono state tenute in conto, ove pertinente, nella caratterizzazione geotecnica delle diverse unità geologico-geotecniche individuate lungo il tracciato ma non nella ricostruzione stratigrafica locale.

La Tabella 4.1 e la Tabella 4.2 riassumono le principali caratteristiche dei sondaggi eseguiti nel 2010 e nel 2016, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata. In merito al numero di campioni prelevati, indisturbati e rimaneggiati, si precisa che nelle tabelle si riporta esclusivamente l'indicazione del numero di campioni che risultano essere stati sottoposti a prove di laboratorio.

La Tabella 4.3 e la Tabella 4.4 elencano le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi del 2010 e del 2016, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

##### **4.1 Campagna di indagine Progetto Definitivo 2010**

L'indagine del 2010 risulta suddivisa in tre "sub-lotti" (denominati, procedendo da Nord verso Sud, lotto 4/1, 5/2 e 5/1); essa è consistita nell'esecuzione di:

- n.48 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (4/1-SD3, 4/1-SD4, 4/1-SD5, 4/1-SD6, 4/1-SD7, 4/1-SD7bis, 4/1-SD8, 4/1-SD9, 4/1-SD9bis, 4/1-SD10, 4/1-SD11, 4/1-SD12, 4/1-SD13, 4/1-SD14, 4/1-SD15, 4/1-SD16, 4/1-SD17, 4/1-SD18, 4/1-SD19, 4/1-SD20, 4/1-SD21, 4/1-SD22, 4/1-SD23, 4/1-SD27, 4/1-SD28, 4/1-SD29, 4/1-SD30,

5/2-SD1, 5/2-SD2, 5/2-SD3, 5/2-SD3bis, 5/2-SD4, 5/2-SD6, 5/2-SD6bis, 5/2-SD7, 5/2-SD8, 5/2-SD10, 5/2-SD11, 5/2-SD12, 5/2-SD13, 5/2-SD14, 5/2-SD15, 5/1-SD1, 5/1-SD2, 5/1-SD3, 5/1-SD3bis, 5/1-SD4, 5/1-SD5) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- n.400 ca. prove penetrometriche dinamiche SPT
- n.34 prove di permeabilità tipo Lefranc
- n.2 prove di permeabilità tipo Lugeon
- n.1 prova con cono sismico in 5/2-SD4
- n.3 prove Cross-Hole nelle coppie di sondaggi (4/1-SD17 ed SD17bis), (4/1-SD22 ed SD22bis) e (5/2-SD4 ed SD4bis)
- circa n.80 campioni indisturbati
- circa n.190 campioni rimaneggiati.
- n.6 sondaggi geotecnici a distruzione di nucleo (4/1-SD12bis, 4/1-SD17bis, 4/1-SD22bis, 5/2-SD1bis, 5/2-SD4bis e 5/2-SD7bis).
- n.23 pozzetti esplorativi (4/1-Pzd5, 4/1-Pzd6, 4/1-Pzd7, 4/1-Pzd8, 4/1-Pzd9, 4/1-Pzd10, 4/1-Pzd11, 4/1-Pzd18, 4/1-Pzd19, 5/2-Pzd1, 5/2-Pzd4, 5/2-Pzd5, 5/2-Pzd6, 5/2-Pzd7, 5/2-Pzd9, 5/2-Pzd10, 5/2-Pzd12, 5/2-Pzd13, 5/2-Pzd15, 5/1-Pzd1, 5/1-Pzd2, 5/1-Pzd3 e 5/1-Pzd4), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n.34 prove di carico su piastra
  - n.33 prove di densità in sito
  - n.45 campioni rimaneggiati.

## **4.2 Campagna di indagine Progetto Definitivo 2016**

L'indagine del 2010 è consistita nell'esecuzione di:

- n.40 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (5b-SD1, 5b-SD1Ter, 5b-SD2, 5b-SD3, 5b-SD3bis, 5b-SD4, 5b-SD5, 5b-SD6, 5b-SD7, 5b-SD7bis, 5b-SD8, 5b-SD9, 5b-SD10, 5b-SD11, 5b-SD12, 5b-SD13, 5b-SD14, 5b-SD15, 5b-SD16, 5b-SD17, 5b-SD18, 5b-SD20, 5b-SD22, 5b-SD23, 5b-SD24, 5b-SD25, 5b-SD26, 5b-SD27, 5b-SD28, 5b-SD29, 5b-SD31, 5b-SD32, 5b-SD33, 5b-SD34Bis, 5b-SD35, 5b-SD36,

5b-SD37, 5b-SD38, 5b-SD39, 5b-SD40) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- n.358 ca. prove penetrometriche dinamiche SPT
- n.31 prove di permeabilità tipo Lefranc
- n.1 prove di permeabilità tipo Lugeon
- n.3 prove Cross-Hole nelle coppie di sondaggi (5b-SD11 e 5b-SD11bis), (5b-SD20 e 5b-SD20bis) e (5b-SD37bis e 5b-SD37ter)
- circa n.142 campioni indisturbati
- circa n.262 campioni rimaneggiati.
- n.6 sondaggi geotecnici a distruzione di nucleo (5b-SD10bis, 5b-SD11bis, 5b-SD20bis, 5b-SD35bis, 5b-SD37bis, 5b-SD37ter).
- n.14 pozzetti esplorativi (5b-Pzd1, 5b-Pzd4, 5b-Pzd5, 5b-Pzd6, 5b-Pzd7, 5b-Pzd8, 5b-Pzd12Bis, 5b-Pzd16, 5b-Pzd20, 5b-Pzd21, 5b-Pzd22, 5b-Pzd26, 5b-Pzd28, 5b-Pzd30), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - n.28 prove di carico su piastra
  - n.28 prove di densità in sito
  - n.28 campioni rimaneggiati.

**Tabella 4.1: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo 2010 e 2016 che ricadono in prossimità dall'attuale tracciato autostradale in progetto**

Sigla	Prog. km	Quota	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
		(m s.l.m.m.)								
4/1-SD3	~ 0+185	5.32	C.C.	25	3	11	10	1	-	T.A. (4-25)
4/1-SD4	~ 0+920	3.95	C.C.	35	4	5	8	1	-	T.A. (3-18)
										C.P.C. (30)
4/1-SD5	~ 0+895	1.91	C.C.	40	4	4	7	-	-	T.A. (3-40)
4/1-SD6	~ 1+545	2.02	C.C.	25	2	9	10	-	-	T.A. (3-25)
5b-SD1	~ 1+760	13.21	C.C.	35	4	8	8	-	-	T.A. (3-35)
4/1-SD7	~ 1+910	18.91	C.C.	35	2	14	4	-	-	T.A. (6-35)
4/1-SD8	~ 1+905	21.31	C.C.	35	-	12	5	1	-	T.A. (6-35)
4/1-SD9	~ 2+105	18.2	C.C.	25	-	-	2	-	-	T.A. (6-25)
4/1SD9bis	~ 2+320	31.36	C.C.	25	-	2	-	-	-	T.A. (3-25)
5b-SD1 TER	~ 2+520	54.13	C.C.	10	1	4	4	-	-	---
5b-SD2	~ 2+790	44.11	C.C.	20	2	4	-	-	1	T.A. (3-20)
5b-SD3	~ 2+925	45.92	C.C.	25	6	5	9	1	-	T.A. (11.5-16.5)
5b-SD3 bis	~ 2+925	46.13	D.N. C.C.	40	2	2	2	-	-	T.A. (2-40)
5b-SD4	~ 3+075	40.52	C.C.	20	4	4	2	1	-	T.A. (2-9)
5b-SD5	~ 3+090	44.11	C.C.	15	-	1	1	-	-	---
5b-SD6	~ 3+215	51.82	C.C.	23	-	4	5	-	-	T.A. (3-23)
5b-SD7	~ 3+380	34.75	C.C.	20	-	8	6	-	-	T.A. (3-20)
5b-SD7 bis	~ 3+495	9.81	C.C.	35	1	5	3	-	-	T.A. (4-35)
5b-SD8	~ 3+610	4.67	C.C.	25	2	5	5	1	-	T.A. (9-25)
5b-SD9	~ 3+715	1.63	C.C.	35	4	9	10	1	-	T.A. (15-35)
5b-SD10	~ 3+850	0.84	C.C.	40	2	10	11	1	-	T.A. (17-40)
5b-SD10bis	~ 3+850	0.85	D.N.	15	-	-	-	-	-	T.A. (6-15)
5b-SD11	~ 3+980	1.25	C.C.	35	6	7	14	1	-	CH (0-35)
5b-SD11 bis	~ 3+980	1.24	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35)
5b-SD12	~ 4+115	1.81	C.C.	40	8	6	15	1	-	T.A. (9-18)
										C.P.C. (40)
5b-SD13	~ 4+255	0.65	C.C.	35	4	8	13	1	-	T.A. (6-18.5) C.P.C. (25)
5b-SD14	~ 4+535	0.78	C.C.	25.5	3	7	11	1	-	T.A. (6-25)
4/1-SD18	~ 4+980	0.83	C.C.	25	2	6	7	1	-	T.A. (7.50-25.00)
5b-SD15	~ 5+285	0.42	C.C.	25	4	6	12	1	-	T.A. (6-18)
										C.P.C. (20)
5b-SD16	~ 6+150	0.34	C.C.	25	4	8	10	1	-	T.A. (3.5-25)
5b-SD17	~ 7+130	1.08	C.C.	25	3	9	13	1	-	T.A. (5-25)
5b-SD18	~ 7+685	1.36	C.C.	25	4	8	11	1	-	T.A. (1.5-25)
5b-SD20	~ 8+980	1.47	C.C.	50	6	8	9	1	-	CH (0-50)
5b-SD20 bis	~ 9+020	1.38	D.N.	50	-	-	-	-	-	CH (0-50)
5b-SD22	~ 9+650	1.85	C.C.	50	7	9	12	1	-	---

Sigla	Prog. km	Quota	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
		(m s.l.m.m.)								
5b-SD23	~ 9+810	1.79	C.C.	40	8	6	12	-	-	T.A. (3-40)
5b-SD24	~ 9+900	1.69	C.C.	40	7	6	12	1	-	T.A. (3-40)
5b-SD25	~ 10+130	1.94	C.C.	30	3	11	14	2	-	T.A. (3-30)
5b-SD26	~ 10+410	1.62	C.C.	30	4	9	11	1	-	T.A. (10.5-30)
5b-SD27	~ 10+970	1.12	C.C.	25	4	4	9	1	-	T.A. (9-25)
5b-SD28	~ 11+605	1.78	C.C.	25	5	5	10	1	-	T.A. (3-25)
5b-SD29	~ 12+160	3.00	C.C.	25	3	5	9	1	-	T.A. (2-7) C.P.C. (22.5)
5/2-SD3	~ 13+225	6.11	C.C.	25	3	9	11	1	-	T.A. (3-9) T.A. (17-25)
5/2-SD3bis	~ 13+155	6.2	C.C.	25	3	9	12	1	-	T.A. (3-9) C.P.C. (22)
5b-SD31	~ 13+255	6.93	C.C.	35	6	6	10	-	-	T.A. (3-7) C.P.C. (18.5)
5/2-SD4	~ 13+375	6.93	C.C.	35	5	10	14	1	-	Tubo in PVC per CH (0-35)
5/2-SD4bis	~ 13+405	6.98	D.N.	35	-	-	-	-	-	Tubo in PVC per CH (0-35)
5/2-SD6	~ 13+570	7.49	C.C.	25	3	9	11	1	-	T.A. (3-6) C.P.C. (21.5)
5/2-SD6bis	~ 13+695	7.76	C.C.	25	3	9	12	1	-	T.A. (3-7) T.A. (15-22)
5/2-SD7	~ 14+255	7.97	C.C.	25	-	1	11	1	-	T.A. (15-23)
5/2-SD7bis	~ 14+315	7.98	D.N.	7	-	-	-	-	-	T.A. (3-7)
5b-SD32	~ 14+375	7.57	C.C.	30	6	5	12	1	-	T.A. (3-7)C.P.C. (20.5)
5b-SD33	~ 14+830	5.50	C.C.	30	5	6	10	1	-	T.A. (3-7) C.P.C. (20.5)
5/2-SD8	~ 15+410	4.92	C.C.	35	-	1	11	1	-	T.A. (12-18) C.P.C. (26)
5/2-SD10	~ 16+270	4.23	C.C.	25	-	1	9	1	-	T.A. (13-17)
5b-SD34bis	~ 16+890	6.93	C.C.	30	3	8	8	1	-	T.A. (2-8) C.P.C. (18.5)
5b-SD35	~ 17+185	6.96	C.C.	30	4	5	6	1	-	T.A. (11.8-20)
5b-SD35bis	~ 17+210	7.04	D.N.	9	-	-	-	-	-	T.A. (2-9)
5/2-SD11	~ 17+280	8.07	C.C.	30	-	-	11	1	-	T.A. (14.5-30)
5b-SD36	~ 17+460	10.27	C.C.	35	3	6	8	1	-	T.A. (11.8-22)
5/2-SD12	~ 17+675	12.17	C.C.	35	-	-	12	1	-	T.A. (3-35)
5/2-SD13	~ 17+655	11.54	C.C.	35	-	-	13	1	-	T.A. (3-35)
5b-SD37	~ 17+930	11.89	C.C.	37	1	8	11	1	-	Tubo in PVC per CH (0-37)

Sigla	Prog. km	Quota	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
		(m s.l.m.m.)								
5b-SD37bis	~ 17+940	11.69	D.N.	37	-	-	-	-	-	Tubo in PVC per CH (0-37)
5b-SD37 ter	~ 17+940	11.51	D.N.	37	-	-	-	-	-	T.A. (3-13) T.A. (18-34.5)
5b-SD38	~ 18+075	7.54	C.C.	25	1	9	12	1	-	T.A. (3-25)
5/2-SD14	~ 18+235	5.56	C.C.	25	-	4	13	1	-	T.A. (3-25)
5b-SD39	~ 19+210	1.84	C.C.	20	1	8	8	1	-	T.A. (3-20)
5/2-SD15	~ 19+705	4.39	C.C.	20	-	-	10	1	-	T.A. (3-20)
5/1-SD1	~ 20+740	5.44	C.C.	25	3	7	12	1	-	T.A. (4-20)
5/1-SD2	~ 21+345	25.32	C.C.	20	1	3	1	-	-	T.A. (3-20)
5/1-SD3	~ 21+590	21.98	C.C.	20	-	4	3	-	-	T.A. (3-20)
5/1-SD3bis	~ 22+360	17.74	C.C.	15	-	-	-	-	-	T.A. (3-15)
5/1-SD4	~ 22+510	20.48	C.C.	35	-	4	1	-	1	T.A. (3-35)
5/1-SD5	~ 22+530	20.15	C.C.	35	-	-	-	-	1	T.A. (9-35)
5b-SD40	~ 23+720	13.34	C.C.	25	1	10	10	1	-	T.A. (3-25)

CC	= perforazione a carotaggio continuo
D.N.	= perforazione a distruzione di nucleo
D	= profondità in metri da piano campagna
C.I.	= n. di campioni indisturbati disponibili sottoposti a prove di laboratorio
C.R.	= n. di campioni rimaneggiati disponibili sottoposti a prove di laboratorio
SPT	= n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
LEF	= n. prove Lefranc in foro di sondaggio
LUG	= n. prove Lugeon in foro di sondaggio
T.A.	= piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio)
C,P,C,	= cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella)
CH	= tubo in PVC per esecuzione di prova Cross-Hole
(*)	= fori attrezzati per prova Cross-Hole poi non eseguita

**Tabella 4.2: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo 2010 che ricadono lontani dall'attuale tracciato autostradale in progetto**

Sigla	Prog. km	Quota	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
		(m s.l.m.m.)								
4/1-SD10	~ 2+720	38.22	C.C.	25	1	6	10	1	-	T.A. (3-25)
4/1-SD11	~ 2+930	32.68	C.C.	20	-	2	-	-	-	T.A. (6-20)
4/1-SD12	~ 2+985	22.96	C.C.	35	-	2	-	-	-	CH (0-35) (*)
4/1-SD12bis	~ 2+975	22.88	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35) (*)
4/1-SD13	~ 3+075	20.08	C.C.	35	-	-	1	1	-	T.A. (6-35)
4/1-SD14	~ 3+540	11.24	C.C.	29	3	6	7	-	-	T.A. (3-15)
4/1-SD15	~ 4+075	1.68	C.C.	35	7	1	12	1	-	T.A. (3-17)
										C.P.C. (35)
4/1-SD16	~ 4+160	0.61	C.C.	40	8	2	6	1	-	---
4/1-SD17	~ 4+220	2.48	C.C.	35	3	7	5	1	-	CH (0-35)
4/1-SD17bis	~ 4+220	2.25	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35)

Sigla	Prog. km	Quota	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
		(m s.l.m.m.)								
4/1-SD19	~ 5+995	2.62	C.C.	25	3	6	9	1	-	T.A. (3.00-25.00)
4/1-SD20	~ 7+125	1.08	C.C.	40	3	6	10	1	-	T.A. (9.00-40.00)
4/1-SD21	~ 8+090	0.94	C.C.	25	2	9	8	1	-	T.A. (6.00-19.00)
4/1-SD22	~ 8+475	1.65	C.C.	35	3	3	14	1	-	CH (0-35)
4/1-SD22bis	~ 8+480	1.58	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35)
4/1-SD23	~ 8+530	0.35	C.C.	35	2	3	15	1	-	---
4/1-SD27	~ 8+745	1.01	C.C.	40	2	2	15	1	-	T.A. (9-34)
4/1-SD28	~ 8+830	1.96	C.C.	35	2	2	16	1	-	T.A. (9-35)
4/1-SD29	~ 8+860	1.56	C.C.	35	1	3	12	1	-	T.A. (9-20)
										C.P.C. (26)
4/1-SD30	~ 11+220	1.64	C.C.	35	3	12	15	1	-	T.A. (3-35)
5/2-SD1	~ 11+885	4.8	C.C.	20		5	8	1	-	T.A. (14.5-20)
5/2-SD1bis	n.d.	n.d.	D.N.	9.5	-	-	-	-	-	T.A. (3-9.5)
5/2-SD2	~ 12+535	4.55	C.C.	25	4	8	12	1	-	T.A. (2-9)
										C.P.C. (21)
CC = perforazione a carotaggio continuo D.N. = perforazione a distruzione di nucleo D = profondità in metri da piano campagna C.I. = n. di campioni indisturbati disponibili sottoposti a prove di laboratorio C.R. = n. di campioni rimaneggiati disponibili sottoposti a prove di laboratorio SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio LEF = n. prove Lefranc in foro di sondaggio LUG = n. prove Lugeon in foro di sondaggio T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio) C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella) CH = tubo in PVC per esecuzione di prova Cross-Hole (*) = fori attrezzati per prova Cross-Hole poi non eseguita n.d. = dato non disponibile										

**Tabella 4.3: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo 2010 e 2016 che ricadono in prossimità dall'attuale tracciato autostradale in progetto**

Sigla	Prog. Km	Quota	D	D <sub>w</sub>	PLT	γ <sub>d</sub>	C.R.
		(m s.l.m.m.)					
4/1-Pzd5	~ 0+610	1.45	3.5	1.0	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
4/1-Pzd6	~ 1+265	3.48	3.5	1.0	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd7	~ 1+645	4.64	3.5	1.0	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd8	~ 1+745	9.55	4	2.5	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd1	~ 1+990	17.569	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd4	~ 3+760	1.278	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd5	~ 4+400	0.532	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd6	~ 5+050	0.642	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd7	~ 5+650	0.418	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0

Sigla	Prog. Km	Quota	D	D <sub>w</sub>	PLT	γ <sub>d</sub>	C.R.
		(m s.l.m.m.)					
5b-Pzd8	~ 6+570	0.56	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
4/1-Pzd18	~ 9+900	0.74	4	3.2	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd12 bis	~ 10+020	1.539	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd16	~ 12+090	2.84	2.5	1.78	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd4	~ 12+860	5.21	1	1	0.5	0.5	0.5;1.0
5/2-Pzd5	~ 13+085	6.1	4	3.2	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd6	~ 13+285	5.75	0.5	0.5	0.5	-	0.5
5b-Pzd20	~ 13+620	8.601	3.5	-	0.6;1.0	0.6;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd7	~ 13+670	7.69	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd21	~ 14+095	7.17	3.5	3.2	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd9	~ 14+430	7.79	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd10	~ 14+625	6.76	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd22	~ 14+720	5.97	3.5	3.5	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd12	~ 15+560	4.62	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd26	~ 16+620	6.194	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd13	~ 16+945	4.71	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd15	~ 18+255	3.6	4	2.4	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd28	~ 19+130	1.949	3	2.7	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5b-Pzd30	~ 20+080	2.423	3.2	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/1-Pzd1	~ 20+670	n.d.	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.4
5/1-Pzd2	~ 20+790	n.d.	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.7
5/1-Pzd4	~ 22+790	n.d.	4	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.9
D	= profondità del pozzetto, in metri da piano campagna						
D <sub>w</sub>	= profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua						
PLT	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra						
γ <sub>d</sub>	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito						
C.R.	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati <u>prelevati</u> campioni rimaneggiati						
n.d.	= dato non disponibile						

**Tabella 4.4: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo 2010  
che ricadono lontani dall'attuale tracciato autostradale in progetto**

Sigla	Prog. Km	Quota	D	D <sub>w</sub>	PLT	γ <sub>d</sub>	C.R.
		(m s.l.m.m.)					
4/1-Pzd9	~ 3+850	1.22	3.5	1	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd10	~ 4+350	2.19	4.2	1	-	-	0.5;1.0
4/1-Pzd11	~ 4+565	0.7	4	0.7	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd19	~ 9+800	1.15	4	3.2	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd1	~ 10+830	0.86	1.1	1.1	-	-	0.5
5/1-Pzd3	~ 22+500	n.d.	0.1	-	-	-	-

D	= profondità del pozzetto, in metri da piano campagna
D <sub>w</sub>	= profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua
PLT	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra
γ <sub>d</sub>	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito
C.R.	= profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati <u>prelevati</u> campioni rimaneggiati
n.d.	= dato non disponibile

## **5. INQUADRAMENTO SISMICO**

L'inquadramento sismico dell'area nell'intorno del tracciato di progetto è stato redatto in accordo alle prescrizioni delle NTC2008, Doc.Rif.[27].

L'opera si snoda all'interno di un'area caratterizzata da sismicità generalmente bassa, principalmente dominata dall'area sismogenetica di *Mugello – Città di Castello - Leonessa* (ITCS037) che marca il confine occidentale della catena Nord-Appenninica.

Nel seguito verranno evidenziate le strutture sismogenetiche di interesse, arrivando a definire nei paragrafi successivi i valori di pericolosità sismica di progetto e la magnitudo ad essi riferibile.

### **5.1 Sismicità dell'area**

#### **5.1.1 Strutture sismogenetiche**

La Figura 5.1 illustra la distribuzione dei terremoti inclusi nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (Rovida, 2011) aventi epicentro nell'Italia centrale. Gli epicentri sono sovrapposti alle sorgenti sismiche del modello di zone sismogenetiche ZS9 (Meletti *et al.*, 2008), alla base dell'attuale mappa di pericolosità del territorio italiano inclusa nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008). È possibile osservare come gli eventi di maggiore magnitudo siano localizzati nella regione appenninica, a distanze anche significative dalla tratta oggetto di studio (>120km).

Il tracciato oggetto dello studio è localizzato a Ovest della zona ZS921, come mostrato in Figura 5.1 in un'area caratterizzata da rari eventi aventi magnitudo limitate. Il modello ZS9 individua nella fascia tirrenica le zone 921 (a circa 25km di distanza dall'area di interesse) e 922 (a distanza > di 100km), entrambe caratterizzate da una diffusa sismicità di energia moderata, con pochi eventi di magnitudo più elevata, responsabili di danni significativi su aree di limitata estensione a causa della vicinanza alla superficie degli ipocentri (ad es. Bagnoregio 1695, Orciano Pisano 1846, Piancastagnaio 1919). Verso Est, le zone 916 e 920

risultano caratterizzate da sismicità bassa con sporadici eventi di magnitudo più elevata.

La fascia appenninica dalla Lunigiana fino al confine Abruzzo-Molise è caratterizzata dalla presenza delle zone sismogenetiche 915, 919 e 923, di cui la più vicina al sito è a una distanza di circa 120 km, epicentri di terremoti di magnitudo elevata (Aquilano 1703 – M X.X, Aezzano 1915 - M X.X).

La Figura 5.2 evidenzia le principali faglie “composite” definite sulla base dei risultati del progetto DISS3 (Basili et al. 2008, DISS Working Group, 2015) quali proiezioni in superficie dei sistemi di strutture sismogenetiche ritenuti attivi, caratterizzabili da un punto di vista geometrico e parametrico in maniera coerente con le sorgenti sismogenetiche incluse (poligoni gialli, in figura); le campiture in rosso indicano i sistemi di faglie, mentre le frecce gialle indicano la distanza del tracciato (evidenziato in blu chiaro) dalle zone sismogenetiche.

Nello specifico, si evidenziano due principali aree sismogenetiche di interesse descritte ai paragrafi successivi:

- *Mugello - Città di Castello - Leonessa;*
- *Livorno Hills.*

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

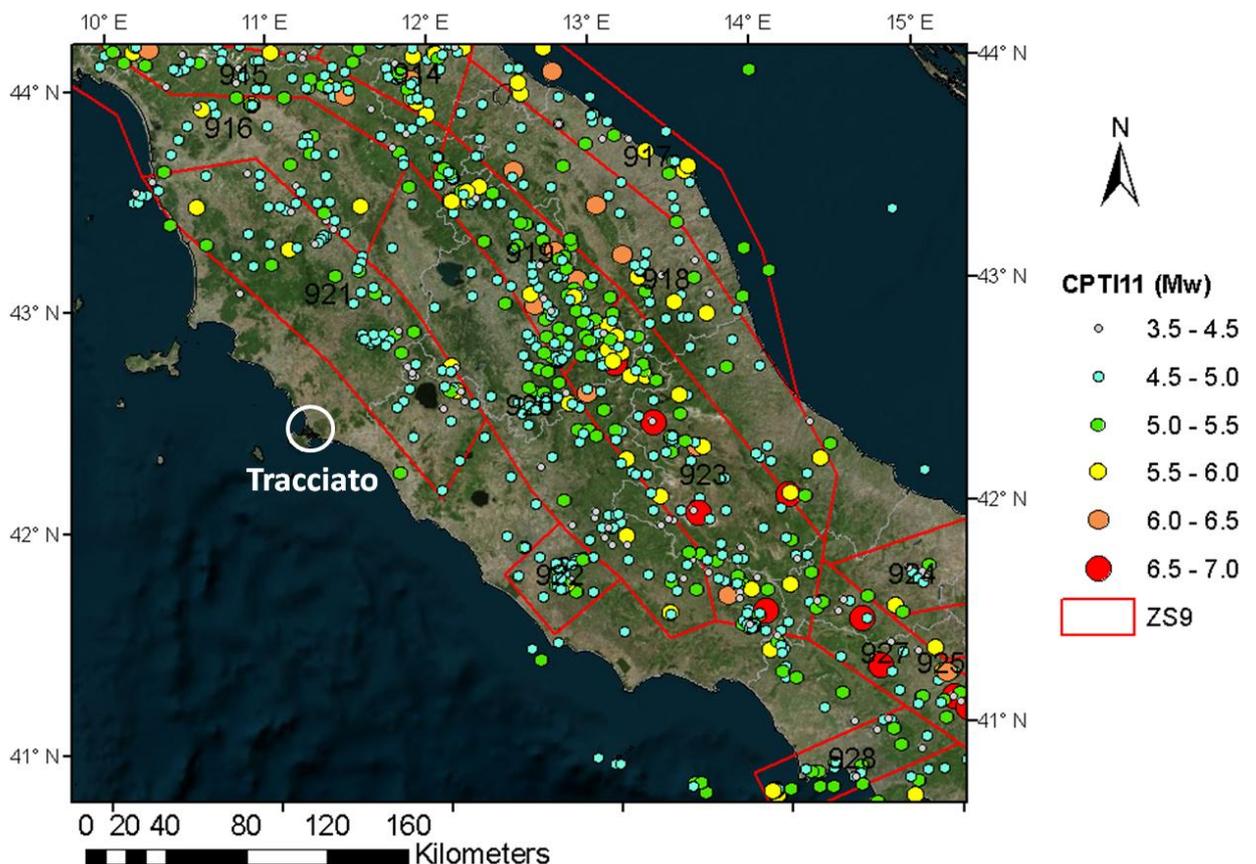
#### **5.1.1.1 Area sismogenetica del Mugello – Città di Castello - Leonessa**

L'area sismogenetica più prossima al tracciato (110 Km ca. ad Est), e pertanto di maggiore interesse, è la *Mugello - Città di Castello – Leonessa*. Essa risulta associabile a terremoti con profondità comprese tra 0.5 (superficiali) e 8 Km, con magnitudo (momento)  $M_w=6.2$ .

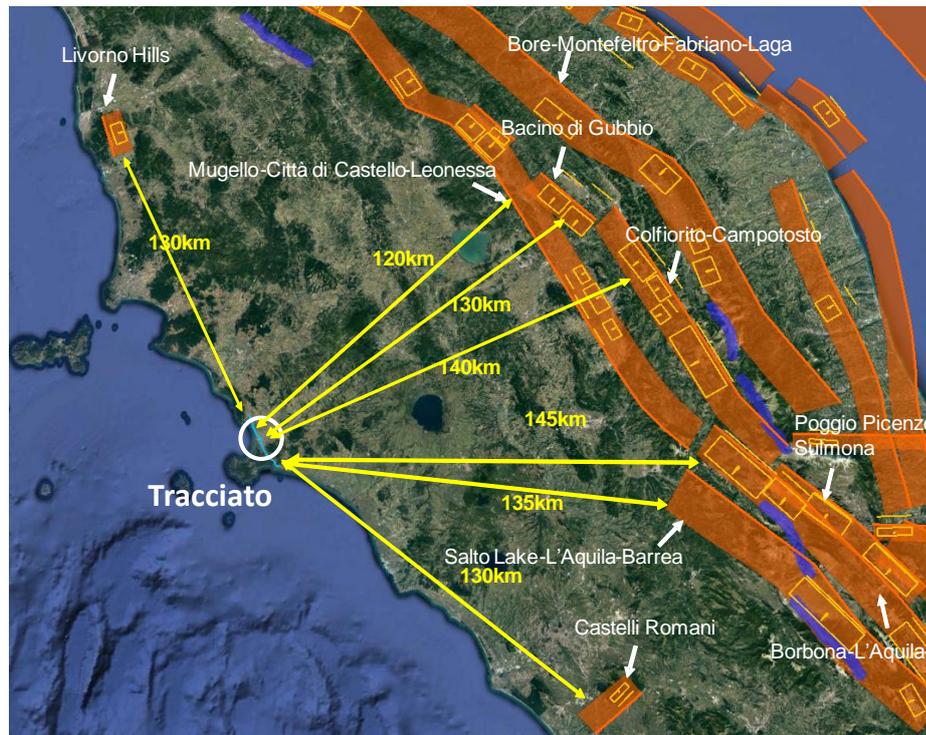
L'area sismogenetica del Mugello, che si sviluppa per una lunghezza di 200 km lungo il confine occidentale nord-appenninico, costituisce il nucleo del sistema di faglie Etrusco (EFS), detto anche Altotiberino (vedi Figura 5.3), caratterizzato da meccanismi di tipo estensionale con immersione a Ovest, primo responsabile dell'elevata sismicità della Regione Umbria.

Nel dettaglio, l'area sismogenetica del Mugello include alcune sorgenti sismogenetiche tra le quali si riconoscono (vedi Figura 5.4):

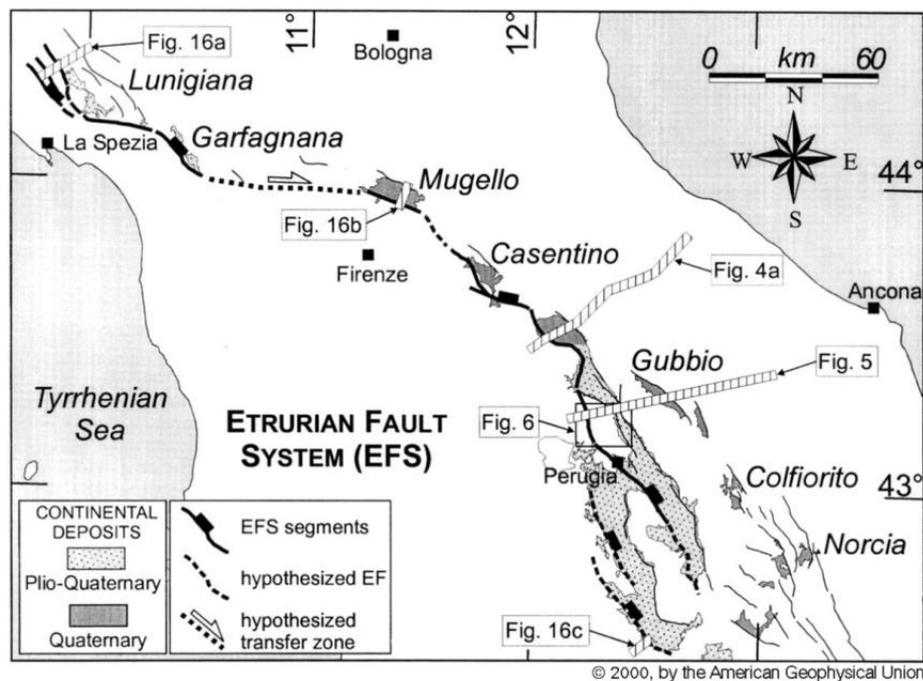
- Ad Est, le strutture di:
  - *Bastia* (associata al terremoto del 1854 - Mw 5.4)
  - *Foligno* (associata al terremoto del 1832 - Mw=5.8)
  - *Trevi* (associata all'evento sismico del 1878 - Mw=5.5)
- A Nord-Est, le strutture di:
  - *Monterchi* (associata al terremoto del 1917 - Mw=5.8)
  - *Anghiari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



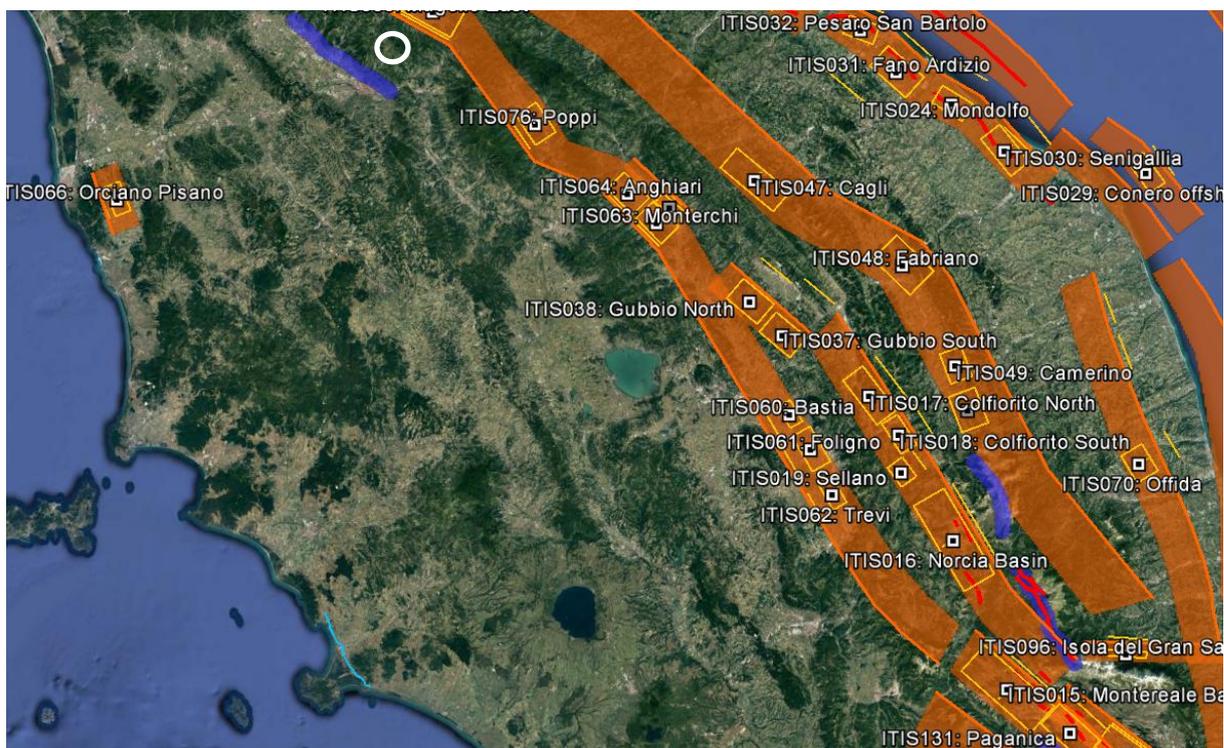
**Figura 5.1** Contesto sismotettonico della regione estesa nell'intorno del sito di progetto. Poligoni rossi: confini delle sorgenti sismogenetiche del modello ZS9 (Meletti et al., 2008). Punti colorati: epicentri dei terremoti inclusi nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI11)



**Figura 5.2: Mappa delle sorgenti sismogenetiche DIS3 (Basili et al., 2008, DIS3 Working Group, 2015). Rettangoli gialli: faglie individuali del modello DIS3. Rettangoli campiti arancioni: sistemi di faglie composite**



**Figura 5.3: Assetto strutturale del sistema di faglie Etrusco o Altotiberino (da Boncio et al., 2000)**



**Figura 5.4: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - dettaglio dell'area del Mugello - Città di Castello – Leonessa (Fonte: Database of Individual Seismogenic Sources DISS 3.2.0)**

#### **5.1.1.2 Area sismogenetica Livorno Hills**

A distanza di circa 100 km, a Nord del tracciato, si evidenzia la seconda zona sismogenetica di interesse, denominata *Livorno Hills*, con profondità compresa tra 1 e 7 Km, associabile ad eventi sismici di magnitudo pari a 5.7.

Tale zona comprende la sorgente di *Orciano Pisano* (ritenuta responsabile del terremoto del 1846 - Mw=5.7).

#### **5.1.2 Intensità macrosismica**

Per avere un quadro completo dei livelli di sismicità dell'area di interesse, un utile riferimento è costituito dal Database Macrosismico Italiano DBMI15 (Locati et al., 2016), il quale contiene tutte le informazioni riguardanti le intensità macrosismiche osservate a seguito dei terremoti accaduti fino al 2014. In particolare, la Tabella 5.1 riporta la storia sismica associata al comune di Orbetello (prossimo al

tracciato di progetto) in termini di intensità macrosismica osservata in terremoti passati. Si nota come non vi siano eventi capaci di produrre risentimenti al sito di intensità sismiche maggiori di 4. Nella scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS) un'intensità pari a IV corrisponde a una scossa moderata, avvertita da molte persone, tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.

Da quanto sopra si evince come sia associabile al tracciato di progetto una bassa sismicità storica.

**Tabella 5.1: Storia macrosismica del comune di Orbetello  
(dal catalogo DBMI 2015, Locati et al., 2016)**

Anno	Area epicentrale	Mw	Intensità al sito (MCS)
1980	Costa Grossetana	4.44	5
1971	Tuscania	4.83	2
1919	Val di Paglia	5.36	2
1909	Creste Senesi	5.34	4
1846	Colline Pisane	6.04	F
1742	Livorno	4.87	F

## 5.2 Magnitudo di riferimento

La magnitudo di riferimento è stata ottenuta dall'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica forniti dal Progetto S1 (Meletti et al., 2007, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>), alla base delle indicazioni NTC2008.

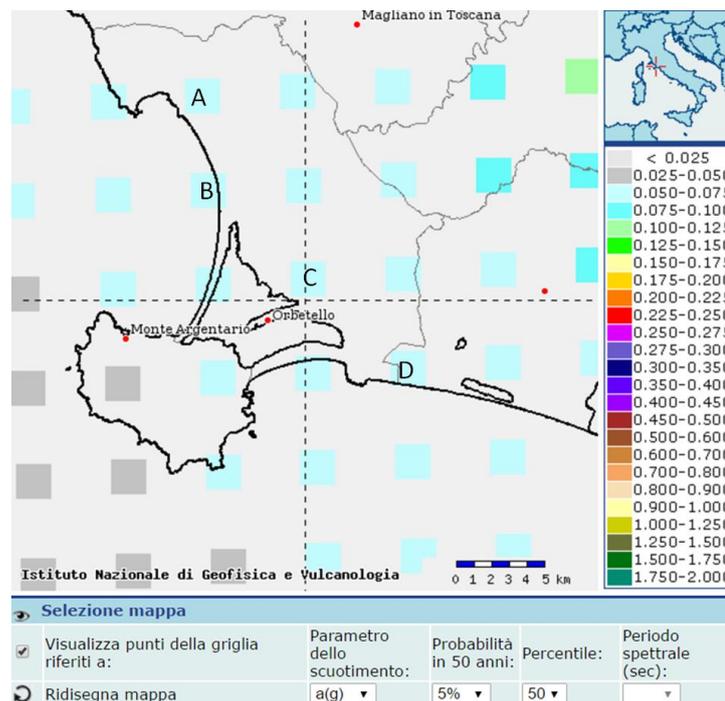
Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento del progetto S1 è possibile ottenere il dettaglio in forma grafica e tabellare il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo M e distanza D alla pericolosità del nodo.

Le coppie M-D sono state qui determinate per il periodo di ritorno pari a 975 anni (probabilità di superamento del 5% in 50 anni), sostanzialmente paragonabile a quello relativo allo stato limite SLV definito nel paragrafo successivo e di interesse per le analisi di liquefazione ( $T_r=949$  anni).

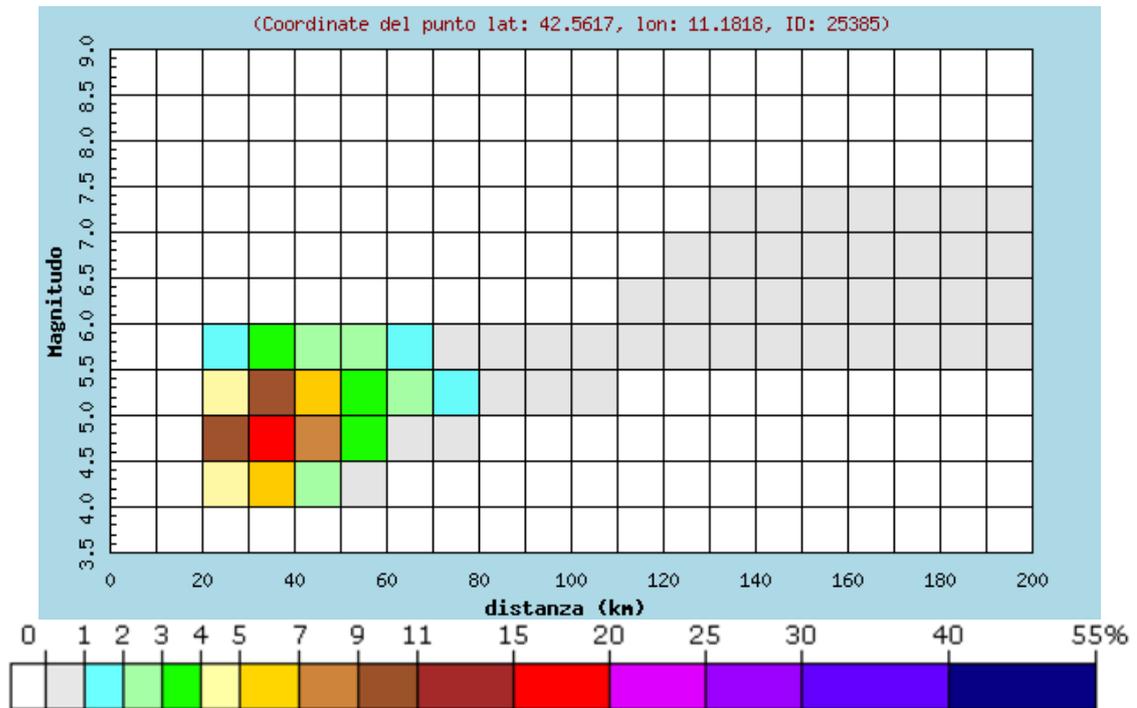
In Figura 5.5 sono evidenziati i 4 nodi della griglia di riferimento (A, B, C e D) posti lungo il tracciato di progetto, per i quali sono presentate le analisi di disaggregazione nelle successive figure (da Figura 5.6 a Figura 5.9). Si evidenzia

come il maggior contributo (moda della distribuzione) venga dalle sorgenti con magnitudo 4.5-5.5 poste a distanze di 30-50 Km dal sito di progetto. Le medie di magnitudo e distanza sono comprese rispettivamente fra  $M_w=5.1-5.2$  e distanze fra 50 e 60 km. Questo leggero aumento dei valori medi rispetto alla moda è dovuto ai contributi minoritari alla pericolosità provenienti da sorgenti più lontane caratterizzate da magnitudo più elevata, corrispondenti alle sorgenti sismogenetiche dell'arco appenninico.

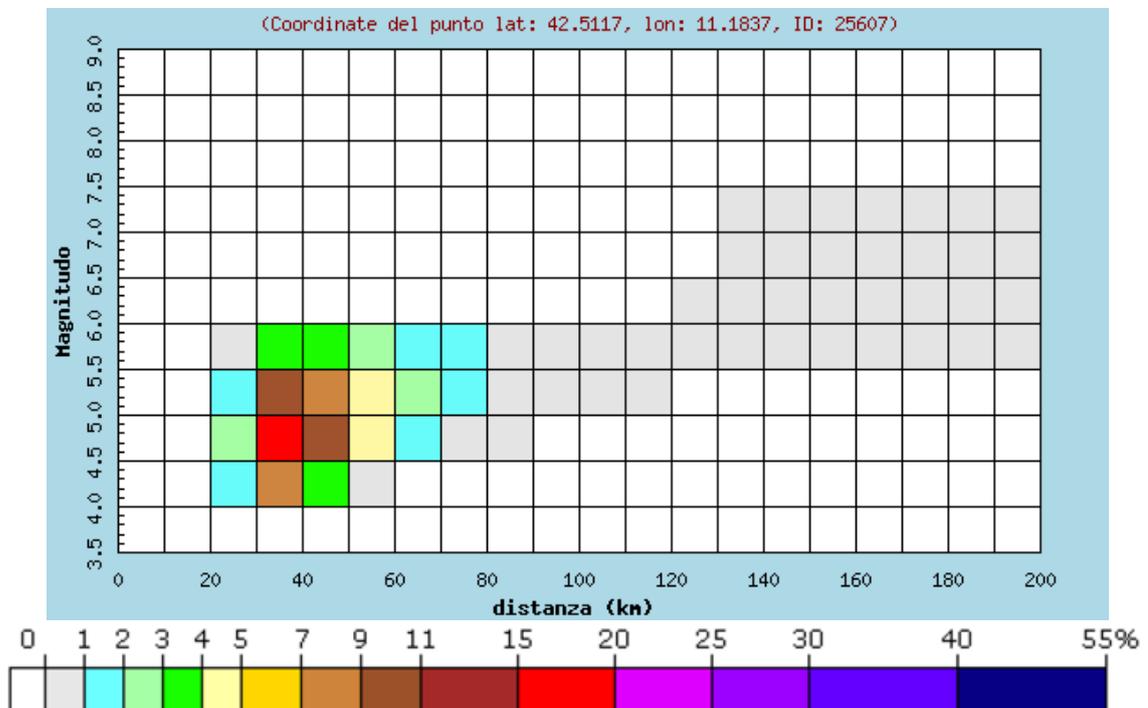
Sulla base anche del quadro sismotettonico evidenziato nel paragrafo 5.1.1, si ritiene ragionevole assumere, in via cautelativa, un valore di magnitudo  $M_w=5.8$  quale riferimento per le verifiche; tale valore è associabile, come descritto meglio nel paragrafo 5.1.1.1, alle strutture sismogenetiche di Foligno, Monterchi, Anghiari e Poppi, tutte facenti parte dell'area sismogenetica *Mugello - Città di Castello - Leonessa* (vedi la Figura 5.4).



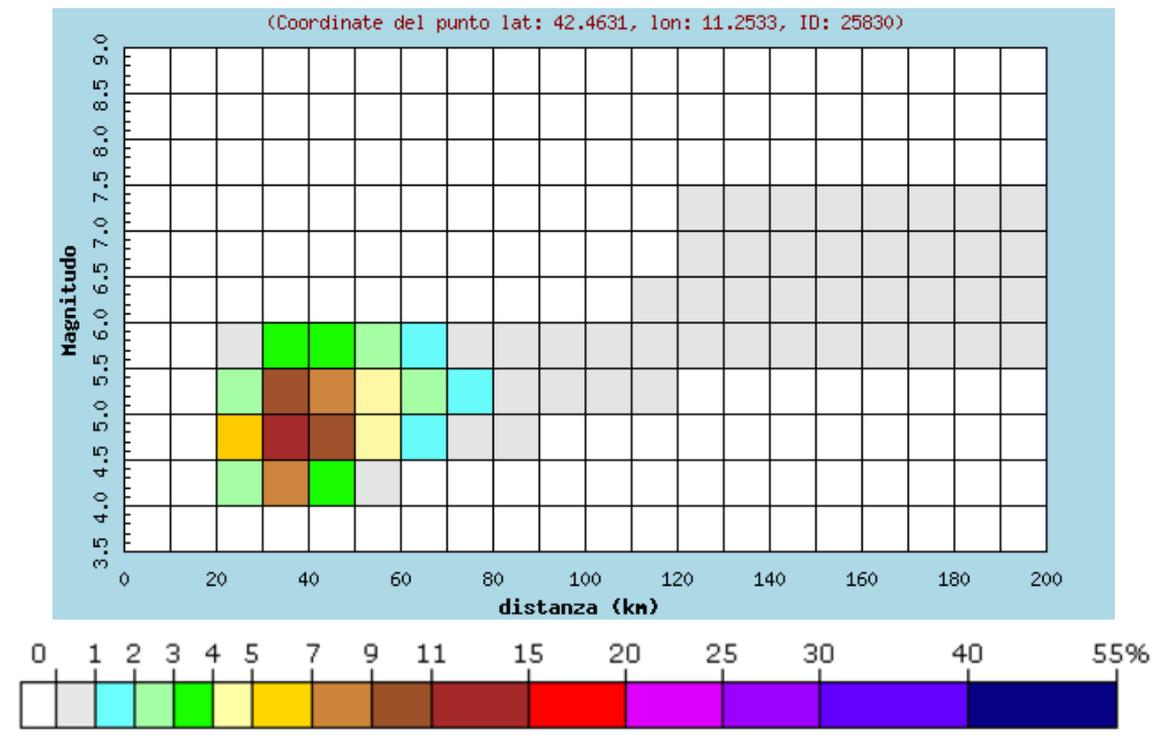
**Figura 5.5** Punti della griglia selezionati lungo il tracciato (A, B, C e D) per la disaggregazione delle coppie magnitudo distanza, corrispondenti a un'accelerazione con probabilità di superamento del 5% in 50 anni (Progetto S1 - Meletti et al., 2007, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)



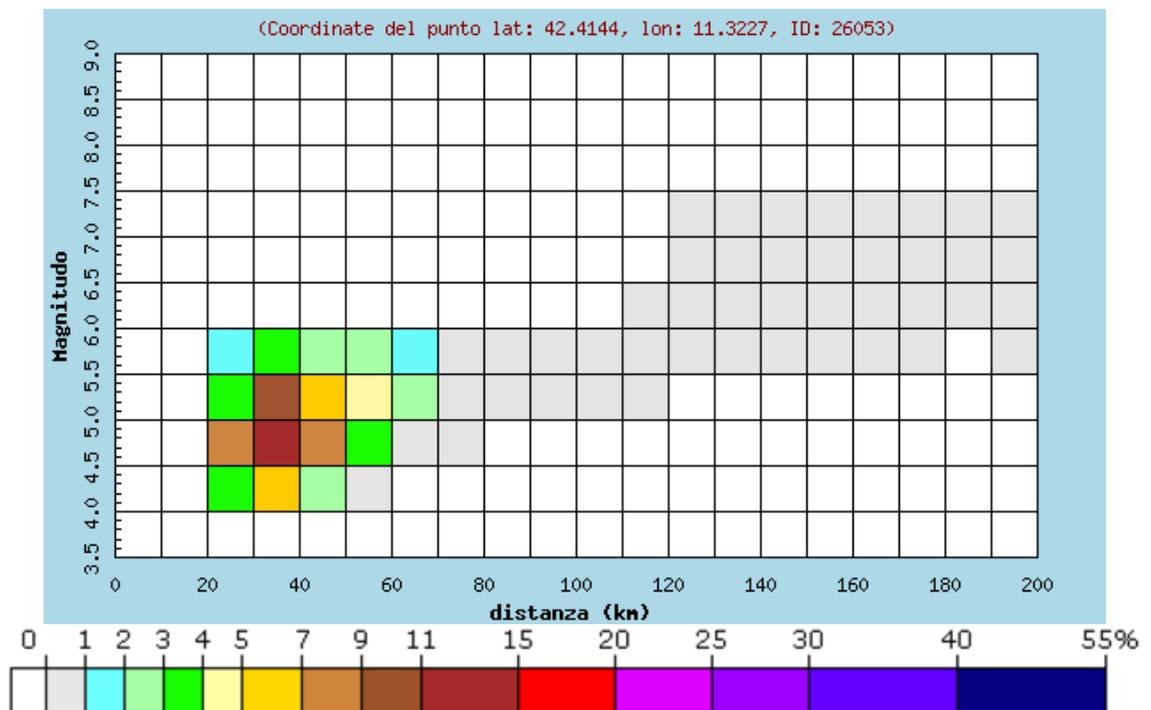
**Figura 5.6 - Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto A di Figura 5.5: magnitudo media 5.1, distanza ca. 50 Km**



**Figura 5.7 - Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto B di Figura 5.5: magnitudo media 5.2, distanza ca. 55 Km**



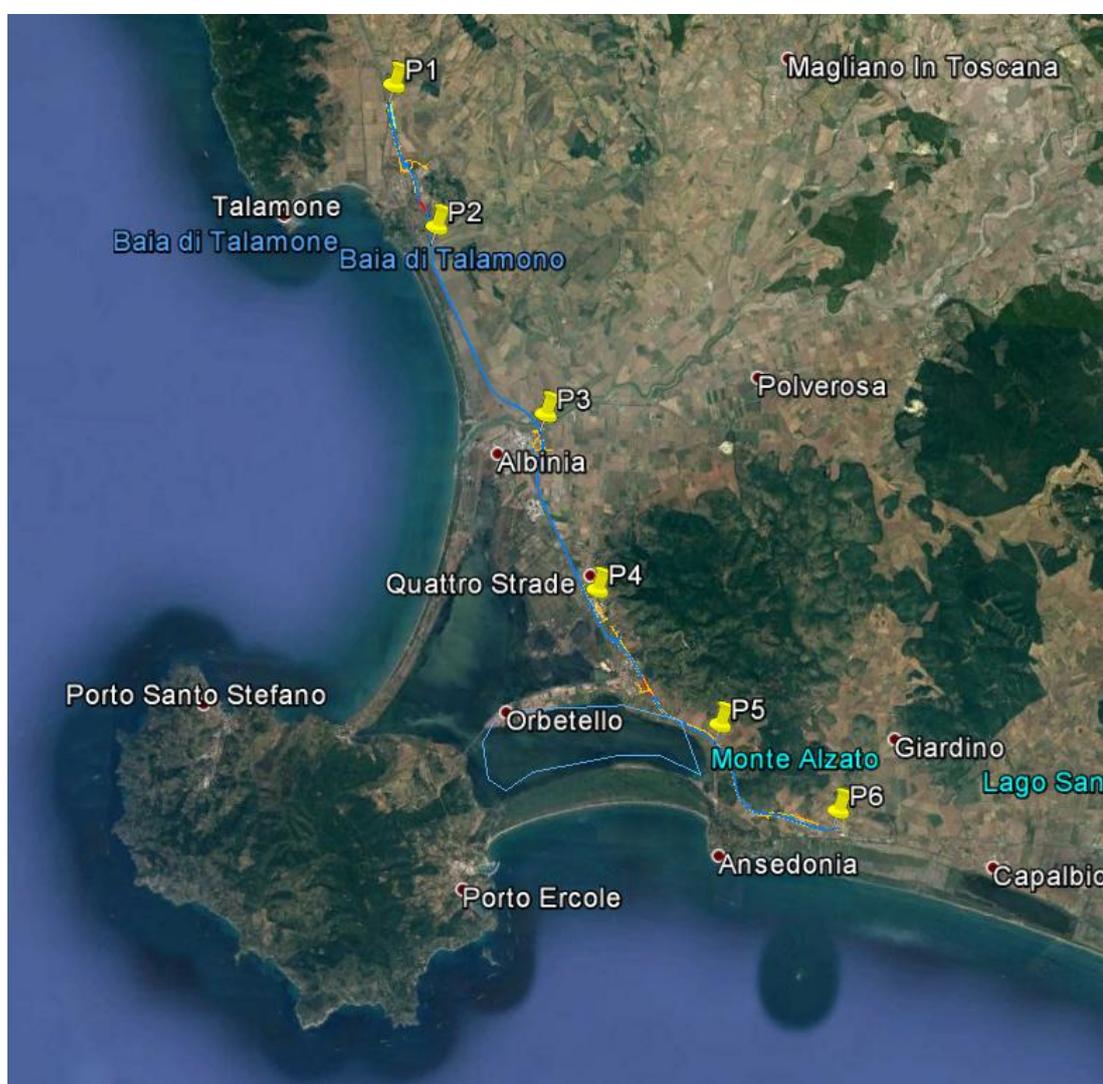
**Figura 5.8 - Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto C di Figura 5.5: magnitudo media 5.2, distanza 56 Km**



**Figura 5.9 - Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto D di Figura 5.5: magnitudo media 5.2, distanza 55 Km**

### 5.3 Localizzazione dei punti di interesse lungo il tracciato

Al fine di fornire un inquadramento complessivo dell'azione sismica (pericolosità) lungo il tracciato di progetto, sono stati individuati 6 punti di interesse, così da valutare la variabilità dell'input sismico lungo il tracciato. I punti dove è stata definita l'azione sismica di progetto sono localizzati in Figura 5.10 mentre nella Tabella 5.2, viene fornito l'identificato del punto di interesse, la progressiva dell'autostrada in progetto e le coordinate latitudine e longitudine.



**Figura 5.10 – Punti di interesse lungo il tracciato per la definizione dell'azione sismica di progetto (denominazione e coordinate in Tabella 5.2)**

**Tabella 5.2 –Identificazione e coordinate geografiche dei punti di interesse lungo il tracciato per la definizione dell'azione sismica di progetto**

ID	Progressive di riferimento	Lat	Long
P1	0+000	42.584	11.163
P2	5+000	42.550	11.180
P3	10+000	42.507	11.218
P4	15+000	42.466	11.238
P5	20+000	42.435	11.280
P6	24+200	42.416	11.320

#### **5.4 Definizione dell'azione sismica di progetto**

La definizione dell'azione sismica di progetto è stata condotta secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche alla base della progettazione (DM 14 gennaio 2008. Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04.02.2008 – Supplemento Ordinario n. 159).

In particolare, l'azione sismica in base alla quale va valutato il rispetto dei diversi stati limite per le strutture in progetto deve essere definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  "ancorato" al valore di  $a_g$ , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura. Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite considerato per la verifica, la forma spettrale è definita a partire dai valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{c*}$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, sulla base della classificazione delle opere in progetto (par. 5.4.1). Successivamente, nel par.5.4.2 saranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta, nel par. 5.4.3, per suolo rigido in corrispondenza dei punti definiti nella Tabella 5.2 precedente. La determinazione della categoria di suolo (e topografica) di riferimento attraverso l'interpretazione delle indagini geotecniche disponibili e i corrispondenti valori dell'azione sismica saranno oggetto dei par. 5.5.5, 5.5.6 e 0.

#### **5.4.1 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica**

La Vita Nominale  $V_N$  di un'opera, intesa come il numero di anni in cui essa possa essere usata per lo scopo al quale è destinata, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2008:

- $V_N \leq 10$  anni                    per opere provvisorie e opere provvisionali
- $V_N \geq 50$  anni                    per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
- $V_N \geq 100$  anni                    per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in oggetto, la tratta è classificata come opera ordinaria, per cui:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2008 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso  $C_U = 0.7$ .
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria

la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis .... Per le quali  $C_U = 1.0$ .

- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali  $C_U = 1.5$ .
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali  $C_U = 2$ .

Tutte le opere che appartengono all'asse autostradale principale sono ritenute appartenere alla Classe IV. Pertanto, sulla base delle indicazioni NTC2008 si adotterà un coefficiente d'uso  $C_U = 2$ . L'azione sismica di verifica delle opere viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di opera, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Alla luce di quanto sopra, si ha:

$$V_R = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

#### 5.4.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Secondo le indicazioni NTC2008, l'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite relativi all'opera da verificare ed alle corrispondenti probabilità  $P_{VR}$  di realizzarsi nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2008 al par. 3.2.1 sono:

- **Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita umana (SLV)**

Lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, viene definito come lo stato limite per cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- **Stato Limite Ultimo di Prevenzione del Collasso (SLC)**

Lo Stato Limite Ultimo di Prevenzione del Collasso, **SLC**, viene definito come lo stato limite per il quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

- **Stato Limite di Esercizio di Immediata Operatività (SLO)**

Lo Stato Limite di Esercizio di Immediata Operatività, **SLO**, viene definito per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.

- **Stato Limite di Esercizio di Danno (SLD)**

Lo Stato Limite di Esercizio di Danno, **SLD**, viene definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Sarà compito del progettista delle singole opere selezionare le prestazioni della struttura da verificare per ogni Stato Limite, Ultimo e di Esercizio, considerato.

Le probabilità di superamento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite considerati sono riportati in Tabella 5.3 (cfr Tab 3.2.1 NTC2008).

Il tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento  $V_R$  ed alla probabilità di superamento  $P_{VR}$  dalla relazione  $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$ . La Tabella 5.4 riporta i valori di riferimento per il caso specifico di  $V_R = 100$  anni.

**Tabella 5.3 – probabilità di superamento a cui riferirsi per determinate l'azione sismica agente agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio**

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento in $V_R$	
Esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

**Tabella 5.4 – Tempi di ritorno dell'azione sismica di verifica**

Stato Limite		P <sub>VR</sub> %	T <sub>R</sub> anni
SLE	SLO	81%	60
	SLD	63%	101
SLU	SLV	10%	949
	SLC	5%	1950 *

\* Da Allegato 1 alle NTC: "Se T<sub>R</sub>>2475 anni, si porrà T<sub>R</sub> = 2475 anni"

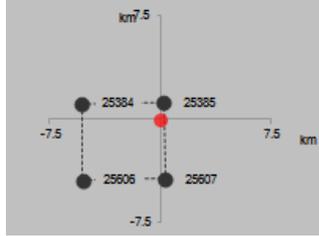
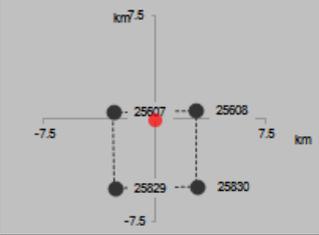
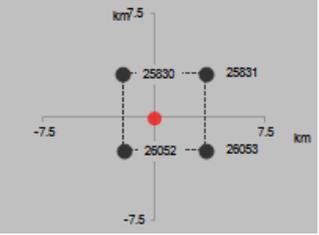
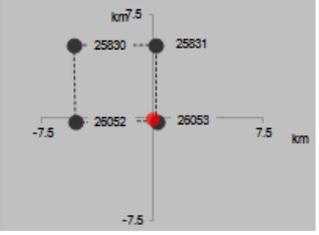
### 5.4.3 Accelerazione di riferimento su suolo rigido a<sub>g</sub>

In allegato al testo delle NT2008 vengono tabellati i valori di a<sub>g</sub> (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale), F<sub>o</sub> (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T<sub>c</sub>\* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per una griglia di punti distribuiti sull'intero territorio nazionale. I corrispondenti valori di pericolosità sismica situati in punti intermedi della griglia (individuati dalle loro coordinate, cfr. Tabella 5.2) si ottengono per interpolazione sui quattro punti di griglia adiacenti.

In Tabella 5.5 si riportano, per ciascuno dei sei punti di interesse individuati, la progressiva chilometrica dell'autostrada, le coordinate Latitudine e Longitudine ed uno schema con la localizzazione del punto considerato rispetto ai quattro nodi della griglia dei valori di pericolosità più vicini (schema ottenuto attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2009).

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a<sub>g</sub>, F<sub>o</sub> e T<sub>c</sub>\* è riportato in Tabella 5.6 (V<sub>N</sub>=100 anni).

**Tabella 5.5: Associazione dei punti di interesse selezionati (Figura 5.10) ai nodi della griglia dei valori di pericolosità sismica in accordo alle tabelle allegate alle NT2008**

ID	Progressive di riferimento	Lat	Long	Punti della griglia adiacenti (da Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP, 2009)
P1	0+000	42.584	11.163	
P2	5+000	42.550	11.180	
P3	10+000	42.507	11.218	
P4	15+000	42.466	11.238	
P5	20+000	42.435	11.280	
P6	24+200	42.416	11.320	

**Tabella 5.6: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLP<sub>z</sub> 2009) per  $V_R = 100$  anni**

ID	Progressive	Tabella valori				
		SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
P1	0+000	SLO	60	0.031	2.688	0.212
		SLD	101	0.036	2.706	0.244
		SLV	949	0.062	2.860	0.305
		SLC	1950	0.072	2.949	0.317
P2	5+000	SLO	60	0.031	2.690	0.211
		SLD	101	0.035	2.709	0.244
		SLV	949	0.061	2.861	0.307
		SLC	1950	0.070	2.945	0.319
P3	10+000	SLO	60	0.030	2.689	0.211
		SLD	101	0.035	2.707	0.242
		SLV	949	0.060	2.860	0.309
		SLC	1950	0.069	2.946	0.322
P4	15+000	SLO	60	0.029	2.690	0.209
		SLD	101	0.034	2.710	0.236
		SLV	949	0.058	2.857	0.312
		SLC	1950	0.067	2.941	0.325
P5	20+000	SLO	60	0.030	2.687	0.210
		SLD	101	0.035	2.706	0.239
		SLV	949	0.059	2.862	0.313
		SLC	1950	0.068	2.948	0.326
P6	24+200	SLO	60	0.030	2.682	0.212
		SLD	101	0.035	2.703	0.248
		SLV	949	0.060	2.869	0.313
		SLC	1950	0.070	2.955	0.326

## 5.5 Risposta sismica locale

In accordo alle NTC2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, va definito l'effetto della risposta sismica locale (ossia la modifica all'azione sismica indotta dalle caratteristiche stratigrafiche locali e topografiche),

mediante specifiche analisi. In alternativa, per la definizione degli effetti di risposta sismica locale è possibile seguire un approccio semplificato basato sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento; in particolare, è possibile adottare opportuni coefficienti moltiplicativi definiti dalle NTC2008 in funzione della categoria stratigrafica e topografica, riassunti nel fattore di sito  $S$  definito come:

$$S = S_s \cdot S_T$$

dove  $S_s$  tiene conto della categoria di suolo, e  $S_T$  dell'andamento della superficie topografica.

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

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

- determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità

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

### 5.5.1 Definizione delle Categorie di sottosuolo in accordo alle NTC2008

Sulla base delle informazioni disponibili, l'area di intervento, dal punto di vista della risposta sismica locale, può essere assegnata, a seconda del tratto considerato, ad una delle tre seguenti categorie di sottosuolo (vedi la Tabella 5.7):

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

### 5.5.2 Dati disponibili per la determinazione della categoria di sottosuolo

Per la definizione della categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto si hanno a disposizione i risultati di sei prove Cross-Hole, prove penetrometriche dinamiche (SPT), eseguite sia in terreni a grana grossa che in terreni a grana fine, e prove di laboratorio del tipo triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) su campioni indisturbati di terreni a grana fine. Le prove SPT sono disponibili su tutta la lunghezza di ogni verticale indagata, sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa, mentre i risultati delle prove TX-UU, espressi in termini di parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate ( $c_u$ ), sono disponibili solo dove è stato possibile recuperare campioni indisturbati. Il numero e la frequenza delle prove TX-UU disponibili non permettono di ricostruire profili di  $c_u$  rappresentativi per ciascun tratto di verticale indagata che abbia interessato spessori significativi di terreni a grana fine; pertanto, confrontando la quantità d'informazioni disponibili, per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento essenzialmente alle prove Cross-Hole ed alle prove SPT; queste ultime, secondo quanto meglio descritto nel paragrafo 5.5.3, sono state considerate rappresentative anche dei terreni a grana fine.

I risultati delle prove Cross-Hole, espressi in velocità delle onde di taglio  $v_s$ , sono riportati da Figura 5.11 a Figura 5.16. Nelle figure citate sono riportati anche i valori delle  $v_s$  ricavati dall'interpretazione delle prove SPT (secondo la correlazione di Ohta e Goto 1978, vedi paragrafi 7.2.4 e 7.3.5) eseguite negli stessi sondaggi delle prove Cross-Hole ed in quelli presenti nelle immediate vicinanze. Nello specifico:

- Nella Figura 5.11 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5b-SD11 e 5b-SD11bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:
  - Depositi H1a1 → da p.c. a 3.0 m da p.c.
  - Depositi H1a → da 3.0 m da p.c. a 9.5 m da p.c.
  - Depositi H3c → da 9.5 m da p.c. a 18.0 m da p.c.
  - Depositi H3a → da 18.0 da p.c. m a 33.5 m da p.c.
  - Depositi Qt1d → da 33.5 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 5b-SD10, 5b-SD11 e 5b-SD12.

- nella Figura 5.12 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 4/1-SD17 e 4/1-SD17bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1a1 → da p.c. a 2.0 m da p.c.
- Depositi H1a → da 2.0 m da p.c. a 7.5 m da p.c.
- Depositi H3c → da 7.5 m da p.c. a 20.0 m da p.c.
- Depositi Qt1k → da 20.0 da p.c. m a 22.0 m da p.c.
- Depositi Cv → da 22.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 4/1-SD15, 4/1-SD16 e 4/1-SD17.

- Nella Figura 5.13 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 4/1-SD22 e 4/1-SD22bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1b → da p.c. a 4.0 m da p.c.
- Depositi H1a → da 4.0 m da p.c. a 11.5 m da p.c.
- Depositi H2 → da 11.5 m da p.c. a 15.0 m da p.c.
- Depositi H3a → da 15.0 m da p.c. a 23.5 m da p.c.
- Depositi H3b → da 23.5 da p.c. m a 30.0 m da p.c.
- Depositi Qt1k → da 30.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 4/1-SD22 e 4/1-SD23.

- Nella Figura 5.14 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5b-SD20 e 5b-SD20bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1B → da p.c. a 3.0 m da p.c.
- Depositi H1a → da 3.0 m da p.c. a 22.0 m da p.c.
- Depositi H3b → da 22.0 m da p.c. a 41.0 m da p.c.
- Depositi Qt1d → da 41.0 m da p.c. a a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 5b-SD18, 5b-SD20 e 5b-SD22.

- nella Figura 5.15 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5/2-SD4 e 5/2-SD4bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:
  - Depositi H1a2 → da p.c. a 6.5 m da p.c.
  - Depositi H1a → da 6.5 m da p.c. a 17.0 m da p.c.
  - Depositi H2 → da 17.0 m da p.c. a 24.0 m da p.c.
  - Depositi H3a → da 24.0 m da p.c. a 27.0 m da p.c.
  - Depositi Qt2 → da 27.0 da p.c. m a 33.0 m da p.c.
  - Depositi Qt3a → da 33.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 5/2-SD3, 5/2-SD4 e 5/2-SD6.

Nella Figura 5.15 sono rappresentati anche i valori delle velocità delle onde di taglio da prova con "cono sismico in foro"; poiché tale prova è stata condotta secondo una procedura non standardizzata, essa viene presentata per completezza ma viene considerata in subordine rispetto ai risultati ottenuti attraverso la prova Cross-Hole.

- nella Figura 5.16 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5b-SD37 e 5b-SD37bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:
  - Depositi a4 → da p.c. a 4.0 m da p.c.
  - Depositi H1b → da 4.0 m da p.c. a 7.0 m da p.c.
  - Depositi H2 → da 7.0 m da p.c. a 13.0 m da p.c.
  - Depositi H1a → da 13.0 m da p.c. a 18.0 m da p.c.
  - Depositi H2 → da 18.0 da p.c. m a 29.0 m da p.c.
  - Depositi Cv → da 29.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le  $v_s$  ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nel sondaggio 5b-SD37.

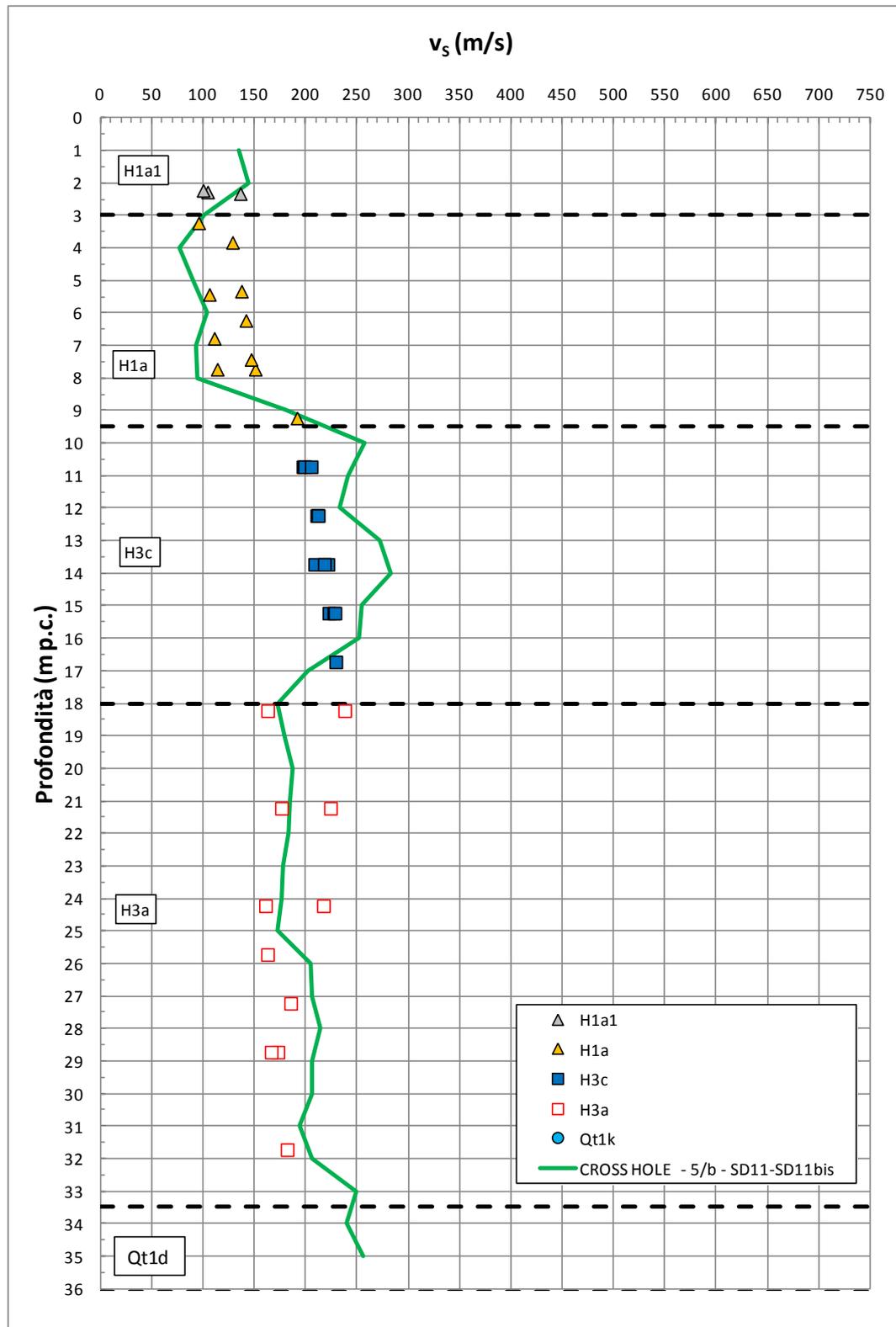


Figura 5.11: Prova Cross-Hole 5b-SD11 ↔ 5b-SD11 bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

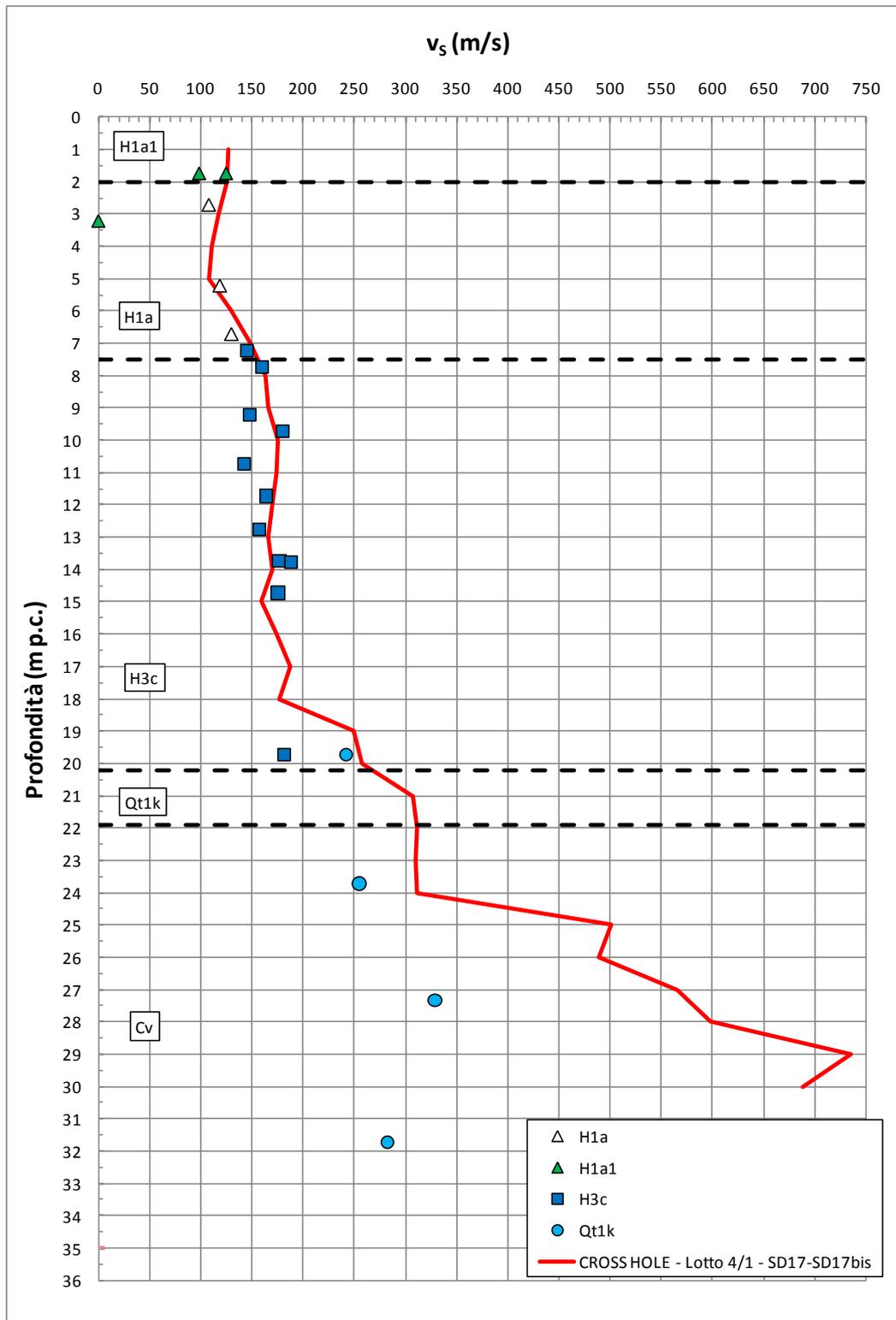


Figura 5.12: Prova Cross-Hole 4/1-SD17 ⇔ 4/1-SD17bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

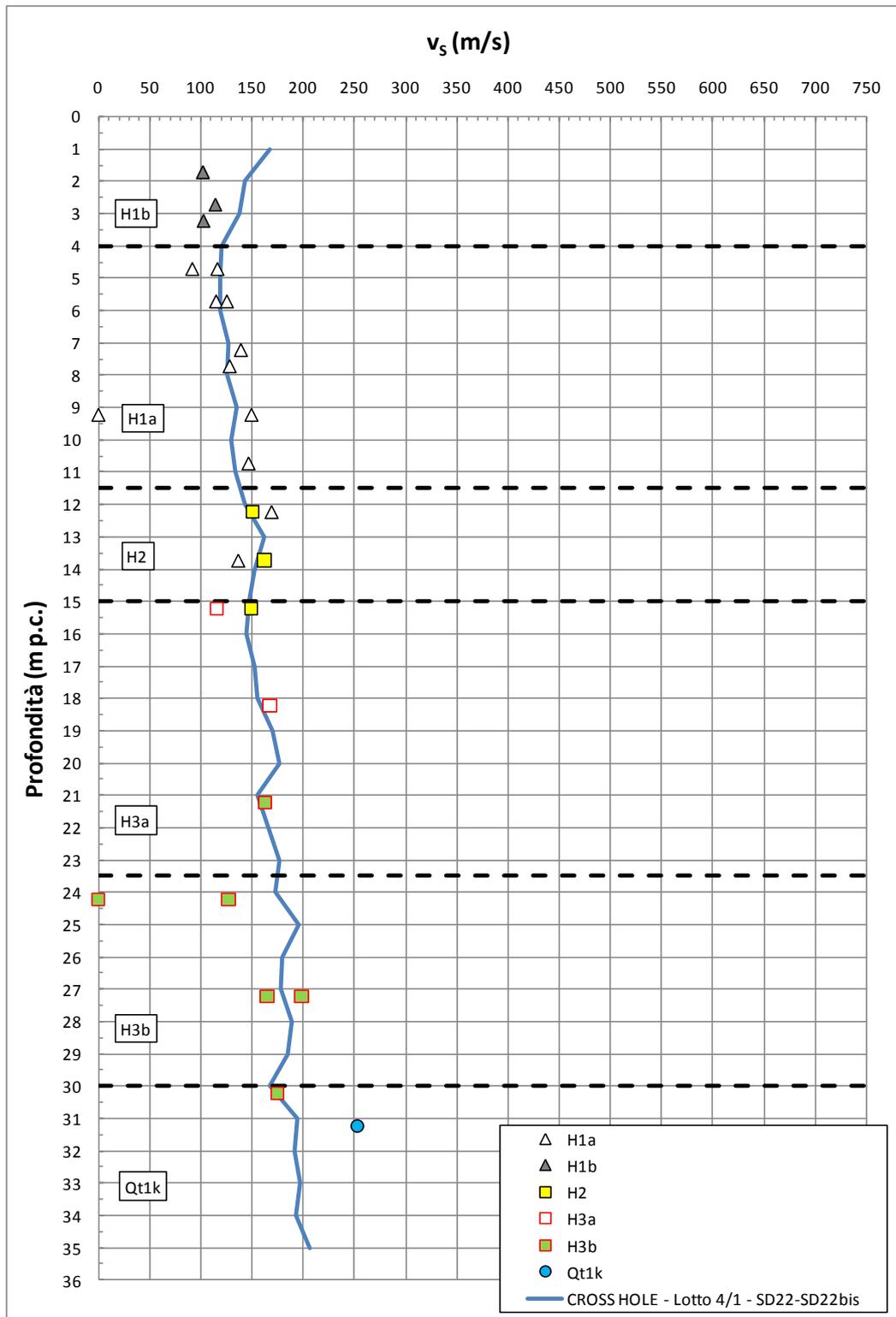


Figura 5.13: Prova Cross-Hole 4/1-SD22  $\leftrightarrow$  4/1-SD22bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

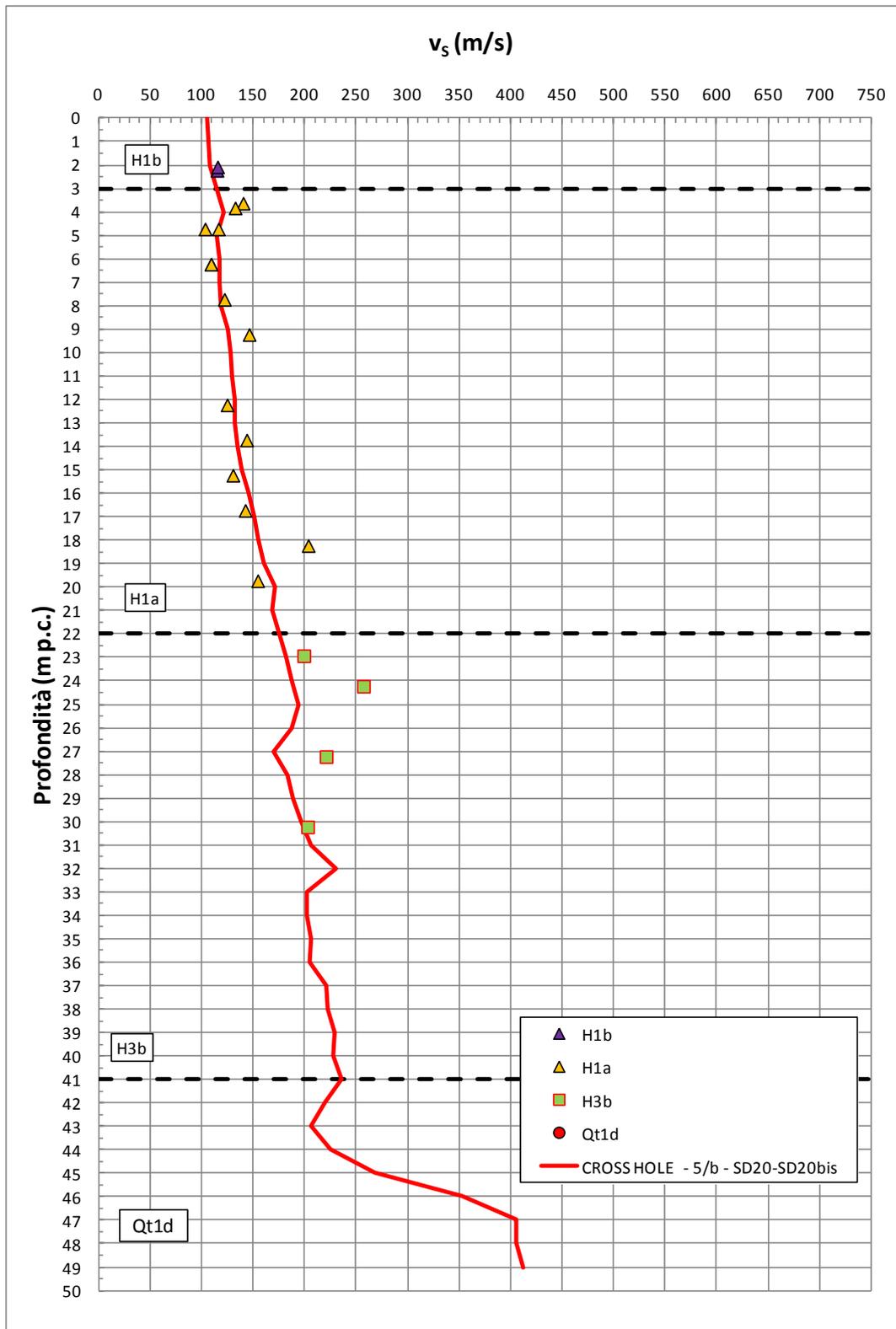


Figura 5.14: Prova Cross-Hole 5b-SD20 ↔ 5b-SD20bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

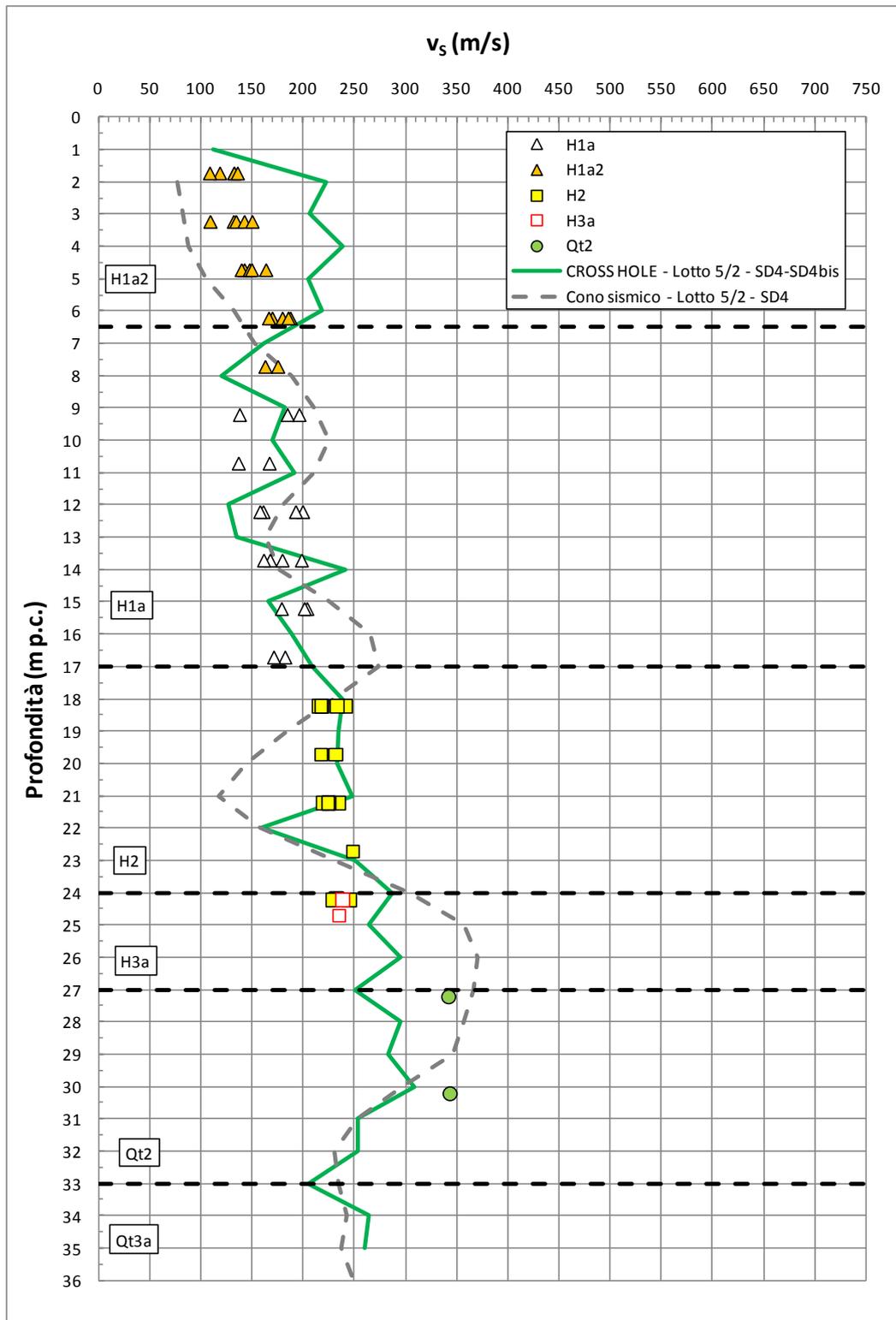


Figura 5.15: Prova Cross-Hole 5/2-SD4 ↔ 5/2-SD4 bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

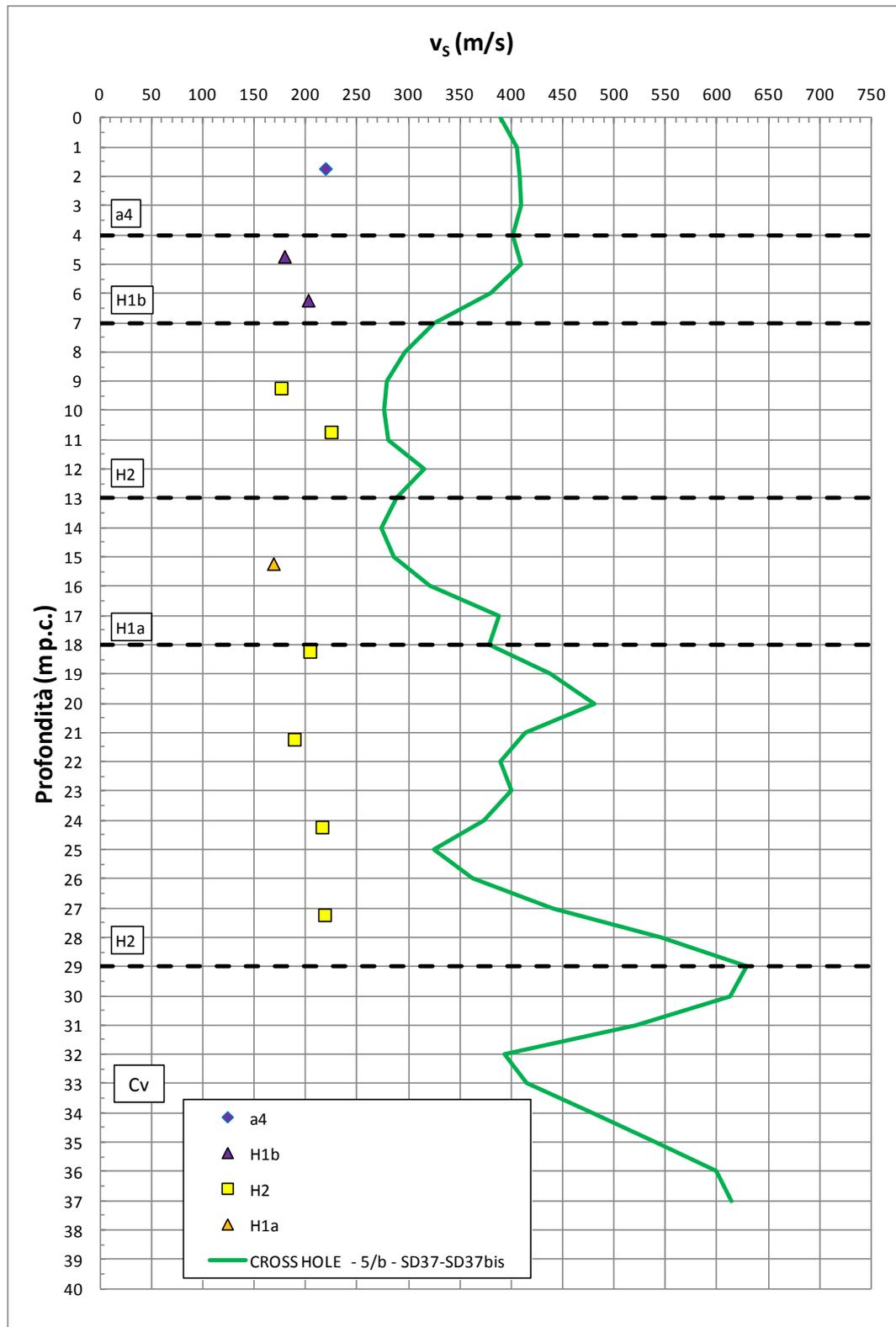


Figura 5.16: Prova Cross-Hole 5b-SD37  $\leftrightarrow$  5b-SD37 bis – Velocità onde di taglio  $v_s$

Si riportano di seguito alcune considerazioni che possono scaturire dall'analisi delle Figura 5.11 ÷ Figura 5.16.

- Nella Figura 5.11 per tutte le formazioni attraversate i valori di  $v_s$  registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione degli SPT. Entrambi i metodi di misura evidenziano la presenza dello strato sabbioso H3c compreso tra due strati argillosi H1a e H3a.
- Nella Figura 5.12 la prova Cross-Hole individua chiaramente il passaggio di strato tra le formazioni H3c/Qf1k e il calcare cavernoso Cv. Per le formazioni ferrugine H1a1, H1a e H3c i valori di  $v_s$  registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT.
- Nella Figura 5.13 per tutte le formazioni attraversate i valori di  $v_s$  registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione degli SPT. La Cross-Hole mostra un terreno abbastanza omogeneo in quanto le  $v_s$  registrate da p.c. fino alla profondità di 35 m da p.c. rimangono comprese tra 110÷160 m/s.
- Nella Figura 5.14 per i primi 30 m indagati in cui sono disponibili sia i dati della prova Cross-Hole che delle prove SPT, i valori di  $v_s$  risultano concordi tra loro, compresi tra 100÷150 m/s. Al di sotto dei 30 m la prova Cross-Hole evidenzia un terreno omogeneo fino a circa 45 m di profondità dove individua una discontinuità con valori di  $v_s$  che registrano un salto passando da 160 a 400 m/s.
- Nella Figura 5.15 la Cross-Hole registra valori di  $v_s$  per i depositi H1a2 compresi tra 200÷240 m/s, mentre i valori di  $v_s$  ottenuti dall'interpretazione degli SPT sono più bassi (compresi tra 100÷200 m/s). Per le formazioni H1a e H2 i valori di  $v_s$  registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione degli SPT. Per profondità superiori a 24 m da p.c. l'andamento delle  $v_s$  della Cross-Hole rimane compreso tra i valori ottenuti dall'interpretazione degli SPT.
- Nella Figura 5.16 per tutte le formazioni attraversate la prova Cross-Hole registra valori di  $v_s$  più elevati rispetto all'interpretazione condotta con prove SPT; tale differenza risulta compresa tra 100 m/s e 200 m/s. Considerando che per le formazioni H1b, H2 e H1a, i valori di  $v_s$  da prova Cross-Hole e da interpretazione

delle prove SPT sono risultati concordi in due altri casi (si veda la Figura 5.14 e la Figura 5.15), è probabile che nel caso in esame la prova Cross-Hole abbia fornito una sovrastima dei valori di  $v_s$ .

### 5.5.3 Determinazione della categoria di sottosuolo

In merito alla determinazione della categoria di sottosuolo  $S_s$ , l'analisi dei valori di  $v_s$  riportati nelle figure da Figura 5.11 a Figura 5.16 evidenzia quanto segue.

- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 5b-SD11 ⇔ 5b-SD11bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 162$  m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo D; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è ancora D ( $N_{SPT,30} = 3 \div 6$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7).
- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 4/1-SD17 ⇔ 4/1-SD17bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 197$  m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo C; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è invece la categoria D ( $N_{SPT,30} = 5 \div 6$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7). Con riferimento al valore  $v_{s,30}$  misurato da prova Cross-Hole occorre evidenziare come questo valore sia di poco superiore al limite di 180 m/s che separa le classi C e D.
- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 4/1-SD22 ⇔ 4/1-SD22bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 151$  m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo D; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è ancora la categoria D ( $N_{SPT,30} = 1 \div 6$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7).
- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 5b-SD20 ⇔ 5b-SD20bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 140$  m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo D; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è ancora la categoria D ( $N_{SPT,30} = 4 \div 6$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7).
- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 5/2-SD4 ⇔ 5/2-SD4bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 200$  m/s, corrispondente ad

una categoria di sottosuolo C; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è invece la categoria D ( $N_{SPT,30} = 9 \div 19$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7). Con riferimento al valore  $v_{s,30}$  misurato da prova Cross-Hole occorre evidenziare come questo valore sia di poco superiore al limite di 180 m/s che separa le classi C e D.

L'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova "Cono sismico in foro" porterebbe ad una categoria di sottosuolo D, potendosi calcolare un valore  $v_{s,30} = 178$  m/s, poco inferiore al limite di 180 m/s.

- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 5b-SD37  $\Leftrightarrow$  5b-SD37bis si ottiene un valore di  $v_{s,30} = 362$  m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo B; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  è invece la categoria C ( $N_{SPT,30} = 12 \div 23$  colpi/30cm, vedi la Tabella 5.7).
- Lungo le verticali indagate l'utilizzo dei valori di  $N_{SPT,30}$  risulta cautelativo rispetto all'utilizzo dei valori di  $v_{s,30}$ .

Sulla base di quanto sopra descritto la categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto è stata definita facendo riferimento al valore di  $N_{SPT,30}$  (vedi la Tabella 5.7). Il valore di  $N_{SPT,30}$  è stato calcolato, in corrispondenza di ciascuna verticale geognostica, selezionando come rappresentative le verticali in cui sono state eseguite almeno 10 prove SPT, secondo la seguente procedura (vedi Tabella 5.7):

- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive ( $z_1$  e  $z_2$ ), il valore di  $N_{SPT}$  minimo derivante da tali prove ( $\min = \min\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$ ); l'altezza dello strato  $h_i$  è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ( $h_i = z_2 - z_1$ );
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive ( $z_1$  e  $z_2$ ), il valore di  $N_{SPT}$  medio derivante da tali prove ( $\text{media} = \text{media}\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$ ); l'altezza dello strato  $h_i$  è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ( $h_i = z_2 - z_1$ );
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive ( $z_1$  e  $z_2$ ), il valore di  $N_{SPT}$  massimo

derivante da tali prove ( $\max = \max\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$ ); l'altezza dello strato  $h_i$  è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ( $h_i = z_2 - z_1$ );

- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.3 prove SPT consecutive ( $z_1, z_2$  e  $z_3$ ) il valore di  $N_{SPT}$  della seconda prova (centrale =  $N_{SPT,2}$ ); l'altezza dello strato  $h_i$  è pari alla somma della semidifferenza tra le profondità di esecuzione della seconda e della prima prova ( $(z_2 - z_1)/2$ ) più la semidifferenza tra le profondità di esecuzione della terza e della seconda prova ( $(z_3 - z_2)/2$ ), ossia  $h_i = (z_2 - z_1)/2 + (z_3 - z_2)/2 = (z_3 - z_1)/2$ .

Nei calcoli si è tenuto conto inoltre di quanto segue:

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

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

#### **5.5.4 Categoria di sottosuolo in corrispondenza delle opere in progetto**

Sulla base di quanto riportato in Tabella 5.7 e in accordo ai dati disponibili, l'intera tratta interessata dall'intervento può essere suddivisa in tre macro-zone in cui possono essere identificate le seguenti categorie di sottosuolo:

- dalla pk 0+000 alla pk 3+400                      Categoria C
- dalla pk 3+400 alla pk 13+380                      Categoria D
- dalla pk 13+380 alla pk 24+295                      Categoria C

Per il dimensionamento di ciascuna opera in progetto la categoria di sottosuolo da attribuire sarà funzione della progressiva chilometrica dell'opera sulla base di quanto precedentemente definito, e delle ulteriori considerazioni di seguito riportate:

- Tra il km 1+900 e il km 3+400, la ricostruzione stratigrafica effettuata sulla base dei sondaggi disponibili evidenzia in affioramento l'unità geologica ACCa costituita in prevalenza da argilliti e siltiti calcarei. Alla luce dei pochi valori di  $N_{SPT}$  misurati e della mancanza di misure dirette dei valori di  $v_s$ , tale tratta è stata classificata cautelativamente come Categoria di sottosuolo C. Si consiglia, in sede di Progetto Esecutivo, di prevedere una prova Cross-Hole nell'area di interesse al fine di una riqualifica della Categoria di sottosuolo della zona.
- Sulla base delle elaborazioni effettuate il Viadotto sul fiume Osa si trova in un'area classificabile come D. Tuttavia i dati stratigrafici disponibili indicano per la parte Nord del viadotto, in particolare la Spalla Nord e la Pila 1, la presenza di un terreno di caratteristiche geotecniche migliori, potenzialmente riconducibile ad una Classe di sottosuolo C o B. In fase di progettazione strutturale si raccomanda una valutazione del comportamento sismico del viadotto tenendo conto della condizione più critica tra quella di viadotto interamente su sottosuolo di categoria D, e quella di Spalla Nord e Pila 1 fondate su terreno avente Classe di sottosuolo C o B.
- Per il prolungamento del Sottovia Scatolare (CS12-SC01) alla progressiva Km.14+374, e la costruzione della Nuova Galleria artificiale Orbetello (GA05) tra le progressive Km.17+320 e Km.17+920, si suggerisce di adottare una Classe di sottosuolo D come evidenziato dai valori di  $V_{s,30}$  stimati dall'interpretazione delle prove SPT rispettivamente nei sondaggi 5b-SD32, 5/2-SD13 e 5b-SD38, pertinenti per le opere in oggetto.
- Nella tratta terminale interessata dall'intervento tra le progressive Km.20+900 e Km.22+000 ca., la ricostruzione stratigrafica effettuata sulla base dei dati disponibili evidenzia in affioramento l'unità geologica Cv costituita dal Calcare Cavernoso. Alla luce dei pochi valori di  $N_{SPT}$  misurati e della mancanza di misure

dirette dei valori di Vs tale tratta è stata classificata cautelativamente come Categoria di sottosuolo C. Si consiglia, in sede di Progetto Esecutivo, di prevedere una prova Cross-Hole nell'area di interesse al fine di una riqualifica della Categoria di sottosuolo della zona.

**Tabella 5.7: Categoria di sottosuolo da interpretazione delle prove SPT**

Sondaggio	Pogressiva km	N <sub>SPT,30</sub> (colpi/30cm)				Classe di sottosuolo				
		min	media	max	centrale	min	media	max	centrale	Attribuita
4/1-SD3	0+185	47	55	59	59	C	B	B	B	B
4/1-SD6	1+545	26	38	48	35	C	C	C	C	C
4/1-SD10	2+720	100	100	100	100	B	B	B	B	B
5b-SD9	3+715	9	15	18	12	D	D	C	D	D
5b-SD10	3+850	8	13	17	12	D	D	C	D	D
5b-SD11	3+980	4	5	6	3	D	D	D	D	D
4/1-SD15	4+075	4	7	9	5	D	D	D	D	D
5b-SD12	4+115	4	6	6	5	D	D	D	D	D
5b-SD13	4+255	5	6	7	6	D	D	D	D	D
5b-SD14	4+535	6	8	8	8	D	D	D	D	D
5b-SD15	5+285	8	10	11	10	D	D	D	D	D
5b-SD16	6+150	12	15	16	15	D	D	C	C	D
4/1-SD20	7+125	11	13	14	11	D	D	D	D	D
5b-SD17	7+130	8	15	18	11	D	D	C	D	D
5b-SD18	7+685	6	16	21	10	D	C	C	D	D
4/1-SD22	8+475	1	4	6	2	D	D	D	D	D
4/1-SD23	8+530	2	4	6	3	D	D	D	D	D
4/1-SD27	8+745	4	7	9	5	D	D	D	D	D
4/1-SD28	8+830	7	11	14	9	D	D	D	D	D
4/1-SD29	8+860	4	8	10	6	D	D	D	D	D
5b-SD22	9+650	4	7	8	5	D	D	D	D	D
5b-SD23	9+810	3	4	5	4	D	D	D	D	D
5b-SD24	9+900	5	5	6	5	D	D	D	D	D
5b-SD25	10+130	4	5	6	5	D	D	D	D	D
5b-SD26	10+410	5	8	11	7	D	D	D	D	D
4/1-SD30	11+022	12	18	22	16	D	C	C	C	C
5b-SD28	11+605	5	7	9	6	D	D	D	D	D

Sondaggio	N <sub>SPT,30</sub> (colpi/30cm)					Classe di sottosuolo				
	Pogressiva km	min	media	max	centrale	min	media	max	centrale	Attribuita
5/2-SD2	12+535	11	16	19	15	D	C	C	D	D
5/2-SD3bis	13+155	10	14	17	13	D	D	C	D	D
5/2 SD3	13+225	15	19	21	18	C	C	C	C	C
5b-SD31	13+255	15	20	25	19	D	C	C	C	C
5/2-SD4	13+375	9	15	19	10	D	D	C	D	D
5/2-SD6	13+570	18	24	29	23	C	C	C	C	C
5/2-SD6bis	13+695	19	24	28	24	C	C	C	C	C
5/2-SD7	14+255	14	17	19	15	D	C	C	C	C
5b-SD32	14+375	5	12	17	8	D	D	C	D	D
5b-SD33	14+830	16	26	32	23	C	C	C	C	C
5/2-SD8	15+410	11	17	20	15	D	C	C	C	C
5/2-SD10	16+270	10	13	15	13	D	D	D	D	D
5/2-SD11	17+280	14	20	25	18	D	C	C	C	C
5/2-SD13	17+655	16	18	19	13	C	C	C	D	D
5/2-SD12	17+675	25	33	40	31	C	C	C	C	C
5b-SD37	17+915	12	19	23	16	D	C	C	C	C
5b-SD38	18+075	11	20	25	15	D	C	C	D	D
5/2-SD14	18+235	21	29	33	26	C	C	C	C	C
5/2-SD15	19+705	27	39	49	39	C	C	C	C	C
5/1-SD1	20+740	15	17	19	17	D	C	C	C	C
5b-SD40	23+720	33	33	34	35	C	C	C	C	C

### 5.5.5 Definizione del coefficiente di amplificazione stratigrafica

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

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

In questo caso, tenuto conto dei moderati valori di accelerazione su roccia per i punti di interesse, i coefficienti di amplificazione stratigrafica sono sempre i valori massimi, ossia 1.2 per sottosuolo B, 1.5 per sottosuolo C e 1.8 per sottosuolo D.

### 5.5.6 Definizione della categoria topografica

In merito al coefficiente di amplificazione topografica, trattandosi di zone pianeggianti, caratterizzate generalmente da pendii con inclinazione inferiore a  $15^\circ$ , nella determinazione dell'accelerazione massima si è qui considerata la categoria topografica T1, fattore di amplificazione topografica  $S_T = 1$  (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella Figura 5.17). Qualora localmente si dovessero riscontrare condizioni topograficamente diverse da quelle qui ipotizzate bisognerà procedere all'assunzione della categoria topografica corrispondente, secondo quanto riportato nelle NTC2008 e nella Figura 5.17.

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

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

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

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

**Figura 5.17: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI**

### 5.5.7 Coefficiente di sito e accelerazione massima di progetto

Sulla base di quanto discusso ai paragrafi precedenti, il valore di accelerazione di riferimento al sito  $a_{max}$  è ottenuto come:

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

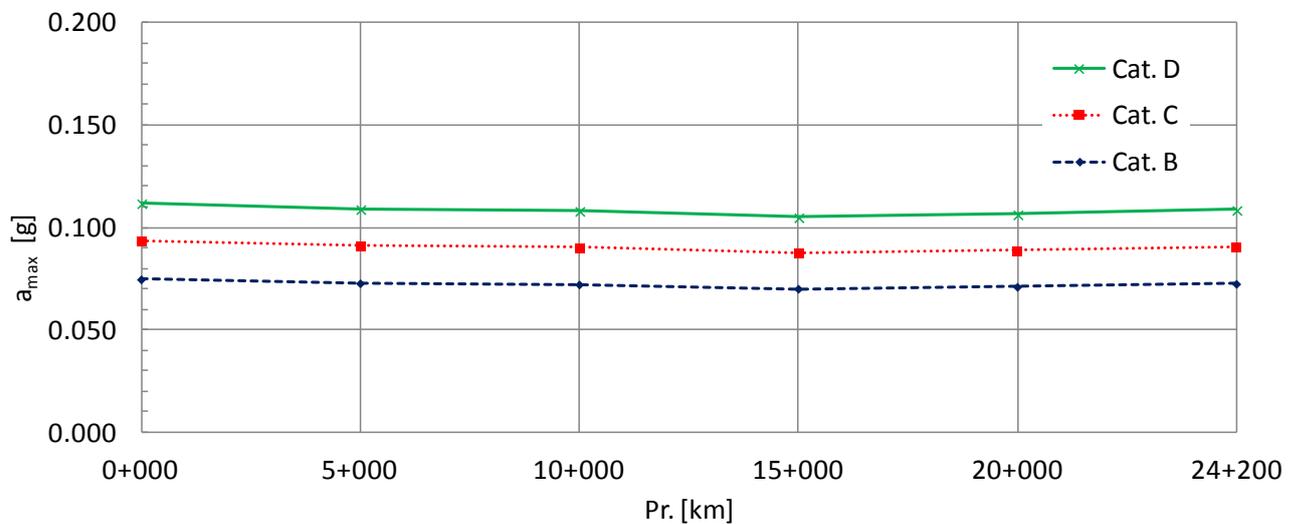
I valori dell'azione sismica di progetto  $a_{max}$  sono riportati in Tabella 5.8: il calcolo è stato condotto in corrispondenza dei 6 punti localizzati lungo il tracciato.

In Figura 5.18 è riportato l'andamento del parametro  $a_{max}$  in funzione delle progressive di progetto, sempre relativamente alle diverse condizioni stratigrafiche ipotizzate per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita umana (SLV). Si osserva una variazione con la progressiva generalmente molto ridotta.

**Tabella 5.8: Valori di  $a_{max}$  lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D per gli stati limite di riferimento ( $V_R=100$  anni)**

ID	Progressive di riferimento	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$a_{max,B}$ (g)	$a_{max,C}$ (g)	$a_{max,D}$ (g)
P1	0+000	SLO	60	0.031	0.038	0.047	0.056
		SLD	101	0.036	0.043	0.054	0.065
		SLV	949	0.062	0.075	0.093	0.112
		SLC	1950	0.072	0.086	0.108	0.129
P2	5+000	SLO	60	0.031	0.037	0.046	0.055
		SLD	101	0.035	0.042	0.053	0.064
		SLV	949	0.061	0.073	0.091	0.109
		SLC	1950	0.070	0.084	0.105	0.126
P3	10+000	SLO	60	0.030	0.036	0.045	0.054
		SLD	101	0.035	0.042	0.053	0.063
		SLV	949	0.060	0.072	0.090	0.108
		SLC	1950	0.069	0.083	0.104	0.125
P4	15+000	SLO	60	0.029	0.035	0.044	0.053
		SLD	101	0.034	0.041	0.051	0.061

ID	Progressive di riferimento	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$a_{max,B}$ (g)	$a_{max,C}$ (g)	$a_{max,D}$ (g)
		SLV	949	0.058	0.070	0.088	0.105
		SLC	1950	0.067	0.081	0.101	0.121
P5	20+000	SLO	60	0.030	0.036	0.045	0.054
		SLD	101	0.035	0.041	0.052	0.062
		SLV	949	0.059	0.071	0.089	0.106
		SLC	1950	0.068	0.082	0.102	0.123
P6	24+200	SLO	60	0.030	0.036	0.046	0.055
		SLD	101	0.035	0.042	0.053	0.063
		SLV	949	0.060	0.072	0.090	0.109
		SLC	1950	0.070	0.084	0.105	0.125



**Figura 5.18: Andamento di  $a_{max}$  lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D per lo Stato Limite Ultimo SLV**

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

Secondo la normativa NTC2008, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0.1 \cdot g$ ;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$ , dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$  (vedi la Figura 6.1 che riporta per comodità le due figure di normativa).

Poiché nessuna delle condizioni suddette risulta verificata, è stata fatta una stima del rischio valutando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

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

In merito ai materiali coesivi, limo e argilla, in accordo agli studi condotti da Seed et al. 2003, basati sulle evidenze riscontrate durante i terremoti di Kocaeli 1999 (Turchia) e Chi-Chi 1999 (Taiwan), dove significativi danni indotti da liquefazione si manifestarono in zone caratterizzate da terreno a grana fine, sono stati considerati

potenzialmente liquefacibili anche i terreni di natura coesiva ricadenti all'interno della Zona A della Figura 6.2 aventi Indice di Plasticità  $PI < 12\%$ , Limite Liquido  $LL < 37\%$  e contenuto d'acqua  $w > 0.80 \cdot LL$ .

Nelle verifiche condotte sono stati esaminati tutti i valori di  $N_{SPT}$  disponibili nell'ambito delle profondità investigate da ciascun sondaggio. Cautelativamente, per ogni analisi è stato ipotizzato un livello di falda prossimo al piano campagna esistente.

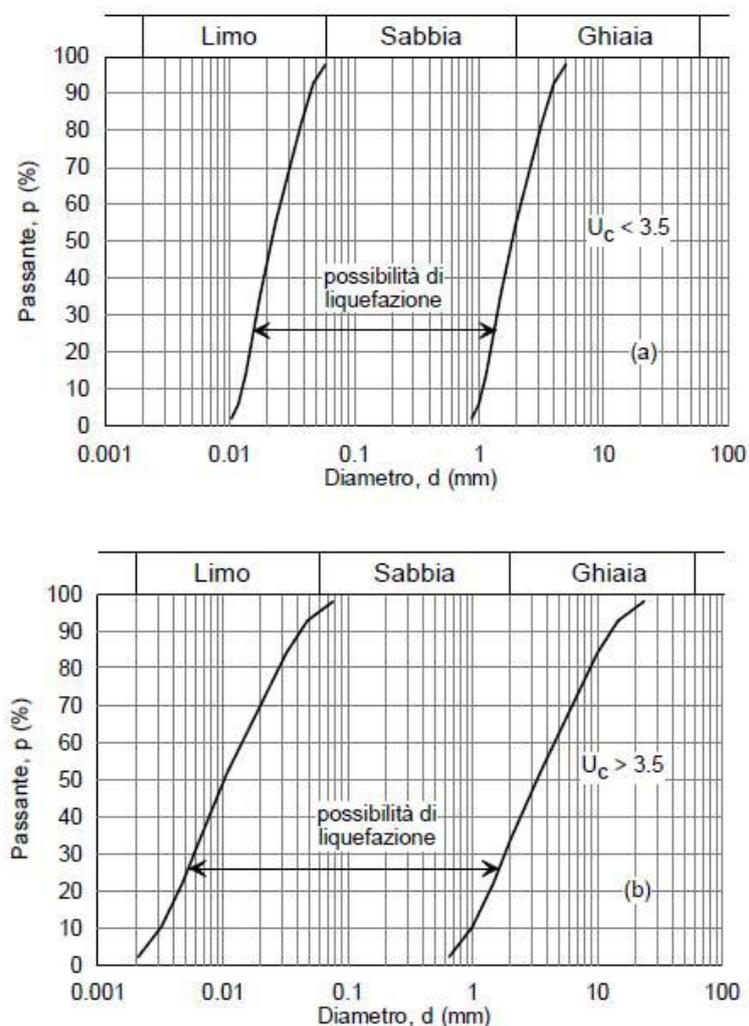
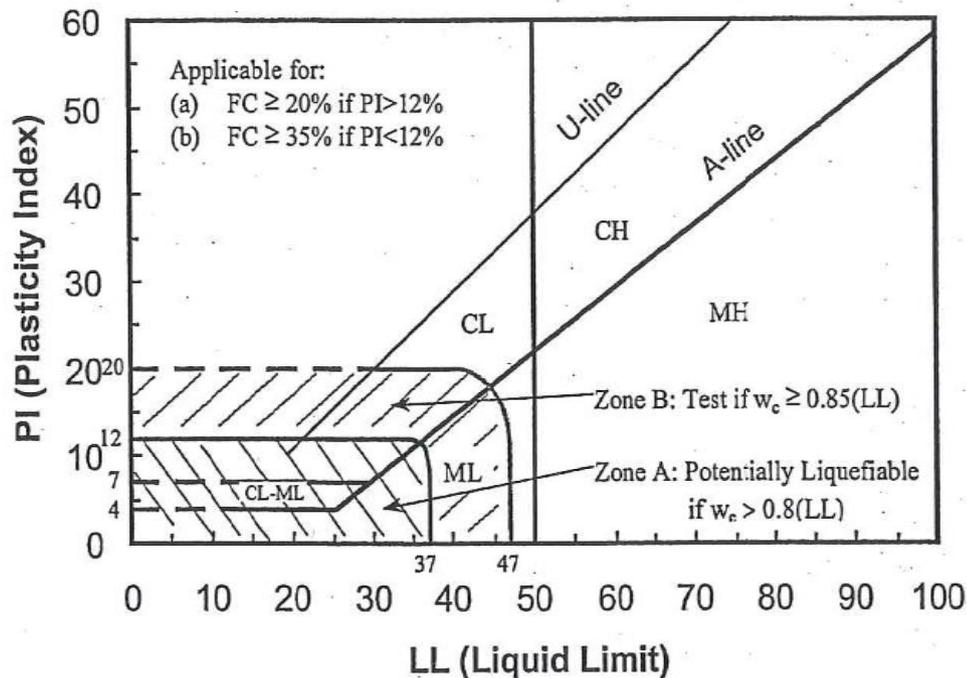


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Figura 6.1: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – Figura 7.11.1 (a) e (b)



**Figura 6.2: Suscettibilità alla liquefazione dei materiali a grana fine (Seed et al. 2003)**

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

$$F_s = CRR / CSR$$

essendo:

CRR = Cyclical Resistance Ratio

CSR = Cyclical Stress Ratio

### **Determinazione del Cyclical Stress Ratio (CSR)**

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

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

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

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

### **Determinazione del Cyclical Resistance Ratio (CRR)**

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

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

essendo:

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

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

Risulta:

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

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

$$Pa = \text{pressione atmosferica} = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vo} = \text{tensione verticale totale alla profondità } z \text{ da p.c. (espressa in kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{vo} = \text{tensione verticale efficace alla profondità } z \text{ da p.c. (espressa in kg/cm}^2\text{)}$$

$$C_E = \text{coefficiente legato al rapporto energetico} = 1.0 \text{ (assunto)}$$

$$C_B = \text{coefficiente legato al diametro del foro} = 1.0 \text{ (assunto)}$$

$$C_R = \text{coefficiente legato alla lunghezza delle aste} = 1.0 \text{ (assunto)}$$

$$C_S = \text{coefficiente legato al campionamento} = 1.0 \text{ (assunto)}$$

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

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

per  $FC \leq 5\%$        $A = 0$

$B = 1$

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

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

per  $FC \geq 35\%$ .       $A = 5$

$B = 1.2$

Le percentuali FC sono state desunte localmente dai valori misurati in laboratorio sui campioni di terreno recuperati a seguito dell'esecuzione delle prove SPT; ove non risultano disponibili valori puntuali di FC sono stati imposti valori valutati in relazione alle descrizioni stratigrafica, cautelativamente:

- $FC = 10\%$  è stato imposto per gli strati descritti come granulari (sabbie e ghiaie);
- $FC = 35\%$  è stato imposto per gli descritti come coesivi (limi e argille).

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

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

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

dove

$MSF = 1.930 \div 2.336$ , qui si è assunto, cautelativamente,  $MSF = 1.930$ .

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

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

dove

$\sigma'_0$  = tensione verticale efficace;

$P_a$  = pressione atmosferica;

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

$Dr$  = densità relativa.

Come rapporto  $a_{max}/g$  si sono considerati i valori relativi a ciascuno dei tratti in cui è stato suddiviso il tracciato del Lotto in oggetto (vedi Tabella 5.8); in tutte le verifiche, cautelativamente, si sono adottati valori di  $a_{max}/g$  corrispondenti ad una categoria di sottosuolo di tipo D (coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.8$ ).

I risultati delle verifiche condotte sono riportati nella Tabella 6.2; si evidenzia che dalla Tabella 6.2 sono state eliminate tutte le prove SPT che hanno fornito valori di  $(N1)_{60cs} > 30$  colpi/30 cm e per le quali il metodo di analisi utilizzato esclude la possibilità di liquefazione. Le righe evidenziate nella Tabella 6.2 indicano le verifiche alla liquefazione condotte su prove SPT di cui si conoscono i valori FC (da test di laboratorio eseguiti sul campione prelevato con il campionatore SPT). Le righe non evidenziate indicano invece le verifiche alla liquefazione per le quali il valore di FC associato alla prova SPT considerata è stato ipotizzato.

Nella Tabella 6.1 si riportano i due casi per i quali si è calcolato un fattore di sicurezza inferiore a 1.1.

**Tabella 6.1: Risultati delle verifiche alla liquefazione**

Sondaggio (-)	Profondità (m p.c. locale)	Formazione (-)	FC (%)	N <sub>SPT</sub> (colpi/30cm)	FS (-)
5b-SD29	6.00	H1a2	10 <sup>(1)</sup>	2	0.88
5b-SD38	15.00	H2	7	5	1.09
<sup>(1)</sup> Contenuto di fine (FC) stimato					
<sup>(2)</sup> Contenuto di fine (FC) misurato					

Sulla base dei risultati riportati in Tabella 6.1 e Tabella 6.2, tenuto conto delle cautele assunte nelle verifiche alla liquefazione e del fatto che in soli due casi si sono ottenuti valori di  $FS < 1.1$ , le aree su cui si sviluppa il tracciato autostradale si possono ritenere stabili nei confronti di possibili fenomeni di liquefazione indotti dal sisma di progetto.

Si raccomanda comunque di approfondire questa tematica in sede di Progetto Esecutivo, soprattutto nelle aree di attraversamento del Torrente Osa e del Fiume Albegna, nonché nella piana compresa tra tali corsi d'acqua. Potranno in particolare essere condotte verifiche alla liquefazione sulla base dei risultati di prove penetrometriche statiche CPTU da eseguirsi in sede di campagna d'indagine geognostica integrativa propedeutica alla Progettazione Esecutiva; tali tipi di prove permetteranno infatti di definire con maggiore dettaglio e continuità il profilo di resistenza dei terreni con la profondità.

Tabella 6.2: Risultati delle verifiche alla liquefazione

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N <sub>spt</sub> (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
4/1-SD5	H1b	1.80	7	18	0.989	25	4.289	1.12	14.9	0.159	1.930	0.307	0.112	0.158	1.9
4/1-SD5	H1a	9.50	14	18	0.914	#N/D	1.554	1.032	17.9	0.191	1.930	0.369	0.112	0.146	2.5
4/1-SD04	H1a	5.50	6	18	0.962	#N/D	0.869	1.022	9.5	0.211	1.930	0.407	0.112	0.154	1.4
4/1-SD04	H1a	11.50	12	18	0.870	#N/D	0.869	1.022	13.5	0.281	1.930	0.541	0.112	0.139	2.0
4/1-SD06	H1b	3.50	7	18	0.977	25	4.289	1.115	15.6	#N/D	1.930	#N/D	0.112	0.156	2.0
4/1-SD9	ACC $\alpha$	1.50	21	18	0.991	#N/D	#N/D	#N/D	29.2	0.808	1.930	1.560	0.112	0.084	9.7
5b-SD8	$\alpha$ 3	5.15	20	18	0.965	9	0.557	1.017	28.8	0.403	1.930	0.778	0.112	0.138	5.6
5b-SD9	H1a	3.40	2	18	0.977	#N/D	5.000	1.200	8.5	0.100	1.930	0.193	0.112	0.132	1.5
5b-SD9	H1a	7.50	4	18	0.943	#N/D	5.000	1.200	10.6	0.118	1.930	0.229	0.112	0.140	1.6
5b-SD9	H1a	12.00	26	18	0.857	7	0.120	1.009	25.9	0.312	1.930	0.601	0.112	0.131	4.6
5b-SD10	H3c	7.50	7	18	0.943	18	3.234	1.066	11.9	0.131	1.930	0.252	0.112	0.140	1.8
5b-SD10	H3c	10.50	23	18	0.894	#N/D	0.869	1.022	25.5	0.302	1.930	0.584	0.112	0.135	4.3
5b-SD10	H3c	12.00	30	18	0.857	5	0.003	1.001	29.6	0.440	1.930	0.850	0.112	0.131	6.4
5b-SD10	H3c	13.50	24	18	0.811	6	0.030	1.005	22.5	0.249	1.930	0.480	0.112	0.124	3.7
5b-SD11	H1a1	2.05	5	18	0.987	#N/D	5.000	1.200	13.2	0.142	1.930	0.274	0.112	0.121	2.3
5b-SD11	H1a	3.60	2	18	0.976	#N/D	5.000	1.200	8.5	0.100	1.930	0.193	0.112	0.133	1.4
5b-SD11	H1a	6.00	2	18	0.958	#N/D	5.000	1.200	8.1	0.097	1.930	0.187	0.112	0.139	1.3
5b-SD11	H1a	7.20	2	18	0.946	#N/D	5.000	1.200	7.9	0.095	1.930	0.183	0.112	0.140	1.3
5b-SD11	H3c	10.50	24	18	0.894	10	0.869	1.022	26.6	0.327	1.930	0.632	0.112	0.135	4.7
5b-SD11	H3a	21.00	8	18	0.600	#N/D	5.000	1.200	12.2	0.133	1.930	0.257	0.112	0.093	2.5
5b-SD11	H3a	28.50	5	18	0.512	#N/D	5.000	1.200	8.9	0.103	1.930	0.200	0.112	0.080	2.1
5b-SD11	H3a	31.50	6	18	0.500	#N/D	5.000	1.200	9.4	0.108	1.930	0.209	0.112	0.079	2.2

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5b-SD12	H1a1	2.00	4	18	0.987	#N/D	5.000	1.200	11.53	0.127	1.930	0.245	0.112	0.120	2.0
5b-SD12	H1a	3.00	2	18	0.980	#N/D	5.000	1.200	8.47	0.100	1.930	0.193	0.112	0.130	1.5
5b-SD12	H1a	5.20	2	18	0.964	#N/D	5.000	1.200	8.31	0.099	1.930	0.190	0.112	0.138	1.4
5b-SD12	H1a	6.55	2	18	0.953	#N/D	5.000	1.200	7.99	0.096	1.930	0.185	0.112	0.140	1.3
5b-SD12	H1a	7.50	2	18	0.943	#N/D	5.000	1.200	7.80	0.094	1.930	0.182	0.112	0.140	1.3
5b-SD12	H1a	9.00	23	18	0.923	15	2.498	1.048	29.69	0.447	1.930	0.863	0.112	0.138	6.2
5b-SD12	H3c	13.50	31	18	0.811	5	0.003	1.001	28.89	0.405	1.930	0.782	0.112	0.124	6.1
5b-SD12	H3c	18.00	8	18	0.667	#N/D	5.000	1.200	12.78	0.138	1.930	0.267	0.112	0.103	2.4
5b-SD12	H3a	27.00	8	18	0.524	#N/D	5.000	1.200	11.40	0.126	1.930	0.242	0.112	0.082	2.5
5b-SD12	H3a	28.50	4	18	0.512	#N/D	5.000	1.200	8.11	0.097	1.930	0.187	0.112	0.080	2.0
5b-SD13	H3c	7.50	7	18	0.943	#N/D	1.554	1.032	9.98	0.113	1.930	0.218	0.112	0.140	1.6
5b-SD13	H3c	9.00	24	18	0.923	#N/D	1.554	1.032	29.48	0.435	1.930	0.839	0.112	0.138	6.1
5b-SD13	H3c	15.00	15	18	0.761	3	0.000	1.000	13.27	0.143	1.930	0.276	0.112	0.117	2.2
5b-SD13	H3c	18.00	10	18	0.667	#N/D	5.000	1.200	14.72	0.157	1.930	0.304	0.112	0.103	2.7
5b-SD13	H3a	25.50	4	18	0.537	#N/D	5.000	1.200	4.38	0.068	1.930	0.130	0.112	0.084	1.3
5b-SD13	H3a	28.50	5	18	0.512	24	5.000	1.200	7.77	0.094	1.930	0.181	0.112	0.080	1.9
5b-SD14	H3c	9.00	24	18	0.923	#N/D	1.554	1.032	29.48	0.435	1.930	0.839	0.112	0.138	6.1
5b-SD14	Qt1k	22.50	19	18	0.574	#N/D	5.000	1.200	21.61	0.237	1.930	0.457	0.112	0.090	4.4
5b-SD14	Qt1k	24.80	21	18	0.545	31	4.770	1.163	21.73	0.238	1.930	0.460	0.112	0.085	4.5
4/1-SD18	H1a	3.00	2	18	0.980	#N/D	5.000	1.200	8.47	0.100	1.930	0.193	0.112	0.130	1.48
4/1-SD18	H1a	7.50	4	18	0.943	31	4.770	1.163	10.19	0.115	1.930	0.222	0.112	0.140	1.59
4/1-SD18	H3c	14.00	26	18	0.794	21	3.778	1.086	29.61	0.442	1.930	0.854	0.112	0.122	6.52
4/1-SD18	H3c	18.55	14	18	0.654	#N/D	1.554	1.032	13.10	0.142	1.930	0.273	0.112	0.101	2.47
4/1-SD18	H3c	21.00	12	18	0.600	19	3.434	1.073	13.14	0.142	1.930	0.274	0.112	0.093	2.62
5b-SD15	H1a	1.85	2	18	0.988	#N/D	5.000	1.200	8.26	0.098	1.930	0.189	0.108	0.114	1.66

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m³]											
5b-SD15	H1a	5.00	11	18	0.965	#N/D	1.554	1.032	17.47	0.186	1.930	0.359	0.108	0.133	2.70
5b-SD15	H3c	7.50	19	18	0.943	14	2.205	1.042	25.31	0.298	1.930	0.575	0.108	0.135	4.27
5b-SD15	H3c	15.00	16	18	0.761	#N/D	1.554	1.032	16.16	0.172	1.930	0.332	0.108	0.113	2.79
5b-SD15	H3c	18.00	23	18	0.667	35	5.000	1.200	27.36	0.349	1.930	0.673	0.108	0.100	5.73
5b-SD15	Qt1k	21.00	33	18	0.600	#N/D	1.554	1.032	27.21	0.344	1.930	0.664	0.108	0.090	6.42
5b-SD16	H1a1	1.95	4	18	0.987	#N/D	5.000	1.200	11.53	0.127	1.930	0.245	0.108	0.116	2.11
5b-SD16	H1a	3.50	4	18	0.977	#N/D	5.000	1.200	11.94	0.131	1.930	0.252	0.108	0.128	1.97
5b-SD16	H3c	5.00	9	18	0.965	10	0.869	1.022	13.77	0.148	1.930	0.285	0.108	0.133	2.15
5b-SD16	H3c	9.00	25	18	0.923	10	0.869	1.022	29.68	0.446	1.930	0.862	0.108	0.134	6.45
5b-SD16	H3c	13.50	26	18	0.811	14	2.205	1.042	27.43	0.351	1.930	0.677	0.108	0.120	5.40
5b-SD16	H3c	18.00	11	18	0.667	7	0.120	1.009	9.11	0.105	1.930	0.203	0.108	0.100	1.88
5b-SD16	H3c	19.50	32	18	0.631	#N/D	1.554	1.032	27.35	0.348	1.930	0.672	0.108	0.095	6.28
5b-SD17	H1a1	1.90	11	18	0.988	#N/D	5.000	1.200	22.95	0.256	1.930	0.494	0.108	0.114	4.32
5b-SD17	H1a	3.55	2	18	0.976	#N/D	5.000	1.200	8.47	0.100	1.930	0.193	0.108	0.129	1.50
5b-SD17	H3c	6.00	14	18	0.958	15	2.498	1.048	21.46	0.234	1.930	0.452	0.108	0.134	3.37
5b-SD17	H3c	10.50	25	18	0.894	8	0.299	1.013	26.85	0.334	1.930	0.645	0.108	0.131	4.94
5b-SD17	H3c	12.00	15	18	0.857	19	3.434	1.073	19.28	0.207	1.930	0.399	0.108	0.126	3.14
5b-SD17	H3c	13.50	12	18	0.811	11	1.209	1.026	12.67	0.137	1.930	0.265	0.108	0.120	2.15
5b-SD17	H3c	15.00	18	18	0.761	18	3.234	1.066	20.22	0.218	1.930	0.421	0.108	0.113	3.49
5b-SD17	H3c	18.00	19	18	0.667	11	1.209	1.026	17.01	0.181	1.930	0.349	0.108	0.100	3.18
5b-SD17	Qt1k	22.50	17	18	0.574	#N/D	1.209	1.026	14.33	0.153	1.930	0.296	0.108	0.086	3.02
5b-SD17	Qt1k	24.00	16	18	0.554	#N/D	1.209	1.026	13.21	0.143	1.930	0.275	0.108	0.083	2.87
5b-SD18	H1a1	1.90	4	18	0.988	#N/D	5.000	1.200	11.53	0.127	1.930	0.245	0.108	0.114	2.14
5b-SD18	H1a	3.40	11	18	0.977	8	0.299	1.013	16.39	0.174	1.930	0.337	0.108	0.128	2.64
5b-SD18	H3C	9.00	20	18	0.923	8	0.299	1.013	23.14	0.259	1.930	0.500	0.108	0.134	3.75

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5b-SD18	H3C	13.50	7	18	0.811	#N/D	1.554	1.032	8.27	0.098	1.930	0.190	0.108	0.120	1.54
5b-SD20	H1a	16.50	3	18	0.712	#N/D	5.000	1.200	8.04	0.096	1.930	0.186	0.108	0.106	1.64
5b-SD20	H1a	19.50	4	18	0.631	#N/D	5.000	1.200	8.75	0.102	1.930	0.197	0.108	0.095	1.89
5b-SD20	H3b	22.70	10	18	0.571	#N/D	1.554	1.032	9.04	0.105	1.930	0.202	0.108	0.086	2.07
5b-SD20	H3b	27.00	15	18	0.524	25	4.289	1.115	15.43	0.164	1.930	0.317	0.108	0.079	3.41
5b-SD22	H1b	1.85	10	18	0.988	#N/D	5.000	1.200	21.32	0.233	1.930	0.449	0.108	0.114	3.92
5b-SD22	H1b	3.60	11	18	0.976	#N/D	5.000	1.200	24.07	0.275	1.930	0.530	0.108	0.129	4.12
5b-SD22	H1a	4.50	4	18	0.969	#N/D	5.000	1.200	11.31	0.125	1.930	0.241	0.108	0.132	1.83
5b-SD22	H1a	6.00	2	18	0.958	#N/D	5.000	1.200	8.10	0.097	1.930	0.187	0.108	0.134	1.39
5b-SD22	H1a	9.00	7	18	0.923	#N/D	5.000	1.200	14.47	0.155	1.930	0.299	0.108	0.134	2.24
5b-SD22	H1a	12.00	2	18	0.857	#N/D	5.000	1.200	7.36	0.091	1.930	0.175	0.108	0.126	1.38
5b-SD22	H1a	15.00	2	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	7.12	0.089	1.930	0.171	0.108	0.113	1.44
5b-SD22	H1a	18.00	22	18	0.667	#N/D	5.000	1.200	26.39	0.322	1.930	0.622	0.108	0.100	5.62
5b-SD22	H3a	21.00	21	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	17.04	0.181	1.930	0.350	0.108	0.090	3.47
5b-SD22	H3a	24.00	22	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	16.74	0.178	1.930	0.344	0.108	0.083	3.58
5b-SD22	H3a	27.00	28	18	0.524	#N/D	0.869	1.022	19.93	0.215	1.930	0.414	0.108	0.079	4.45
5b-SD22	H3a	30.00	29	18	0.502	#N/D	0.869	1.022	19.62	0.211	1.930	0.407	0.108	0.076	4.46
5b-SD23	H1a	15.00	2	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	7.12	0.089	1.930	0.171	0.108	0.113	1.44
5b-SD23	H1a	18.00	5	18	0.667	#N/D	5.000	1.200	9.86	0.112	1.930	0.216	0.108	0.100	1.99
5b-SD23	H3a	21.00	3	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	3.18	0.059	1.930	0.115	0.108	0.090	1.14
5b-SD23	H3a	24.00	4	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	3.75	0.063	1.930	0.122	0.108	0.083	1.27
5b-SD23	H3a	27.00	6	18	0.524	#N/D	0.869	1.022	4.95	0.072	1.930	0.138	0.108	0.079	1.49
5b-SD23	H3a	30.00	5	18	0.502	#N/D	0.869	1.022	4.10	0.066	1.930	0.127	0.108	0.076	1.39
5b-SD24	H1b	4.50	7	18	0.969	#N/D	5.000	1.200	16.05	0.171	1.930	0.330	0.108	0.132	2.50
5b-SD24	H1a	9.00	3	18	0.923	#N/D	5.000	1.200	9.06	0.105	1.930	0.203	0.108	0.134	1.52

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5b-SD24	H1a	13.50	5	18	0.811	#N/D	5.000	1.200	10.58	0.118	1.930	0.228	0.108	0.120	1.85
5b-SD24	H1a	15.00	4	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	9.25	0.107	1.930	0.206	0.108	0.113	1.73
5b-SD24	H1a	18.00	5	18	0.667	10	0.856	1.021	4.99	0.072	1.930	0.139	0.108	0.100	1.28
5b-SD24	H3a	24.00	7	18	0.554	#N/D	5.000	1.200	10.93	0.121	1.930	0.234	0.108	0.083	2.45
5b-SD24	H3a	30.00	13	18	0.502	#N/D	5.000	1.200	14.87	0.159	1.930	0.306	0.108	0.076	3.36
5b-SD25	H1b	4.50	3	18	0.969	#N/D	5.000	1.200	9.74	0.111	1.930	0.214	0.108	0.132	1.62
5b-SD25	H1a	6.00	3	18	0.958	#N/D	5.000	1.200	9.65	0.110	1.930	0.212	0.108	0.134	1.58
5b-SD25	H1a	13.50	9	18	0.811	28	4.542	1.136	14.06	0.151	1.930	0.291	0.108	0.120	2.36
5b-SD25	H1a	16.50	12	18	0.712	31	4.757	1.161	16.53	0.176	1.930	0.339	0.108	0.106	2.99
5b-SD25	H1a	18.00	6	18	0.667	10	0.765	1.020	5.72	0.078	1.930	0.150	0.108	0.100	1.38
5b-SD25	H1a	19.50	10	18	0.631	#N/D	5.000	1.200	14.38	0.154	1.930	0.297	0.108	0.095	2.85
5b-SD25	H2	24.00	11	18	0.554	29	4.608	1.143	13.48	0.145	1.930	0.280	0.108	0.083	2.92
5b-SD25	H2	25.50	7	18	0.537	22	4.608	1.143	9.21	0.106	1.930	0.205	0.108	0.081	2.18
5b-SD25	H2	27.00	12	18	0.524	27	4.608	1.143	13.57	0.146	1.930	0.282	0.108	0.079	3.03
5b-SD25	H2	28.50	10	18	0.512	24	4.608	1.143	11.44	0.126	1.930	0.243	0.108	0.077	2.65
5b-SD26	H1a	6.00	5	18	0.958	#N/D	5.000	1.200	12.75	0.138	1.930	0.267	0.108	0.134	1.99
5b-SD26	H1a	10.50	9	18	0.894	#N/D	0.869	1.022	10.51	0.118	1.930	0.227	0.108	0.131	1.74
5b-SD26	H1a	12.00	2	18	0.857	27	4.453	1.128	6.67	0.085	1.930	0.164	0.108	0.126	1.30
5b-SD26	H1a	15.00	12	18	0.761	30	4.683	1.152	16.91	0.180	1.930	0.347	0.108	0.113	2.92
5b-SD26	H2	18.00	21	18	0.667	7	0.137	1.009	17.31	0.184	1.930	0.355	0.108	0.100	3.28
5b-SD26	H2	21.00	15	18	0.600	18	3.189	1.065	15.23	0.162	1.930	0.313	0.108	0.090	3.11
5b-SD26	H2	24.00	9	18	0.554	19	3.348	1.070	10.15	0.114	1.930	0.221	0.108	0.083	2.30
5b-SD26	H2	27.00	21	18	0.524	6	0.060	1.006	14.14	0.152	1.930	0.293	0.108	0.079	3.15
5b-SD27	H1b	1.50	2	18	0.991	#N/D	5.000	1.200	8.06	0.096	1.930	0.186	0.108	0.107	1.74
5b-SD27	H1a	4.50	2	18	0.969	#N/D	5.000	1.200	8.16	0.097	1.930	0.188	0.108	0.132	1.42

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5b-SD27	H1a	6.00	2	18	0.958	#N/D	5.000	1.200	8.10	0.097	1.930	0.187	0.108	0.134	1.39
5b-SD27	H1a	10.50	11	18	0.894	#N/D	0.869	1.022	12.66	0.137	1.930	0.265	0.108	0.131	2.03
5b-SD27	H1a	15.00	25	18	0.761	#N/D	0.869	1.022	23.47	0.264	1.930	0.510	0.108	0.113	4.25
5b-SD27	H2	18.00	33	18	0.667	10	0.791	1.020	28.08	0.372	1.930	0.718	0.108	0.100	6.53
5b-SD28	H1b	1.50	7	18	0.991	34	4.919	1.186	15.51	0.165	1.930	0.319	0.108	0.107	2.98
5b-SD28	H1a2	4.50	3	18	0.969	23	4.015	1.098	8.35	0.099	1.930	0.191	0.108	0.132	1.45
5b-SD28	H1a2	6.00	2	18	0.958	33	4.906	1.184	7.97	0.096	1.930	0.185	0.108	0.134	1.37
5b-SD28	H1a	10.50	15	18	0.894	#N/D	0.869	1.022	16.94	0.180	1.930	0.348	0.108	0.131	2.66
5b-SD28	H1a	13.50	15	18	0.811	#N/D	0.869	1.022	15.13	0.161	1.930	0.311	0.108	0.120	2.52
5b-SD28	H1a	15.00	7	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	12.43	0.135	1.930	0.261	0.108	0.113	2.20
5b-SD28	H1a	18.00	12	18	0.667	#N/D	5.000	1.200	16.67	0.177	1.930	0.342	0.108	0.100	3.16
5b-SD28	H1a	21.00	11	18	0.600	9	0.545	1.017	8.97	0.104	1.930	0.201	0.108	0.090	2.00
5b-SD28	H2	24.00	5	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	4.48	0.068	1.930	0.132	0.108	0.083	1.37
5b-SD29	H1a2	1.50	3	18	0.991	31	4.763	1.162	9.21	0.106	1.930	0.205	0.108	0.107	1.91
5b-SD29	H1a2	4.50	11	18	0.969	15	2.378	1.046	17.51	0.186	1.930	0.360	0.108	0.132	2.73
5b-SD29	H1a2	6.00	2	18	0.958	#N/D	0.869	1.022	3.51	0.062	1.930	0.119	0.108	0.134	0.88
5b-SD29	H1a	9.00	3	18	0.923	#N/D	5.000	1.200	9.06	0.105	1.930	0.203	0.108	0.134	1.52
5b-SD29	H1a	12.00	12	18	0.857	22	3.948	1.094	16.88	0.179	1.930	0.346	0.108	0.126	2.73
5b-SD29	H1a	13.50	14	18	0.811	#N/D	0.869	1.022	14.18	0.152	1.930	0.293	0.108	0.120	2.38
5b-SD29	H1a	15.00	11	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	16.68	0.177	1.930	0.342	0.108	0.113	2.88
5b-SD29	H2	21.00	6	18	0.600	29	4.614	1.144	9.78	0.111	1.930	0.215	0.108	0.090	2.13
5/2-SD3bis	H1a2	1.50	9	18	0.991	46	5.000	1.200	18.77	0.201	1.930	0.387	0.108	0.107	3.62
5/2-SD3bis	H1a2	3.00	10	18	0.980	25	4.282	1.115	20.39	0.220	1.930	0.425	0.108	0.125	3.39
5/2-SD3bis	H1a2	4.50	8	18	0.969	22	3.921	1.093	15.42	0.164	1.930	0.317	0.108	0.132	2.40
5/2-SD3bis	H1a2	7.50	11	18	0.943	7	0.115	1.008	13.05	0.141	1.930	0.272	0.108	0.135	2.02

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5/2-SD3bis	H1a2	10.50	4	18	0.894	#N/D	5.000	1.200	10.03	0.113	1.930	0.219	0.108	0.131	1.68
5/2-SD3bis	H1a	12.00	9	18	0.857	67	5.000	1.200	15.63	0.166	1.930	0.321	0.108	0.126	2.54
5/2-SD3bis	H1a	18.00	23	18	0.667	9	0.696	1.019	19.69	0.212	1.930	0.408	0.108	0.100	3.74
5/2-SD3bis	H2	19.50	20	18	0.631	#N/D	0.869	1.022	16.83	0.179	1.930	0.346	0.108	0.095	3.31
5/2-SD3bis	H2	21.00	19	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	15.50	0.165	1.930	0.319	0.108	0.090	3.16
5/2-SD3bis	H2	24.00	21	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	16.02	0.170	1.930	0.329	0.108	0.083	3.43
5/2-SD3	H1a2	1.50	10	18	0.991	22	3.971	1.096	17.94	0.191	1.930	0.369	0.108	0.107	3.44
5/2-SD3	H1a2	3.00	9	18	0.980	18	3.221	1.066	17.08	0.182	1.930	0.351	0.108	0.125	2.80
5/2-SD3	H1a2	4.50	9	18	0.969	16	2.723	1.053	15.19	0.162	1.930	0.313	0.108	0.132	2.37
5/2-SD3	H1a2	6.00	18	18	0.958	24	4.163	1.107	29.90	0.461	1.930	0.890	0.108	0.134	6.62
5/2-SD3	H1a2	10.50	13	18	0.894	66	5.000	1.200	21.36	0.233	1.930	0.450	0.108	0.131	3.45
5/2-SD3	H1a	16.50	13	18	0.712	85	5.000	1.200	18.18	0.194	1.930	0.374	0.108	0.106	3.29
5/2-SD3	H1a	18.00	21	18	0.667	#N/D	0.869	1.022	18.25	0.195	1.930	0.376	0.108	0.100	3.45
5/2-SD3	H2	21.00	29	18	0.600	11	1.133	1.025	23.54	0.266	1.930	0.513	0.108	0.090	5.06
5/2-SD3	H2	24.00	32	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	23.95	0.273	1.930	0.526	0.108	0.083	5.39
5b-SD31	H1a2	6.00	9	18	0.958	23	4.032	1.099	16.81	0.179	1.930	0.345	0.108	0.134	2.57
5b-SD31	H1a2	9.00	10	18	0.923	#N/D	0.869	1.022	12.39	0.135	1.930	0.260	0.108	0.134	1.95
5b-SD31	H1a	10.50	12	18	0.894	#N/D	5.000	1.200	20.10	0.217	1.930	0.418	0.108	0.131	3.20
5b-SD31	H1a	13.50	13	18	0.811	#N/D	5.000	1.200	19.52	0.209	1.930	0.404	0.108	0.120	3.26
5b-SD31	H1a	18.00	26	18	0.667	3	0.000	1.000	21.07	0.229	1.930	0.442	0.108	0.100	4.07
5b-SD31	H2	24.00	18	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	13.85	0.149	1.930	0.287	0.108	0.083	3.00
5/2SD4/CH	H1a2	3.00	3	18	0.980	25	4.280	1.114	9.11	0.105	1.930	0.203	0.108	0.125	1.62
5/2SD4/CH	H1a2	4.50	11	18	0.969	9	0.483	1.016	15.18	0.162	1.930	0.312	0.108	0.132	2.37
5/2SD4/CH	H1a	9.00	5	18	0.923	80	5.000	1.200	11.77	0.129	1.930	0.249	0.108	0.134	1.87
5/2SD4/CH	H1a	12.00	8	18	0.857	#N/D	5.000	1.200	14.45	0.155	1.930	0.298	0.108	0.126	2.36

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5/2SD4/CH	H1a	13.50	10	18	0.811	61	5.000	1.200	16.17	0.172	1.930	0.332	0.108	0.120	2.69
5/2SD4/CH	H1a	16.50	9	18	0.712	#N/D	0.869	1.022	8.64	0.101	1.930	0.196	0.108	0.106	1.73
5/2SD4/CH	H2	21.00	22	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	17.81	0.190	1.930	0.366	0.108	0.090	3.63
5/2SD4/CH	H2	22.50	37	18	0.574	12	1.430	1.030	29.19	0.420	1.930	0.810	0.108	0.086	8.27
5/2SD4/CH	Qt2	27.00	42	18	0.524	#N/D	1.430	1.030	29.46	0.434	1.930	0.838	0.108	0.079	8.71
5/2SD4/CH	Qt2	30.00	38	18	0.502	8	1.430	1.030	24.65	0.285	1.930	0.550	0.108	0.076	5.95
5/2SD4/CH	Qt2	33.00	20	18	0.500	#N/D	1.430	1.030	13.21	0.142	1.930	0.275	0.108	0.076	2.97
5/2SD6	H1a2	3.00	14	18	0.980	#N/D	0.869	1.022	21.54	0.236	1.930	0.455	0.108	0.125	3.63
5/2SD6	H1a2	4.50	12	18	0.969	16	2.833	1.056	19.49	0.209	1.930	0.404	0.108	0.132	3.06
5/2SD6	H1a	13.50	8	18	0.811	60	5.000	1.200	13.93	0.150	1.930	0.289	0.108	0.120	2.34
5/2SD6	H2	18.00	33	18	0.667	10	0.797	1.021	28.09	0.373	1.930	0.719	0.108	0.100	6.47
5/2SD6	H2	21.00	23	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	18.58	0.198	1.930	0.383	0.108	0.090	3.79
5/2-SD6 bis	H1a2	4.50	20	18	0.969	9	0.696	1.019	27.50	0.353	1.930	0.682	0.108	0.132	5.17
5/2-SD6 bis	H1a2	6.00	16	18	0.958	16	2.831	1.056	24.65	0.285	1.930	0.550	0.108	0.134	4.10
5/2-SD6 bis	H1a	13.50	15	18	0.811	73	5.000	1.200	21.75	0.238	1.930	0.460	0.108	0.120	3.71
5/2-SD6 bis	H2	15.00	13	18	0.761	#N/D	5.000	1.200	18.80	0.201	1.930	0.388	0.108	0.113	3.25
5/2-SD6 bis	H2	18.00	22	18	0.667	9	0.505	1.016	18.62	0.199	1.930	0.384	0.108	0.100	3.52
5/2-SD6 bis	H2	19.50	29	18	0.631	#N/D	0.869	1.022	24.02	0.274	1.930	0.528	0.108	0.095	4.97
5/2-SD6 bis	H2	21.00	22	18	0.600	10	0.749	1.020	17.66	0.188	1.930	0.363	0.108	0.090	3.60
5/2-SD7	H1a2	3.00	15	18	0.980	#N/D	0.869	1.022	23.01	0.257	1.930	0.496	0.108	0.125	3.96
5/2-SD7	H1a2	4.50	11	18	0.969	11	1.316	1.028	16.19	0.172	1.930	0.332	0.108	0.132	2.52
5/2-SD7	H1a2	6.00	12	18	0.958	#N/D	0.869	1.022	16.71	0.178	1.930	0.343	0.108	0.134	2.55
5/2-SD7	H1a	9.00	17	18	0.923	97	5.000	1.200	28.01	0.370	1.930	0.714	0.108	0.134	5.35
5/2-SD7	H1a	12.00	18	18	0.857	#N/D	5.000	1.200	26.26	0.319	1.930	0.616	0.108	0.126	4.85
5/2-SD7	H1a	13.50	14	18	0.811	95	5.000	1.200	20.63	0.223	1.930	0.431	0.108	0.120	3.48

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5/2-SD7	H2	15.00	13	18	0.761	#N/D	0.869	1.022	12.62	0.137	1.930	0.264	0.108	0.113	2.23
5/2-SD7	H2	18.00	16	18	0.667	14	2.334	1.045	15.88	0.169	1.930	0.326	0.108	0.100	3.01
5/2-SD7	H3a	21.00	27	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	21.66	0.237	1.930	0.458	0.108	0.090	4.49
5/2-SD7	H3a	24.50	14	18	0.548	#N/D	0.869	1.022	10.87	0.121	1.930	0.233	0.108	0.083	2.45
5b-SD32	H1a2	1.50	17	18	0.991	14	2.259	1.043	24.87	0.289	1.930	0.559	0.108	0.107	5.22
5b-SD32	H1a2	4.50	4	18	0.969	16	2.838	1.056	8.39	0.099	1.930	0.192	0.108	0.132	1.45
5b-SD32	H1a2	6.00	2	18	0.958	17	3.010	1.060	5.75	0.078	1.930	0.150	0.108	0.134	1.12
5b-SD32	H2	18.00	12	18	0.667	19	3.411	1.072	13.83	0.149	1.930	0.287	0.108	0.100	2.65
5b-SD32	H3a	21.00	3	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	3.18	0.059	1.930	0.115	0.108	0.090	1.14
5b-SD32	H3a	24.00	16	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	12.41	0.135	1.930	0.261	0.108	0.083	2.72
5b-SD32	H3a	27.00	15	18	0.524	#N/D	0.869	1.022	11.08	0.123	1.930	0.237	0.108	0.079	2.55
5b-SD32	Qt2	30.00	33	18	0.502	28	0.869	1.022	28.26	0.379	1.930	0.731	0.108	0.076	7.94
5b-SD33	H1a2	1.50	11	18	0.991	29	4.633	1.146	20.70	0.224	1.930	0.433	0.108	0.107	4.04
5b-SD33	H1a2	3.00	10	18	0.980	25	4.280	1.114	20.38	0.220	1.930	0.425	0.108	0.125	3.39
5b-SD33	H1a	10.50	18	18	0.894	#N/D	5.000	1.200	27.66	0.358	1.930	0.691	0.108	0.131	5.29
5b-SD33	H3a	24.00	16	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	12.41	0.135	1.930	0.261	0.108	0.083	2.72
5/2-SD8	H1b	1.50	4	18	0.991	36	5.000	1.200	11.12	0.123	1.930	0.238	0.108	0.107	2.22
5/2-SD8	H1b	4.30	12	18	0.971	#N/D	5.000	1.200	24.52	0.283	1.930	0.546	0.108	0.131	4.16
5/2-SD8	H1b	5.80	11	18	0.959	88	5.000	1.200	22.32	0.247	1.930	0.476	0.108	0.134	3.55
5/2-SD8	H1a	7.30	12	18	0.945	#N/D	5.000	1.200	22.01	0.242	1.930	0.467	0.108	0.135	3.47
5/2-SD8	H1a	9.30	15	18	0.918	89	5.000	1.200	24.99	0.292	1.930	0.563	0.108	0.133	4.23
5/2-SD8	H1a	10.30	10	18	0.899	#N/D	5.000	1.200	17.70	0.188	1.930	0.364	0.108	0.131	2.78
5/2-SD8	H2	13.30	21	18	0.817	12	1.492	1.031	21.78	0.239	1.930	0.461	0.108	0.121	3.70
5/2-SD8	H2	14.80	24	18	0.767	#N/D	0.869	1.022	22.70	0.252	1.930	0.487	0.108	0.114	4.04
5/2-SD8	H2	17.80	12	18	0.673	#N/D	0.869	1.022	10.86	0.121	1.930	0.233	0.108	0.100	2.14

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5/2-SD10	a4	1.50	5	18	0.991	#N/D	5.000	1.200	12.65	0.137	1.930	0.265	0.104	0.103	2.57
5/2-SD10	a4	4.30	8	18	0.971	79	5.000	1.200	18.02	0.192	1.930	0.371	0.104	0.126	2.93
5/2-SD10	H1b	7.50	11	18	0.943	#N/D	5.000	1.200	20.40	0.220	1.930	0.425	0.104	0.130	3.28
5/2-SD10	H1b	8.80	19	18	0.926	22	3.965	1.095	27.68	0.359	1.930	0.693	0.104	0.129	5.38
5/2-SD10	H2	11.80	8	18	0.862	#N/D	0.869	1.022	8.98	0.104	1.930	0.201	0.104	0.122	1.65
5/2-SD10	H2	13.30	6	18	0.817	80	5.000	1.200	11.75	0.129	1.930	0.249	0.104	0.116	2.09
5/2-SD10	H2	14.80	27	18	0.767	#N/D	0.869	1.022	25.43	0.301	1.930	0.580	0.104	0.110	4.98
5/2-SD10	H2	16.63	21	18	0.708	8	0.310	1.013	18.23	0.194	1.930	0.375	0.104	0.102	3.43
5/2-SD10	H3a	24.60	25	18	0.547	#N/D	5.000	1.200	25.92	0.311	1.930	0.601	0.104	0.079	6.41
5b-SD34 bis	H2	10.50	10	18	0.894	16	2.870	1.056	13.95	0.150	1.930	0.289	0.104	0.126	2.30
5b-SD34 bis	H2	12.00	10	18	0.857	18	3.163	1.064	13.64	0.147	1.930	0.283	0.104	0.121	2.32
5b-SD34 bis	H2	13.50	14	18	0.811	29	4.613	1.144	19.51	0.209	1.930	0.404	0.104	0.115	3.40
5b-SD35	H2	13.50	20	18	0.811	16	2.654	1.051	22.22	0.245	1.930	0.473	0.104	0.115	3.97
5/2-SD11	a4	1.50	11	18	0.991	#N/D	0.869	1.022	15.20	0.162	1.930	0.313	0.104	0.103	3.03
5/2-SD11	H1b	5.80	9	18	0.959	#N/D	0.869	1.022	12.94	0.140	1.930	0.270	0.104	0.129	2.09
5/2-SD11	H1a	8.80	14	18	0.926	78	5.000	1.200	24.15	0.276	1.930	0.533	0.104	0.129	4.13
5/2-SD11	H1a	10.50	11	18	0.894	78	5.000	1.200	18.84	0.201	1.930	0.389	0.104	0.126	3.09
5/2-SD11	H2	13.30	14	18	0.817	17	2.943	1.058	16.83	0.179	1.930	0.345	0.104	0.116	2.89
5/2-SD11	H2	21.80	10	18	0.586	#N/D	0.869	1.022	8.43	0.100	1.930	0.192	0.104	0.085	2.01
5b-SD36	H2	13.50	19	18	0.811	32	4.844	1.173	25.59	0.304	1.930	0.587	0.104	0.115	4.94
5b-SD36	H2	15.00	9	18	0.761	24	4.227	1.111	13.07	0.141	1.930	0.273	0.104	0.109	2.39
5b-SD36	H2	21.00	15	18	0.600	21	3.721	1.084	15.97	0.170	1.930	0.328	0.104	0.087	3.38
5/2-SD13	a4	1.50	21	18	0.991	#N/D	0.869	1.022	28.22	0.378	1.930	0.729	0.104	0.103	7.07
5/2-SD13	a4	4.50	19	18	0.969	#N/D	0.869	1.022	26.40	0.323	1.930	0.623	0.104	0.127	4.90

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	$\gamma$	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m <sup>3</sup> ]											
5/2-SD13	H1b	6.00	11	18	0.958	63	5.000	1.200	22.06	0.243	1.930	0.469	0.104	0.129	3.62
5/2-SD13	H1b	9.00	17	18	0.923	#N/D	0.869	1.022	20.46	0.221	1.930	0.427	0.104	0.129	3.32
5/2-SD13	H1a	13.30	18	18	0.817	#N/D	0.869	1.022	18.11	0.193	1.930	0.372	0.104	0.116	3.11
5/2-SD13	H2	23.80	40	18	0.556	#N/D	0.869	1.022	29.84	0.457	1.930	0.881	0.104	0.081	9.19
5/2-SD13	H2	31.20	31	18	0.500	31	0.869	1.022	27.07	0.340	1.930	0.657	0.104	0.073	7.44
5/2-SD12	H1b	5.70	13	18	0.960	#N/D	0.869	1.022	18.44	0.197	1.930	0.380	0.104	0.129	2.94
5/2-SD12	H1a	13.30	17	18	0.817	60	5.000	1.200	24.12	0.275	1.930	0.532	0.104	0.116	4.43
5b-SD37	H1a	9.00	14	18	0.923	18	3.167	1.064	19.97	0.215	1.930	0.415	0.104	0.129	3.23
5b-SD37	H2	18.00	15	18	0.667	17	3.072	1.062	15.98	0.170	1.930	0.328	0.104	0.096	3.14
5b-SD37	H2	21.00	8	18	0.600	#N/D	0.869	1.022	7.03	0.088	1.930	0.170	0.104	0.087	1.75
5b-SD37	H2	24.00	15	18	0.554	#N/D	0.869	1.022	11.69	0.128	1.930	0.248	0.104	0.080	2.68
5b-SD37	H2	27.00	14	18	0.524	#N/D	0.869	1.022	10.40	0.117	1.930	0.225	0.104	0.076	2.52
5b-SD38	H1a	10.50	8	18	0.894	22	3.894	1.092	13.05	0.141	1.930	0.272	0.112	0.135	2.01
5b-SD38	H2	15.00	5	18	0.761	7	0.150	1.009	4.62	0.069	1.930	0.134	0.112	0.117	1.09
5b-SD38	H2	18.00	13	18	0.667	#N/D	1.554	1.032	12.42	0.135	1.930	0.261	0.112	0.103	2.32
5b-SD38	H2	21.00	16	18	0.600	18	3.292	1.068	16.17	0.172	1.930	0.332	0.112	0.093	3.18
5b-SD38	H2	24.00	12	18	0.554	#N/D	3.292	1.068	10.29	0.116	1.930	0.223	0.112	0.086	2.25
5/2-SD14	H2	7.30	24	18	0.945	1	0.000	1.000	28.35	0.382	1.930	0.738	0.104	0.130	5.68
5/2-SD14	H1a	12.30	7	18	0.848	#N/D	0.869	1.022	7.83	0.094	1.930	0.182	0.104	0.120	1.50
5/2-SD14	H2	14.80	32	18	0.767	#N/D	0.869	1.022	29.98	0.466	1.930	0.900	0.104	0.110	7.69
5/2-SD14	H2	20.80	27	18	0.604	#N/D	0.000	1.000	21.75	0.239	1.930	0.460	0.104	0.087	4.67
5/2-SD14	H2	23.80	33	18	0.556	16	0.000	1.000	27.55	0.354	1.930	0.684	0.104	0.081	7.01
5b-SD39	H2	1.50	5	18	0.991	22	3.881	1.091	10.84	0.121	1.930	0.233	0.104	0.103	2.26
5b-SD39	H2	6.00	12	18	0.958	13	2.024	1.039	18.14	0.193	1.930	0.373	0.104	0.129	2.88
5b-SD39	H2	7.50	12	18	0.943	17	3.096	1.062	17.97	0.191	1.930	0.370	0.104	0.130	2.85

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	Nspt (colpi/30cm)	γ	rd	FC [%]	A	B	(N1)60cs	CRR	MSF	CRR*MSF	amax/g	CSR	Fs
				[kN/m³]											
5b-SD39	H2	10.50	15	18	0.894	14	2.334	1.045	18.77	0.201	1.930	0.387	0.104	0.126	3.08
5b-SD39	H2	12.00	18	18	0.857	6	0.055	1.006	17.88	0.191	1.930	0.368	0.104	0.121	3.01
5b-SD39	H2	18.00	30	18	0.667	12	1.482	1.030	26.53	0.326	1.930	0.629	0.104	0.096	5.95
5/2-SD15	H2	10.50	10	18	0.894	27	4.498	1.132	16.37	0.174	1.930	0.336	0.104	0.126	2.67
5/2-SD15	H2	12.00	28	18	0.857	#N/D	0.869	1.022	29.03	0.412	1.930	0.795	0.104	0.121	6.50
5/2-SD15	Qt1d	15.00	22	18	0.761	16	2.841	1.056	23.39	0.263	1.930	0.508	0.104	0.109	4.40
5/1-SD1	a4	4.50	18	18	0.969	#N/D	0.869	1.022	25.06	0.293	1.930	0.566	0.106	0.130	4.37
5/1-SD1	Qt1d	9.00	17	18	0.923	#N/D	0.869	1.022	20.46	0.221	1.930	0.427	0.106	0.131	3.26
5/1-SD1	Qt1d	12.00	15	18	0.857	#N/D	0.869	1.022	15.96	0.170	1.930	0.328	0.106	0.124	2.63
5/1-SD1	Qt1d	13.50	17	18	0.811	13	1.796	1.035	18.18	0.194	1.930	0.374	0.106	0.118	3.09
5/1-SD1	Qt1d	15.00	20	18	0.761	#N/D	0.869	1.022	18.95	0.203	1.930	0.391	0.106	0.111	3.34
5/1-SD1	Qt1d	17.00	20	18	0.696	27	4.436	1.126	23.20	0.260	1.930	0.502	0.106	0.102	4.55
5/1-SD1	Qt1d	18.50	16	18	0.654	#N/D	0.869	1.022	13.94	0.150	1.930	0.289	0.106	0.096	2.75
5/1-SD1	Qt1d	21.00	22	18	0.600	30	4.721	1.156	23.89	0.272	1.930	0.524	0.106	0.088	5.20
5/1-SD1	Cv	25.00	24	18	0.542	#N/D	4.721	1.156	17.84	0.190	1.930	0.367	0.106	0.080	3.94

## **7. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

### **7.1 Generalità**

I criteri d'interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvengono depositi terrigeni olocenici (a4, H1a, H1a1, H1a2, H1a3, H1b, H2, H3a, H3b e H3c) e pleistocenici (Qt1d, Qt1e, Qt1j, Qt1k, Qt2, Qt3a), nonché formazioni litoidi paleoceniche/eoceniche (ACCa), cretacee/eoceniche (STO3) e triassiche (Cv); nell'ambito di tali depositi sono stati effettuati (vedi il capitolo 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico variabile o costante;
- prove geofisiche Cross-Hole e con cono sismico in foro attrezzato, per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio  $v_s$  e di compressione  $v_p$ ;
- pozzetti stratigrafici con misura delle densità in sito e prove di carico su piastra;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Nel paragrafo 7.2 vengono descritti i criteri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa; il paragrafo 7.3 riguarda invece i terreni a grana fine ed il paragrafo 7.4 le formazioni "rocciose".

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

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

### **7.2 Materiali a grana grossa**

Lungo il Lotto in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (considerando tra i materiali a grana grossa le sabbie con limo caratterizzate da percentuali di fine, Limo + Argilla,

inferiori al 35%); localmente si sono incontrati livelli di sabbie con ghiaie e ghiaie con sabbie dove le percentuali di ghiaia possono risultare variabili tra il 25% ed il 60% (principalmente, ma non solo, all'interno dei depositi a4 ed H2).

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

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

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

### 7.2.1 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

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

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

In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

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

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

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

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.2.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

L'indice dei vuoti in sito ( $e_o$ ) e la densità relativa ( $D_r$ ) possono essere ricavate, con una certa approssimazione, dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT come riportato nel paragrafo 7.2.2.

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

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

essendo:

- $e_{\max}$  = indice dei vuoti massimo del materiale (-)
- $e_{\min}$  = indice dei vuoti minimo del materiale (-)
- $e_o$  = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

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

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi (Doc.Rif.[53] e [54]);
- Kokusho & Tanaka per i materiali ghiaiosi (Doc.Rif.[73]).

### 7.2.2 Densità relativa $D_r$

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

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

essendo:

- A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella 7.1
- $\sigma_{vo}'$  = 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 (-)

**Tabella 7.1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)**

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

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

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

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

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

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

### 7.2.3 Angolo di resistenza al taglio

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

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

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

essendo:

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

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

$p_f'$  =  $1.4 \cdot \sigma_{ff}'$  (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)

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

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 7.2) (°)

$D_r$  = densità relativa (-)

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella Tabella 7.3 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

**Tabella 7.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)**

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

**Tabella 7.3: 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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

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

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

$$\varphi_{cv}' = 30^\circ \text{ per le sabbie}$$

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

$$m = 3$$

## 7.2.4 Deformabilità

### 7.2.4.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

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

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

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

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

essendo:

$$C = 67.3$$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 7.4)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 7.5)

**Tabella 7.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$   
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

**Tabella 7.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$   
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

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

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

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

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

#### 7.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia

del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

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

- i moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 7.2.4.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto; tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 7.1 e Figura 7.2.

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

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi"  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quelli iniziali  $E_0$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa  $1.0 \cdot 10^{-3} \div 5.0 \cdot 10^{-3}$ ;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi"  $E_{op2}$  sono pari a circa  $1/5$  di quelli iniziali  $E_0$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura  $> 3$  e da cedimenti inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E_{op3}$  sono pari a circa  $1/10$  di quelli iniziali  $E_0$  oppure pari a quelli desumibili dalla correlazione empirica (Jamiolkowski et al., 1988):

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

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

essendo:

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

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

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

Si rileva che:

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

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

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

Nel progetto dei pali di fondazione i moduli di reazione orizzontale iniziali ( $E_{si}$ ) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione:

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

essendo:

$k_{hi}$  = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 7.6 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) ( $\text{kN/m}^3$ )

$z$  = profondità dal piano campagna originario.

**Tabella 7.6: 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

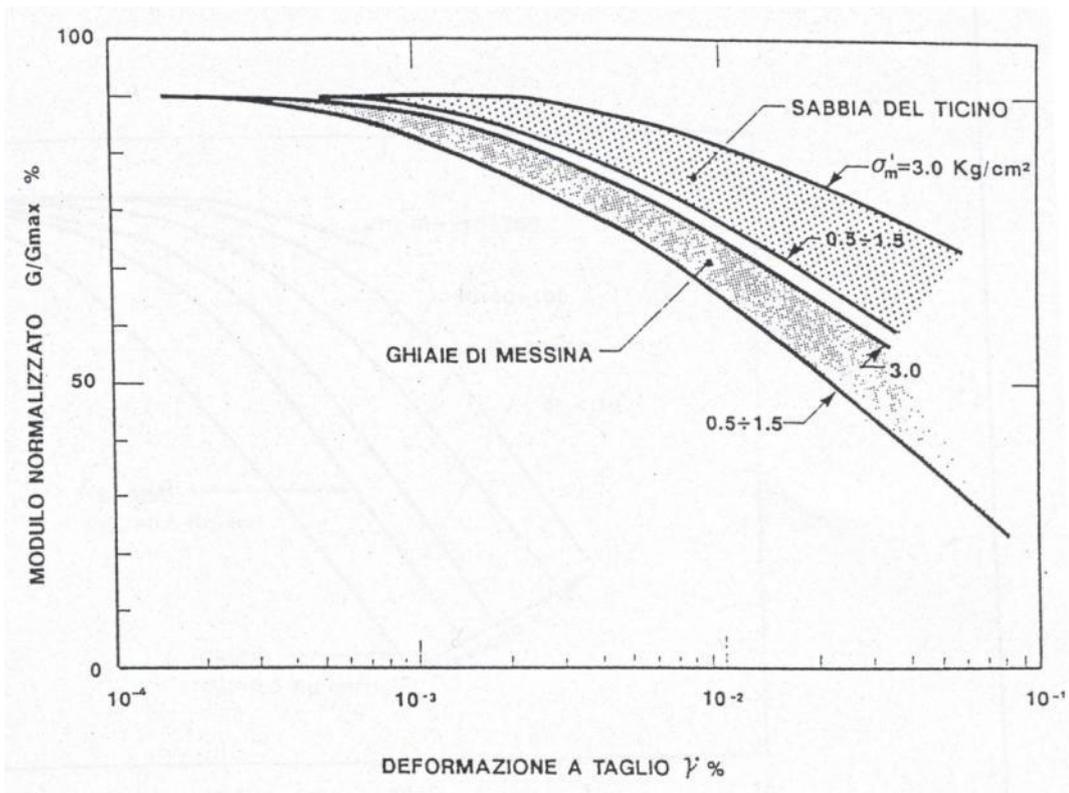


Figura 7.1: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

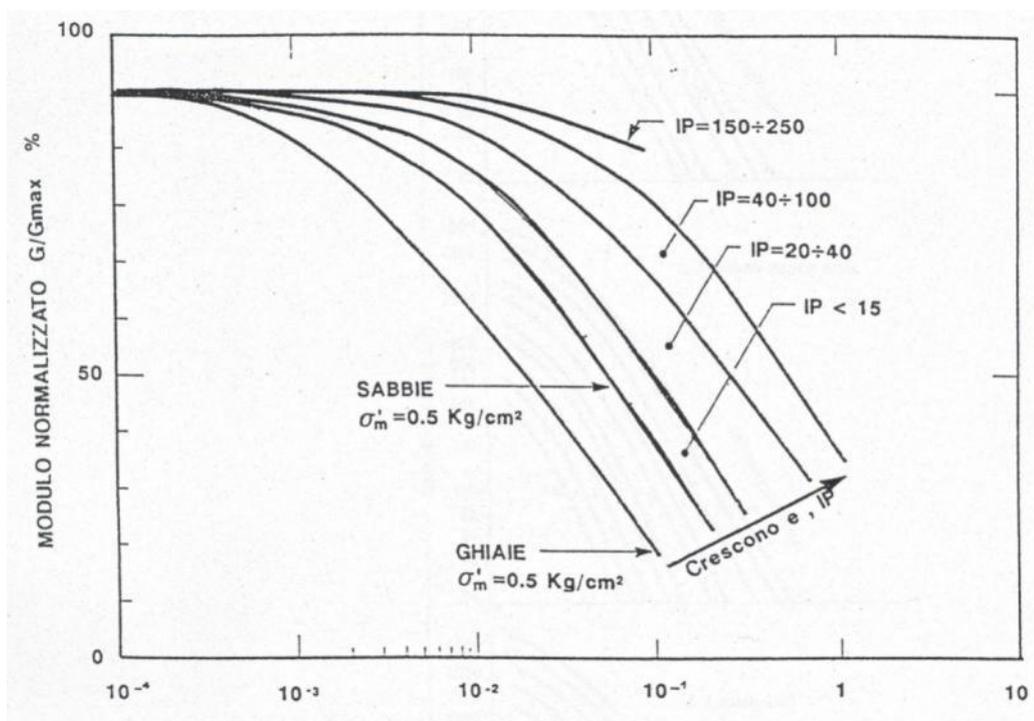


Figura 7.2: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

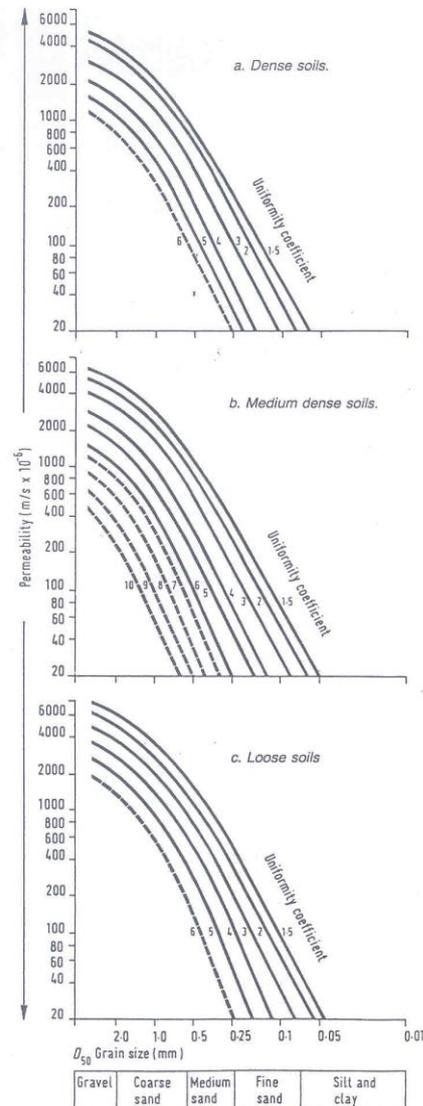
#### 7.2.4.4 Coefficienti di permeabilità

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

1. Utilizzo della Tabella 7.7.
2. Utilizzo della seguente procedura:
  - Valutazione del coefficiente di uniformità =  $D_{60}/D_{10}$ , essendo  $D_{60}$  il diametro corrispondente al 60% di passante e  $D_{10}$  il diametro corrispondente al 10% di passante;
  - Assegnazione del valore caratteristico di  $D_{50}$ , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
  - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 7.3.

**Tabella 7.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica**

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



**Figura 7.3: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ( $U=D_{60}/D_{10}$ ) e del  $D_{50}$  (Sommerville, 1986)**

### 7.3 Materiali a grana fine

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

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

- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

### 7.3.1 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti ( $e_o$ ), o da quello normalizzato corrispondente  $I_{v_o}$ , e dalla pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma'_{v_o}$ ), 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  $I_{vo}$  è dato quindi dalla seguente equazione:

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

essendo:

$e_o$  = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 7.4 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

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

In generale vale quanto segue:

1. I terreni tipo A, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, possono avere:
  - o un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci)

- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
2. I terreni tipo B2, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
- un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle)
  - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. I terreni di tipo B1, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, hanno:
- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci)
  - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.

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

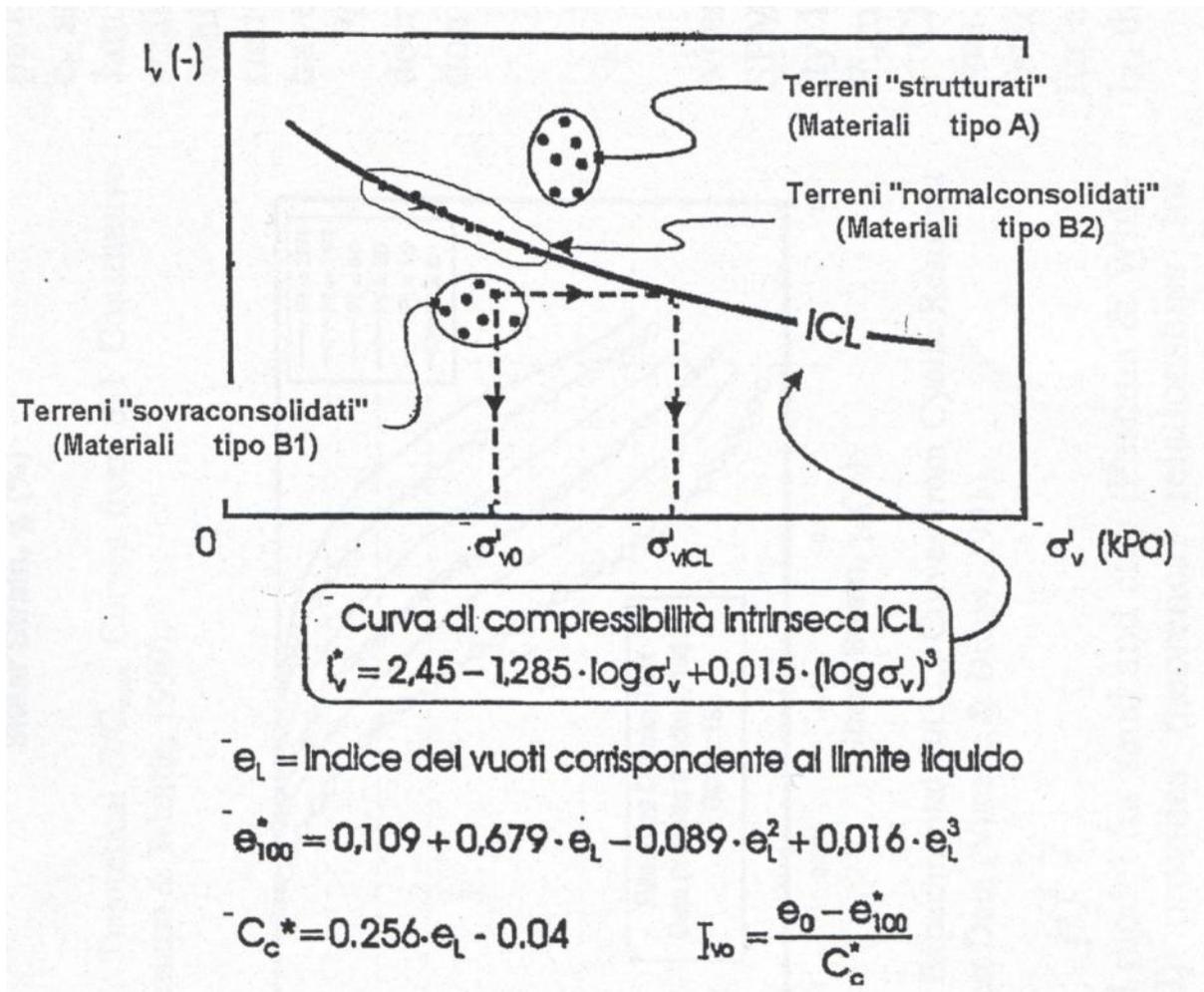


Figura 7.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

### 7.3.2 Stato iniziale del deposito

La valutazione dello stato tensionale iniziale sarà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali B1, di cui al paragrafo 7.3.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione

meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

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

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

essendo:

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

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

$\varphi'$  = angolo di attrito.

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

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

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

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

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

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

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

### 7.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

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

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

#### 7.3.3.1 Prove di laboratorio

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

#### 7.3.3.2 Valutazione di $c_u$ da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi a grana fine poco compatti la resistenza al taglio non drenata, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella Figura 7.5 (NAVFAC, 1971). Nel caso di terreni a grana fine compatti, la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, sarà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue (vedi anche Figura 7.5):

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

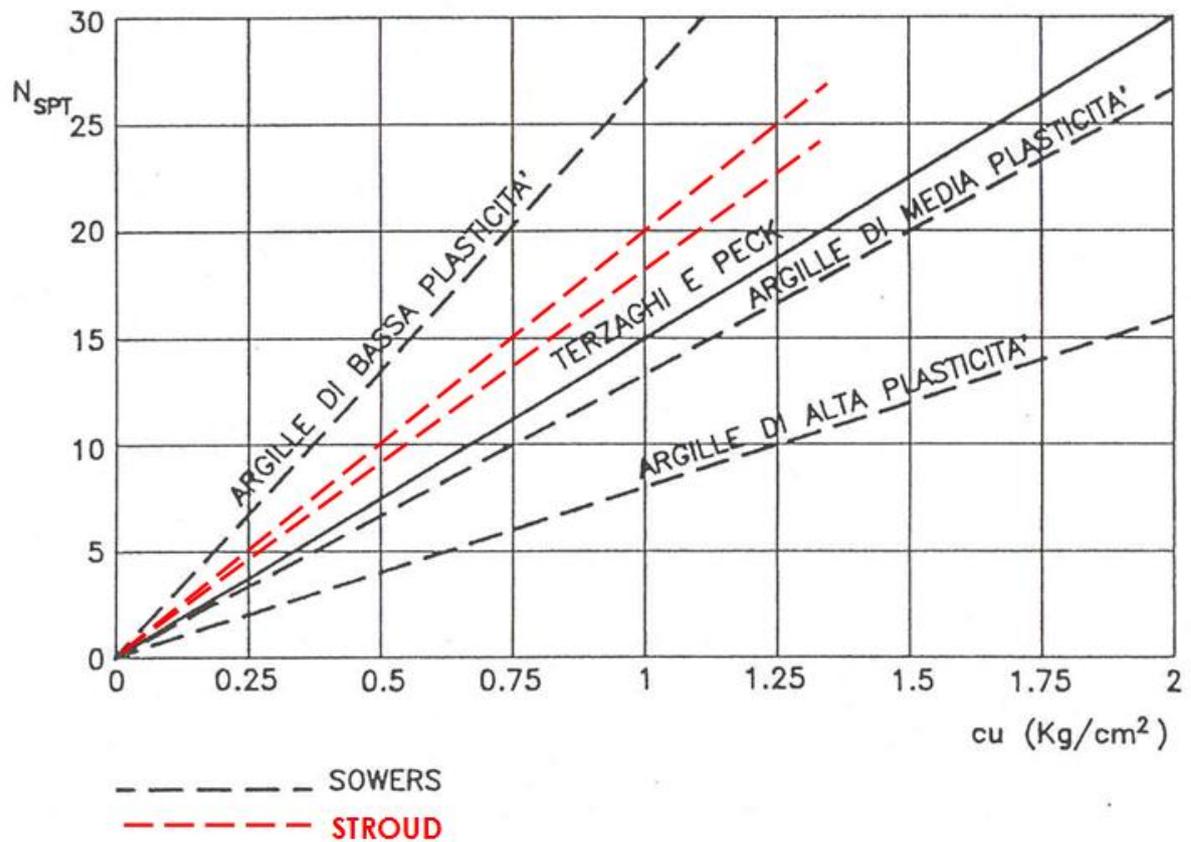


Figura 7.5: Correlazione  $N_{SPT}$  -  $c_u$  (Navfac, 1971 e Stroud, 1974)

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

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

### 7.3.5 Deformabilità

#### 7.3.5.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

essendo:

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

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $v_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche Cross-Hole; in assenza di misure dirette della velocità  $v_s$  si può comunque ricorrere alla correlazione di Ohta e Goto (1978) (vedi paragrafo 7.2.4), assumendo  $f_G = 1.00$ .

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

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

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

### 7.3.5.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

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

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

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

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

- o i moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 7.3.5.1.
- o le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 7.6.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale  $E_0$ .

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

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

Per gli strati a grana fine tipo B1 e B2 (vedi Figura 7.4), qualora non fossero disponibili prove edometriche, gli indici di compressione ( $c_c$  e  $c_r$ ) e di consolidazione secondaria ( $c_{\alpha}$ ), tutti parametri definiti in termini di variazione dell'indice dei vuoti, verranno stimati in questa fase progettuale sulla base delle seguenti espressioni:

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

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

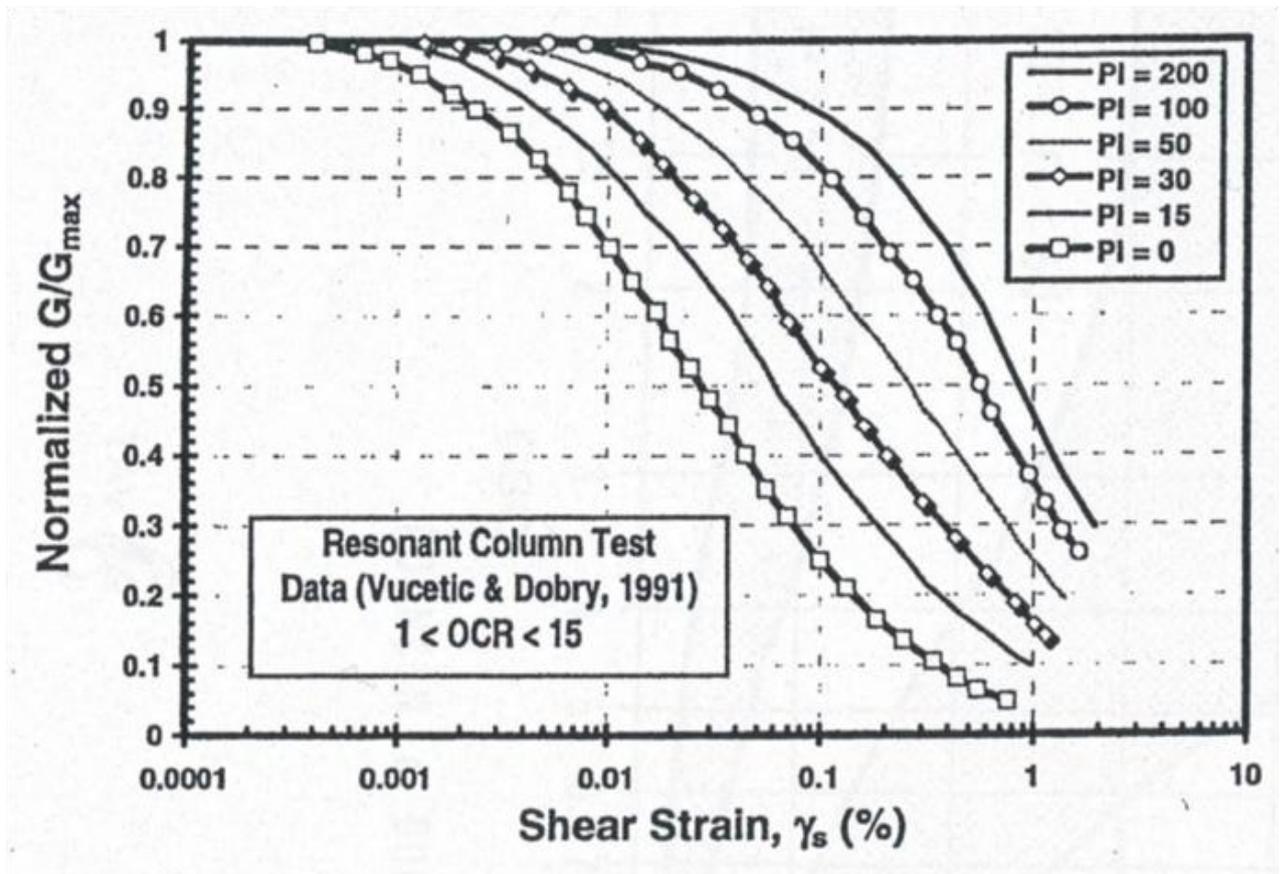


Figura 7.6: Curve sperimentali del rapporto  $G/G_{max}$  da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale "operativo", nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984)):

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

essendo:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 7.3.3.

### 7.3.5.4 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

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

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

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

essendo:

$k$  = coefficiente di permeabilità corrente

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

$e$  = indice dei vuoti corrente

$$C_k \approx 0.5 \cdot e_o$$

$e_o$  = indice dei vuoti iniziale

Si rileva che:

- i valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero i coefficienti di permeabilità  $k$  sono quelli verticali  $k_v$ ;
- i coefficienti di permeabilità riportati nei certificati delle prove edometriche sono ottenuti applicando la teoria di consolidazione di Terzaghi; nel caso dei

terreni tipo A (vedi Figura 7.4) l'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi può condurre a risultati non corretti. In tali casi i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dall'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi verranno confrontati con quelli ricavabili dalle seguenti correlazioni empiriche:

- o Rocchi, 2003:

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

ossia:

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

essendo:

$e$  = indice dei vuoti corrente

$e_L$  = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

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

- o Feng, 1991:

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

essendo:

$e_0$  = indice dei vuoti iniziale

$A = IP/CA =$  attività

$CA =$  contenuto di argilla

$IP =$  indice di plasticità

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

## **7.4      Formazioni rocciose**

### **7.4.1      Generalità**

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

In particolare:

1. Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" viene stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 7.4.2; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) viene valutato con la seguente espressione (vedi Sjoberg, 1997):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

2. L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" viene valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il paragrafo 7.4.3).
3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso vengono stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.4.4.

### **7.4.2      Valutazione del parametro $RMR_{89}$**

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

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

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

- Qualità della roccia RQD **(I2)**

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

- Spaziatura delle discontinuità **(I3)**

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

- Lunghezza delle discontinuità **(14)**

<b>L</b>	<b>I4</b>
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità **(15)**

<b>H</b>	<b>I5</b>
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

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

<b>Descrizione</b>	<b>I6</b>
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

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

<b>Descrizione – spessore</b>	<b>I7</b>
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione **(I8)**

Descrizione	I8
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di RMR<sub>89</sub>:

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

### 7.4.3 Criteri di rottura

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

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

essendo:

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

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

D = coefficiente di disturbo

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

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

GSI = RMR<sub>'89</sub> - 5

RMR<sub>'89</sub> = vedi il paragrafo 7.4.2

m<sub>i</sub> = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ<sub>1</sub>' = tensione principale efficace maggiore

σ<sub>3</sub>' = tensione principale efficace minore

σ<sub>c</sub> = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

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

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

In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 7.8.

Tabella 7.8: Coefficiente  $m_i$  relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Table 8.3: Values of the constant  $m_i$  for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

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

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

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dal valore di GSI, implica che, per  $m_i = 10$ , il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a  $\cong 1/m_i$ .
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di  $RMR_{89}$  viene messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi (vedi la Figura 7.7).

Alla resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$  ed al coefficiente  $m_i$  della roccia intatta vengono inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella Tabella 7.9.

**Tabella 7.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di  $\sigma_c$  e di  $m_i$  (Hoek et al.,1998; Marinos & Hoek, 2000)**

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

4. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" viene attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
- Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
  - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".
- Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da superfici di scivolamento di dissesti pregressi, si opera come segue:
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento "strain softening" si fa riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";

- o In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" vengono presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Vengono inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".
5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$ . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

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

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

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

6. L'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$  viene interrotto per valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di  $\sigma_n'$  negativi (trazione) le resistenze al taglio vengono assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

## 7.4.4 Caratteristiche di deformabilità

### 7.4.4.1 Moduli iniziali

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

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

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

essendo:

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

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

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

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

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

$$G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

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

### 7.4.4.2 Moduli “operativi”

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

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

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

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

essendo:

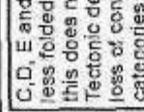
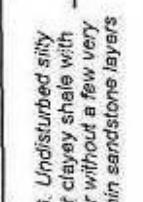
D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

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

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

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

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

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

↑ : Means deformation after tectonic disturbance

Figura 7.7: Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi Marinos & Hoek (2002)

## 8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

- dei profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[1]);
- delle indagini geognostiche eseguite (Doc.Rif.[5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18] e [19]);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 7.

### 8.1 Unità geotecniche

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

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

#### Formazioni pleistoceniche

##### Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo "terreno a grana grossa"

- **Qt1e** → geologicamente ascrivibile a **depositi eolici (dune) risalenti al Pleistocene superiore**. Tale formazione è segnalata a fine Lotto, in un tratto dove non sono stati eseguiti sondaggi e/o prove geognostiche; poiché tale formazione continua anche per i primi 2 Km. ca. del successivo Lotto 5a, i parametri di caratterizzazione geotecnica sono stati assunti pari a quelli determinati per tale formazione lungo il Lotto 5a. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvengono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie.

I sondaggi del Lotto 5a hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei, localmente anche diffusi, di dimensioni pluricentriche (D<sub>max</sub>=7÷8 cm da

evidenze di carotaggio) e livelli decimetrici di arenaria fine o di sabbie parzialmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori.

- **Qt1j** → geologicamente ascrivibile a **depositi fluviali (paleo alveo del Fiume Albegna ?) risalenti al Pleistocene superiore**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie medio-grossolane e ghiaia. La formazione in oggetto è stata rinvenuta solamente, per 6 m ca. di profondità, durante la perforazione dei sondaggi 5b-SD16 e 5b-SD22. Non essendo per essa disponibili informazioni geotecniche specifiche non verrà trattata nel seguito del documento; cautelativamente per tale formazione, ove presente, potranno essere adottati in questa fase progettuale i parametri geotecnici dei livelli sabbiosi della formazione Qt1k.
- **Qt2** → geologicamente ascrivibile a **depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore**. Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose (talora debolmente cementate), con ghiaia o ghiaiose; non si può tuttavia escludere il rinvenimento locale di livelli di sabbie con limi, limi sabbiosi e argille limose. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna. Sulla base di quanto riscontrato nei sondaggi del Lotto 5a, tenuto conto anche che i sondaggi di questo Lotto hanno intercettato solo parzialmente la formazione in oggetto, non si può escludere il rinvenimento di clasti arenacei anche di dimensioni pluricentriche e/o livelli di arenaria fine o litoide.
- **Qt3a** → geologicamente ascrivibile a **depositi costieri (palustri ?) risalenti al Pleistocene superiore (?)**. Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, si tratta di sabbie fini limose. La formazione in oggetto è stata intercettata solamente negli ultimi due metri circa dal sondaggio 5/2-SD4Bis; non essendo per essa disponibili informazioni geotecniche

specifiche non verrà trattata nel seguito del documento; per tale formazione potranno essere adottati in questa fase progettuale i parametri geotecnici dei livelli sabbiosi della formazione Qt2.

#### **Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo “terreno a grana fine”**

- **Qt1d** → geologicamente ascrivibile a **depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo e/o sabbia, intercalati a livelli sabbioso-limosi e rari livelli sabbioso-ghiaiosi (ghiaie sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici).
- **Qt1k** → geologicamente ascrivibile a **depositi palustro-lagunari risalenti al Pleistocene superiore**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille ed argille limose, con qualche livello sabbioso; è segnalata la presenza di sostanza organica, resti vegetali e malacofauna.

#### **Formazioni oloceniche**

##### **Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo “terreno a grana grossa”**

- **H1a2** → geologicamente ascrivibile a **depositi marini (spiaggia ?) risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie fini talora cementate e sabbie limose; presenza di malacofauna.
- **H2** → geologicamente ascrivibile a **depositi di spiaggia risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie limose, talora con livelletti cementati, e con subordinati livelli (anche metrici) limoso-argillosi; localmente presenza di malacofauna.
- **H3c** → geologicamente ascrivibile a **depositi di spiaggia risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbia fine e media, sabbia limosa e subordinata argilla limosa; si possono

rinvenire localmente livelli di argille con limi sabbiosi, elementi vegetali in decomposizione ed inclusioni torbose. Presenza di malacofauna.

**Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo “terreno a grana fine”**

- **a3** → geologicamente ascrivibile a **depositi di versante risalenti all'Olocene**. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi e sabbie rossastre con clasti etero metrici ed eterogenei, talora subordinati.
- **a4** → geologicamente ascrivibile a **depositi eluvio-colluviali risalenti all'Olocene**. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi, limi argillosi talora debolmente sabbiosi e sabbie spesso limose talora con ghiaie minute e clasti millimetrici eterogenei. Colori frequentemente rossastri.
- **H1a** → geologicamente ascrivibile a **depositi lagunari risalenti all'Olocene**. I depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi, di colori prevalentemente bruni e grigi, con possibili intercalazioni di sabbie fini limose. Presenza di malacofauna di ambiente salmastro e resti vegetali.
- **H1a1** → geologicamente ascrivibile a **depositi palustri risalenti all'Olocene**. I depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo, limi argillosi e limi sabbiosi, talora con presenza di elementi vegetali, con subordinate sabbie fini limose talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.
- **H1b** → geologicamente ascrivibile a **depositi fluviali risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie fini limose, limi, limi sabbiosi, limi argillosi e limi con argilla, talora con clasti arrotondati eterogenei millimetrici e ghiaie.
- **H3a** → geologicamente ascrivibile a **depositi lagunari risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limi, argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, talora in fitte alternanze,

con inclusioni di resti vegetali e locale presenza di malacofauna di ambiente salmastro.

- **H3b** → geologicamente ascrivibile a **depositi di ambiente deltizio risalenti all'Olocene**. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose con locali livelli di argilla con limo debolmente sabbioso.

#### **Formazioni litoidi**

- **ACCa** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Sub-Liguri - **Argille e calcari di Canetolo, risalenti al Paleocene-Eocene**. I depositi in oggetto risultano costituiti da un'alternanza di argilliti (prevalenti), siltiti e calcari micritici in strati per lo più sottili e medi.
- **STO3** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Collelungo - **Scaglia Toscana risalente al Cretaceo superiore-Eocene inferiore** (membro delle Calcareniti di Montegrossi, calcareniti a nummuliti). I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari con noduli e liste di selce, grigi, stratificati con interstrati pelitici, bancate calcarenitiche grossolane a macroforaminiferi. Livelli di brecciole con clasti di quarzo e selce.
- **Cv** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Talamone - **Calcarea Cavernosa, risalente al Triassico**. I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari dolomitici dolomie nere stratificate o brecciate, calcari a "cellette", rari gessi. I fenomeni carsici interessano tutto l'ammasso portando ad una diffusa presenza di cavità di dimensioni estremamente variabili. Le porzioni alterate della formazione di presentano come brecce con matrice di sabbia e limo, argille limoso sabbiose con clasti, sabbie limose e limi sabbiosi, dai colori rossastri.

## **8.2 Profili geotecnici**

I profili geotecnici (Doc.Rif.[1]) sono stati impostati sulla base dell'informazione riportata sui profili geologici; in particolare, oltre ad avere mantenuto per le formazioni geotecniche lo stesso nome di quelle geologiche (vedi paragrafo 8.1), sono stati mantenuti sui profili geotecnici anche gli stessi passaggi stratigrafici individuati dai profili geologici. Nell'ambito di ciascuna formazione geologico-geotecnica non sono stati differenziati, ove presenti, livelli di terreno a grana fine da livelli di terreno a grana grossa; nell'ambito della caratterizzazione geotecnica riportata nel seguito del documento tali livelli sono stati invece distinti e caratterizzati separatamente. In sede di progettazione delle singole opere occorrerà pertanto, ove necessario, suddividere le principali formazioni geologico-geotecniche distinguendo eventuali sottolivelli dal comportamento meccanico differente; tale suddivisione potrà essere effettuata prendendo in considerazione i sondaggi disponibili vicini all'opera da progettare.

Le colonnine stratigrafiche riportate sui profili geotecnici tengono conto sia della descrizione dei terreni riportata sui certificati di campagna (log stratigrafici) sia delle determinazioni granulometriche eseguite sui campioni indisturbati (prelevati durante le attività di perforazione) e rimaneggiati (prelevati dalle cassette catalogatrici o dal campionatore usato durante le prove SPT).

I campioni (indisturbati e rimaneggiati) indicati sulle colonnine stratigrafiche sono quelli per cui ad oggi si dispone di certificati di laboratorio (come minimo la descrizione del campione all'apertura e la relativa curva granulometrica).

I livelli di falda riportati sui profili geotecnici sono quelli dei profili idrogeologici e non costituiscono, dato il numero limitato di letture ad oggi disponibili, dei livelli di falda di progetto; in sede di Progetto occorrerà adottare soggiacenze inferiori, da definirsi di volta in volta in relazione al tipo di problema geotecnico da affrontare.

### 8.3 Principali successioni stratigrafiche

La successione stratigrafica con cui si rinvengono le formazioni descritte nel paragrafo 8.1 è variabile lungo il tracciato del lotto in oggetto. Di seguito si riportano i principali profili stratigrafici senza avere operato alcuna ulteriore distinzione, nell'ambito di ciascuna formazione, tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine; si rimanda ai profili geotecnici (Doc.Rif.[1]) per i dettagli relativi alle singole situazioni locali che possono interessare:

- **Da inizio Lotto al Km.1+400 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

<b>H1b</b>	depositi olocenici, fluviali, in spessori da 2 a 6 m ca. dal p.c.;
<b>H1a</b>	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 3 a 9 m ca.;
<b>Qt1d</b> (*)	depositi pleistocenici, fluviali, fino alla massima profondità investigata.

(\*) Alla progressiva Km.0+200 ca., in corrispondenza del sondaggio 4/1-SD3, il profilo geologico evidenzia la presenza della formazione litoide ACCa intorno ai 7 m ca. di profondità dal p.c. locale al posto della formazione Qt1d. Considerati i valori di SPT registrati nel medesimo sondaggio tra i 4 e 7 m ca. di profondità, non si può escludere che il tetto della formazione in oggetto risulti più superficiale di quanto riportato sui profili geotecnici.

- **Dal Km.1+400 al Km.1+700 ca.**

Si rinvengono nell'ordine: **H1b/H1a/a3** (\*) depositi olocenici, fluviali / lagunari / di versante, in spessori da 9 a 11 m ca. dal p.c.;

<b>Qt1d</b>	depositi pleistocenici, fluviali, fino alla massima profondità investigata.
-------------	---

(\*) Le formazioni H1a e H1b vengono progressivamente sostituite dalla formazione a3; lo spessore indicato si riferisce alla somma degli spessori delle tre formazioni.

- **Dal Km.1+700 al Km.1+950 ca.**

Si rinvengono nell'ordine: **a3** (\*) depositi olocenici, di versante, in spessori da 17 a 0 m ca. dal p.c.;

**ACCa** depositi paleocenici-eocenici, argille e calcari di Canetolo, fino alla massima profondità investigata.

*(\*) Lo spessore della formazione a3 si riduce progressivamente fino ad annullarsi alla progressiva Km.1+950 ca; il limite di alterazione del substrato ACCa può essere indicativamente individuato intorno ai 9-12 m dal tetto della formazione litoide.*

- **Dal Km.1+950 al Km.2+700 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

**ACCa** (\*) depositi paleocenici-eocenici, argille e calcari di Canetolo, fino alla massima profondità investigata.

*(\*) Il limite di alterazione del substrato ACCa può variare da 3-5 m fino a 9-12 m dal p.c. locale (tetto della formazione litoide).*

- **Dal Km.2+700 al Km.3+200 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

**a3** depositi olocenici, di versante, in spessori da 2 a 16 m ca. dal p.c.;

**ACCa** depositi paleocenici-eocenici, argille e calcari di Canetolo, fino alla massima profondità investigata.

- **Dal Km.3+200 al Km.3+700 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

**a3** depositi olocenici, di versante, in spessori da 4 a 15 m ca. dal p.c.;

**Cv** depositi paleocenici-eocenici, argille e calcari di Canetolo fino, fino alla massima profondità investigata.

- **Dal Km.3+700 al Km.3+900 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

- H1a1** depositi olocenici, palustri, in spessori da 3 a 4 m ca. dal p.c.;
- H1a** depositi olocenici, lagunari, in spessori da 3 a 12 m ca.;
- H3c** depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 0 a 9 m ca.;
- Cv** depositi paleocenici-eocenici, argille e calcari di Canetolofino, fino alla massima profondità investigata.

- **Dal Km.3+900 al Km.4+400 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

- H1a1 (\*)** depositi olocenici, palustri, in spessori da 2 a 3 m ca. dal p.c.;
- H1a** depositi olocenici, lagunari, in spessori da 2 a 5 m ca.;
- H3c** depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 9 a 12 m ca.;
- H3a (\*\*)** depositi olocenici, lagunari, in spessori mediamente pari a 17 m ca.;
- Qt1d** depositi pleistocenici, fluviali, fino alla massima profondità investigata.

(\*) Tra le progressive Km.4+000 e Km.4+050 ca., la formazione H1a1 è sostituita dalla formazione H1b.

(\*\*) Tra le progressive Km.4+400 e Km. 4+450 ca., la formazione H3a risulta in contatto eteropico con la formazione Qt1k.

- **Dal Km.4+400 al Km.7+700 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

- H1a1** depositi olocenici, palustri, in spessori da 2 a 3 m ca. dal p.c.;
- H1a** depositi olocenici, lagunari, in spessori da 2 a 5 m ca.;
- H3c** depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 13 a 18 m ca.;
- Qt1k (\*)** depositi pleistocenici, palustro-lagunari, fino alla massima profondità investigata.

(\*) Tra le progressive Km.6+000 e Km.6+350 ca., è segnalata la presenza di una lente ascrivibile alla formazione Qt1j, a contatto con il tetto della sottostante formazione Qt1k.

- **Dal Km.7+700 al Km.9+900 ca.**

Si rinvengono nell'ordine: **H1a1/H1b** (\*) depositi olocenici, palustri/fluviati, in spessori da 2 a 5 m ca. dal p.c.;

**H1a** depositi olocenici, lagunari, in spessori da 5 a 18 m ca., crescenti procedendo verso Sud;

**H3c/ H3b/ H3a** (\*\*) (\*\*\*) depositi olocenici, di spiaggia / di ambiente deltizio / lagunari, in spessori da 6 a 20 m ca., in contatto eteropico H3c-H3b ed H3b-H3a;

**Qt1k** (\*\*\*\*) depositi pleistocenici, palustro-lagunari, fino alla massima profondità investigata.

(\*)Tra le progressive Km.7+900 e Km.9+850 ca., la formazione H1a1 è sostituita, per eteropia laterale, dalla formazione H1b.

(\*\*) Tra le progressive Km.7+500 e Km.8+100 ca. si ha il passaggio, per eteropia laterale, tra la formazione H3c ed H3b.

(\*\*\*) Tra le progressive Km.9+000 e Km.9+250 ca. si ha il passaggio, per eteropia laterale, tra la formazione H3b ed H3a.

(\*\*\*\*)Tra le progressive Km.8+800 al Km. 9+100 è segnalata la presenza della formazione Qt1d prima a contatto con la base della formazione Qt1k e successivamente in sostituzione ad essa. Tra le progressive Km.9+500 al Km. 9+700 è segnalata la presenza di una lente ascrivibile alla formazione Qt1j, a contatto con il tetto della sottostante formazione Qt1k.

- **Dal Km.9+900 al Km.12+000 ca.**

Si rinvengono nell'ordine: **H1b** (\*) depositi olocenici, fluviati, in spessori da 3 a 5 m ca. dal p.c.;

**H1a** depositi olocenici, lagunari, in spessori da 11 a 16 m ca.;

**H2** depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 4 a 11 m ca.;

**H3a** (\*\*) depositi olocenici, lagunari, fino a massima profondità investigata.

(\*) Tra le progressive Km.11+200 e Km.12+000 si ha il passaggio eteropico tra la formazione H1b e la formazione H1a2 con uno spessore totale prima di H1b e H1a2 e successivamente di solo H1a2 da 7 a 8 m ca.;

(\*\*) Tra le progressive Km.9+850 e Km.10+300 ca., compare la formazione Qt2 al di sotto della formazione H3a.

- **Dal Km.12+000 al Km.14+900 ca.**

Si rinvencono nell'ordine:

<b>H1a2</b> (*) (**)	depositi olocenici, marini, in spessori da 6 a 9 m ca. dal p.c.;
<b>H1a</b>	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 8 a 13 m ca.;
<b>H2</b>	depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 2 a 8 m ca.;
<b>H3a</b>	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 3 a 7 m ca.;
<b>Qt2</b> (*)	depositi pleistocenici, marino-costieri, fino alla massima profondità investigata.

(\*) Dal Km.13+300 al Km.14+700 ca., sotto la formazione Qt2, compare la formazione Qt3a; in questo tratto la formazione Qt2 ha spessori dell'ordine di 5÷6 m ca.

- **Dal Km.14+900 al Km.16+700 ca.**

Si rinvencono nell'ordine:

<b>H1b</b> (*)	depositi olocenici, fluviali, in spessori da 6 a 7m ca. dal p.c.;
<b>H1a</b> (**)	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 8 a 0 m ca.;
<b>H2</b>	depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 5 a 7 m ca.;
<b>H3a</b>	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 8 a 10 m ca.;
<b>Qt2</b> (***)	depositi pleistocenici, marino-costieri, fino alla massima profondità investigata.

(\*) Tra le progressive Km.16+100 e Km.16+700 ca., compare la formazione a4 al di sopra della formazione H1b;

(\*\*) Si segnala che ne sondaggio 5/2-SD10 la formazione H1a non viene rinvenuta e alla base della formazioni H1b si rinviene la formazione H2.

(\*\*\*) Segnalata dal sondaggio 5/2-SD8 la presenza di Calcarea cavernosa al posto della formazione Qt2 a 23÷25 m di profondità dal p.c. locale.

- **Dal Km.16+700 al Km. 18+000 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

<b>a4</b>	depositi olocenici eluvio-colluviali, in spessori da 2 a 5 m ca. dal p.c.;
<b>H1b</b>	depositi olocenici, fluviali, in spessori da 3 a 5 m ca. dal p.c.;
<b>H1a (*)</b>	depositi olocenici, lagunari, in spessori da 2 a 5 m ca.;
<b>H2</b>	depositi olocenici, di spiaggia, in spessori da 9 a 11 m ca.;
<b>Qt1d (**)</b>	depositi pleistocenici, fluviali, in spessori da 5 a 7 m ca.;
<b>Cv</b>	calcarea cavernosa fino a massima profondità investigata.

(\*) Dal Km.17+600 al Km.18+000 ca. la formazione H1a si configura come una lente confinata all'interno della formazione H2, ad una profondità compresa tra 10 e 13 m ca.

(\*\*) Dal km.17+800 la formazione Qt1d non viene più rinvenuta e al posto di essa si ha un approfondimento della formazione H2.

- **Dal Km.18+000 al Km. 20+900 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

<b>H2 (*)</b>	depositi olocenici, fluviali, in spessori da 10 a 25 m ca. dal p.c.;
<b>Qt1d (**)</b>	depositi pleistocenici, fluviali, fino a massima profondità investigata.

(\*) Dal Km.20+200 al Km.20+900 ca. la formazione H2 viene ad essere progressivamente sostituita dalla formazione a4; la formazione a4 presenta spessori massimi dell'ordine di 7 m ca.

(\*\*) Segnalata nel sondaggio 5/2-SD15 la presenza di calcarea cavernosa alla profondità di 16 m sotto la formazione Qt1d e fino alla massima profondità investigata (20 m).

- **Dal Km.20+900 al Km. 22+800 ca.**

Si rinvengono nell'ordine:

<b>Cv (*)</b>	calcarea cavernosa fino a massima profondità investigata.
---------------	---

(\*) Localmente, al di sopra della formazione Cv, si rinviene la formazione a4 in spessori dell'ordine di 4÷5 m ca.

- **Dal Km.22+800 ca. a fine lotto**

Si rinvengono nell'ordine:	<b>a4</b>	depositi olocenici eluvio-colluviali, in spessori da 2 a 3 m ca. dal p.c.;
	<b>Qt1e</b>	depositi pleistocenici, eolici, in spessori da 15 a 17 m ca.;
	<b>Qt2</b>	depositi pleistocenici, marino-costieri, fino a massima profondità investigata.

#### **8.4 Depositi eolici sabbiosi Qt1e**

La formazione Qt1e è presente negli ultimi 1.50 Km del lotto in oggetto e nei primi 3.0 Km di quello successivo (Lotto 5a). Per la caratterizzazione geotecnica della formazione Qt1e si è fatto riferimento al sondaggio denominato come 5b-SD40 e alle informazioni riportate nella Relazione Geotecnica Generale del Lotto 5a (Doc.Rif.[4]).

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

La caratterizzazione geotecnica della formazione Qt1e è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- conoscenze sulla formazione Qt1e presente nel primo tratto del Lotto 5a.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta inferiore al 35%, a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa.

Nella Figura 8.1 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nella varie verticale di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 20 colpi/30 cm e valori massimi di 50 colpi/30 cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $20 \leq N_{SPT} \leq 55$  colpi/30 cm.

Considerando che:

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

non è possibile escludere che i depositi in oggetto, soggetti a carichi e/o inondazioni d'acqua, possano risultare collassabili e quindi siano tali da generare cedimenti di creep nel tempo (vedi ad esempio le esperienze di Burland & Burbidge, Doc.Rif.[64]). I risultati delle prove SPT (disponibili a partire da profondità dell'ordine di 2 m circa da p.c.) risultano sempre maggiori o uguali a 20 colpi/30cm (10-15 colpi/30cm nel Lotto 5a) e potrebbero far presupporre che l'eventuale comportamento collassabile possa essere limitato ai primi metri di profondità.

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

pressione scaricata in fondazione da eventuali fondazioni dirette a non più di 200 kPa.

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

#### **8.4.1 Caratteristiche fisiche**

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

- sabbia = 49 ÷ 75%, mediamente 60%
- ghiaia = 18 ÷ 42%, mediamente 25%
- limo = 9 ÷ 15%, mediamente 10%
- argilla = 0 ÷ 5%, mediamente 5%

la percentuale di fine è dell'ordine di:

- limo + argilla = 7 ÷ 20%, mediamente 15%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$ .

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r = 70 \div 100\%$ . Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

#### **8.4.2 Resistenza al taglio**

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati, ha fornito valori variabili nell'intervallo  $\varphi' = 35^\circ \div 39^\circ$ . L'angolo di attrito determinato da una prova di taglio diretto eseguita su un campione di sabbia ghiaiosa è risultato

essere pari a  $\varphi' = 38^\circ$ , mentre una prova analoga su un campione di sabbia con limo ha fornito un valore pari a  $\varphi' = 30^\circ$ .

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1e possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito negli intervalli:

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

### 8.4.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 8.2.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.3. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 170000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.9} \text{ in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

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

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

#### **8.4.4 Permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc, ai terreni sabbiosi e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità medi dell'ordine  $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$  m/s; la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, le prove Lefranc indicano possibili valori estremi anche di  $1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-8}$  m/s, attribuibili agli strati più limoso-sabbiosi o limoso-argillosi. I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

### 8.4.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt1e.

**Tabella 8.1: Formazione Qt1e – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%)
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19		
$N_{SPT}$ (colpi/30 cm)	20+1.5·z		
$D_r$ (%)	70÷100		-
$\varphi'$ (°)	36÷38	34÷36	28÷32
$GSC = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
$k_0$ (-)	$(1 - \text{sen}\varphi') \cdot \sqrt{GSC}$		
$v_s$ (m/s)	$140 \cdot z^{0.3}$		
$G_{01}$ (kPa)	$G_{01} = 170000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.9}$		
$E_{op1}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)^{(1)}$		
$E_{op2}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5^{(1)}$		
$E_{op3}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10^{(1)}$		

#### **Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;
- $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- $D_r$  = densità relativa;
- $\varphi'$  = angolo di attrito operativo;
- $GSC$  = grado di sovraconsolidazione meccanico;
- $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
- $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
- $k_0$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
- $v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- $z$  = profondità dal piano campagna locale in metri;
- $G_{01}$  = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;

- $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;  
 $E_{op1}$  = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a  $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op3}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $B$  = dimensione minore della fondazione (m).

**Note:**

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

Tabella 8.2: Formazione Qt1e – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD40	SPT1-CR1	S1	13.34	3.00	3.45	37.00	49.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT2-CR2	S2	13.34	4.50	4.95	22.00	64.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT3-CR3	S3	13.34	6.00	6.45	22.00	64.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT4-CR4	S4	13.34	7.50	7.95	18.00	75.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT5-CR5	S5	13.34	9.00	9.45	27.00	60.00	-	-	-	-	-	SM	A3	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT6-CR6	S6	13.34	10.50	10.95	30.00	57.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT7-CR8	S7	13.34	12.00	12.45	29.00	58.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT8-CR9	S8	13.34	13.50	13.95	23.00	57.00	15.00	5.00	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	
5b-SD40	SPT9-CR10	S9	13.34	15.00	15.45	42.00	49.00	9.00	0.00	-	-	-	SW-SM	A2-4	S,G[L]	-	-	-	-	

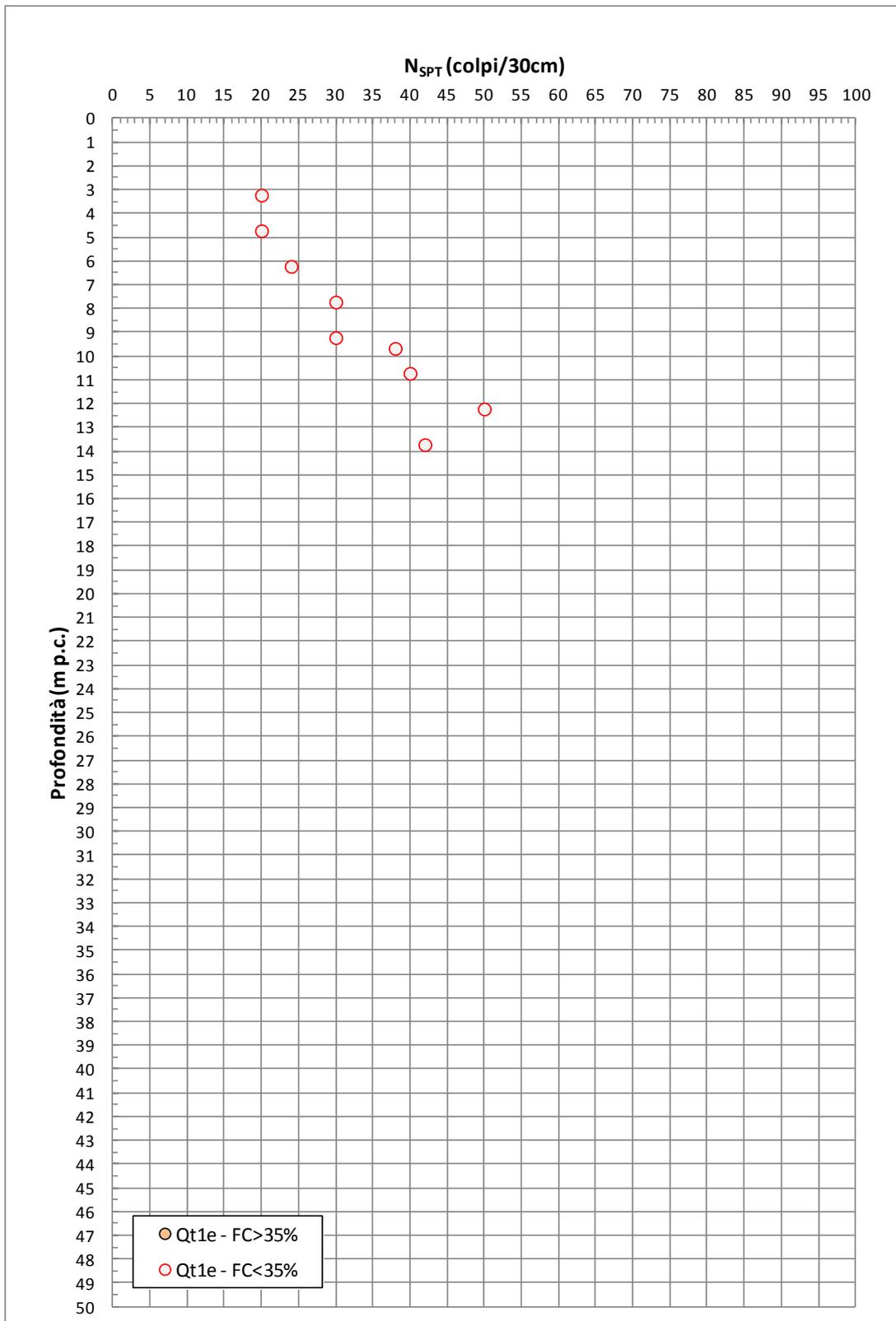


Figura 8.1: Formazione Qt1e – Valori di N<sub>SPT</sub> (5b-SD40)

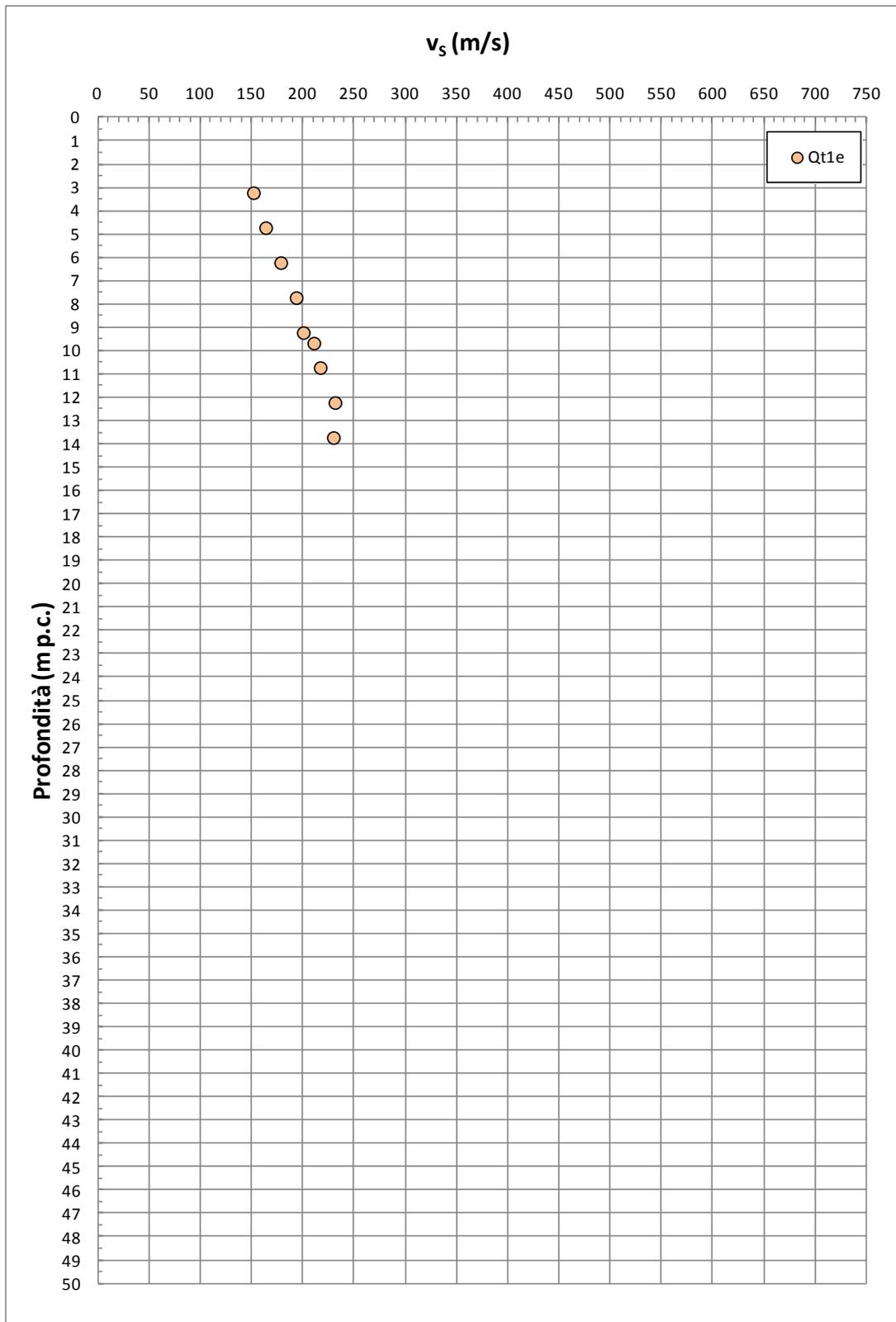


Figura 8.2: Formazione Qt1e – Valori di  $v_s$  da  $N_{SPT}$  (5b-SD40)

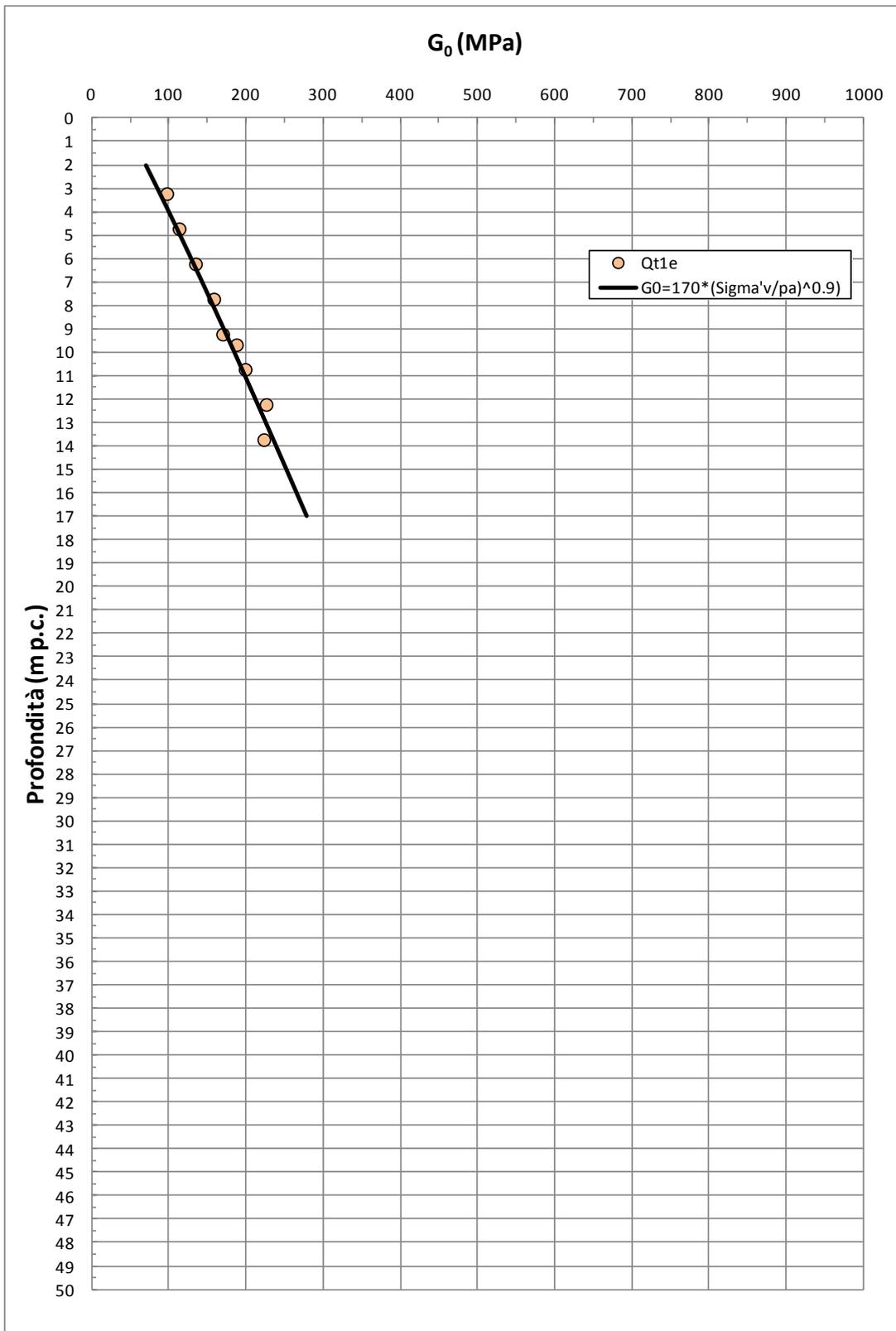


Figura 8.3: Formazione  $Q_{t1e}$  – Valori di  $G_0$  da  $N_{SPT}$  (5b-SD40)

## **8.5 Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2**

La formazione Qt2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore.

Non sono disponibili molti dati per tale formazione di substrato essendo stata intercettata dai sondaggi disponibili a profondità maggiori di 25-30 m dal p.c. locale; in ragione di quanto sopra l'informazione disponibile lungo il Lotto in oggetto è stata integrata con quella disponibile lungo il primo tratto del successivo Lotto 5a.

Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti principalmente da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose (talora debolmente cementate), con ghiaia o ghiaiose; non si può tuttavia escludere il rinvenimento locale di livelli di sabbie con limi, limi sabbiosi e argille limose. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna. Sulla base di quanto riscontrato nei sondaggi del Lotto 5a, tenuto conto anche che i sondaggi di questo Lotto hanno intercettato solo parzialmente la formazione in oggetto, non si può escludere il rinvenimento di clasti arenacei anche di dimensioni pluricentriche e/o livelli di arenaria fine o litoide.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali sabbiosi Qt2 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc
- conoscenze sulla formazione Qt2 presente nel primo tratto del Lotto 5a.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta inferiore al 35%, a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa.

Nella Figura 8.4 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ( $FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$ ) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 15 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ( $N_{SPT} \geq 100$  colpi/30cm); come

intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $30 \leq N_{SPT} \leq 45$  colpi/30 cm.

### 8.5.1 Caratteristiche fisiche

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=40\div70\%$ , con valori locali anche più elevati. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19\div20$  kN/m<sup>3</sup>.

### 8.5.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati, ha fornito valori variabili nell'intervallo  $\varphi' = 32^\circ\div36^\circ$ .

### 8.5.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 8.5, nella stessa figura si riportano anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole e dalla prova con cono simico (verticali 5/2-SD24 e 5/2-SD24Bis), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.5.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.6. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

#### 8.5.4 Permeabilità

Non si hanno a disposizione prove di permeabilità Lefranc per la formazione in oggetto lungo il Lotto 5b; analogamente con quanto fatto per il Lotto 5a, ai terreni sabbioso e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$  m/s; la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, possibili valori estremi, anche di  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s  $\div$   $1 \cdot 10^{-8}$  m/s, si potrebbero avere per gli strati più limoso-sabbiosi o limoso-argillosi. I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

### 8.5.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt2.

**Tabella 8.3: Formazione Qt2 – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19÷20 <sup>(1)</sup>		
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	20÷40		
D <sub>r</sub> (%)	40÷70		-
$\phi'$ (°)	32÷36	30÷34 <sup>(1)</sup>	26÷28 <sup>(1)</sup>
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v <sub>s</sub> (m/sec)	250÷300		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = 80000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(2)</sup>		
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(2)</sup>		
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(2)</sup>		

**Simbologia:**

$\gamma_t$	=	peso di volume naturale;
$N_{SPT}$	=	resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
$D_r$	=	densità relativa;
$\varphi'$	=	angolo di attrito operativo;
GSC	=	grado di sovraconsolidazione meccanico;
$\sigma'_{v,max}$	=	tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	=	tensione verticale efficace attuale (geostatica);
$k_0$	=	coefficiente di spinta del terreno a riposo;
$v_s$	=	velocità di propagazione delle onde di taglio;
$z$	=	profondità dal piano campagna locale in metri;
$G_{01}$	=	modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	=	pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	=	modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	=	modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	=	modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	=	dimensione minore della fondazione (m).

**Note:**

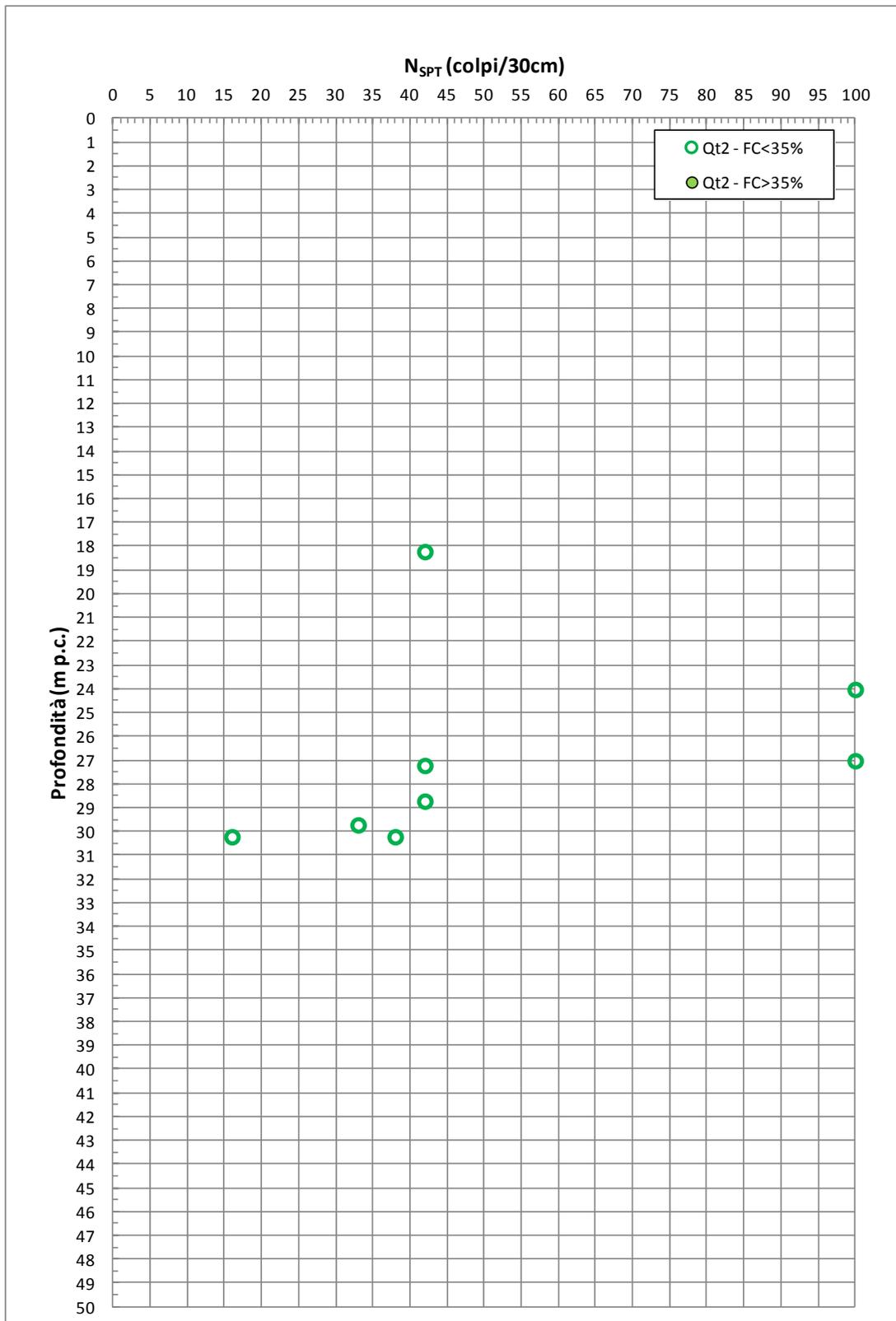
(1) valori ipotizzati in assenza di informazioni; tali valori sono congruenti con quanto riscontrato per la formazione in oggetto lungo il Lotto 5a.

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

$p_0'$  la pressione efficace media geostatica.

Tabella 8.4: Formazione Qt2 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2-SD4	SPT13 - CR14	S13	6.93	30.00	30.00	0.05	91.93	-	-	-	-	-	SP-SM	A-2-4	S	-	-	-	-	-
5b-SD32	SPT12-CR12	S12	7.57	29.50	30.00	0.00	72.29	17.98	9.73	28.40	21.80	6.60	SM-SC	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD33	SPT10-CR10	S10	5.50	28.50	29.00	40.01	45.02	-	-	18.50	-	-	SM	A2-4	S,G	-	-	-	-	-
5b-SD40	CI1	CI1	13.34	21.00	21.35	0.00	96.00	-	-	-	-	-	SP	A3	S	29.20	18.40	2.77	-	TD
5b-SD40	SPT10-CR11	S10	13.34	18.00	18.45	3.00	83.00	-	-	-	-	-	SM	A2-4	S	-	-	-	-	-

Figura 8.4: Formazione Qt2 – Valori di  $N_{SPT}$

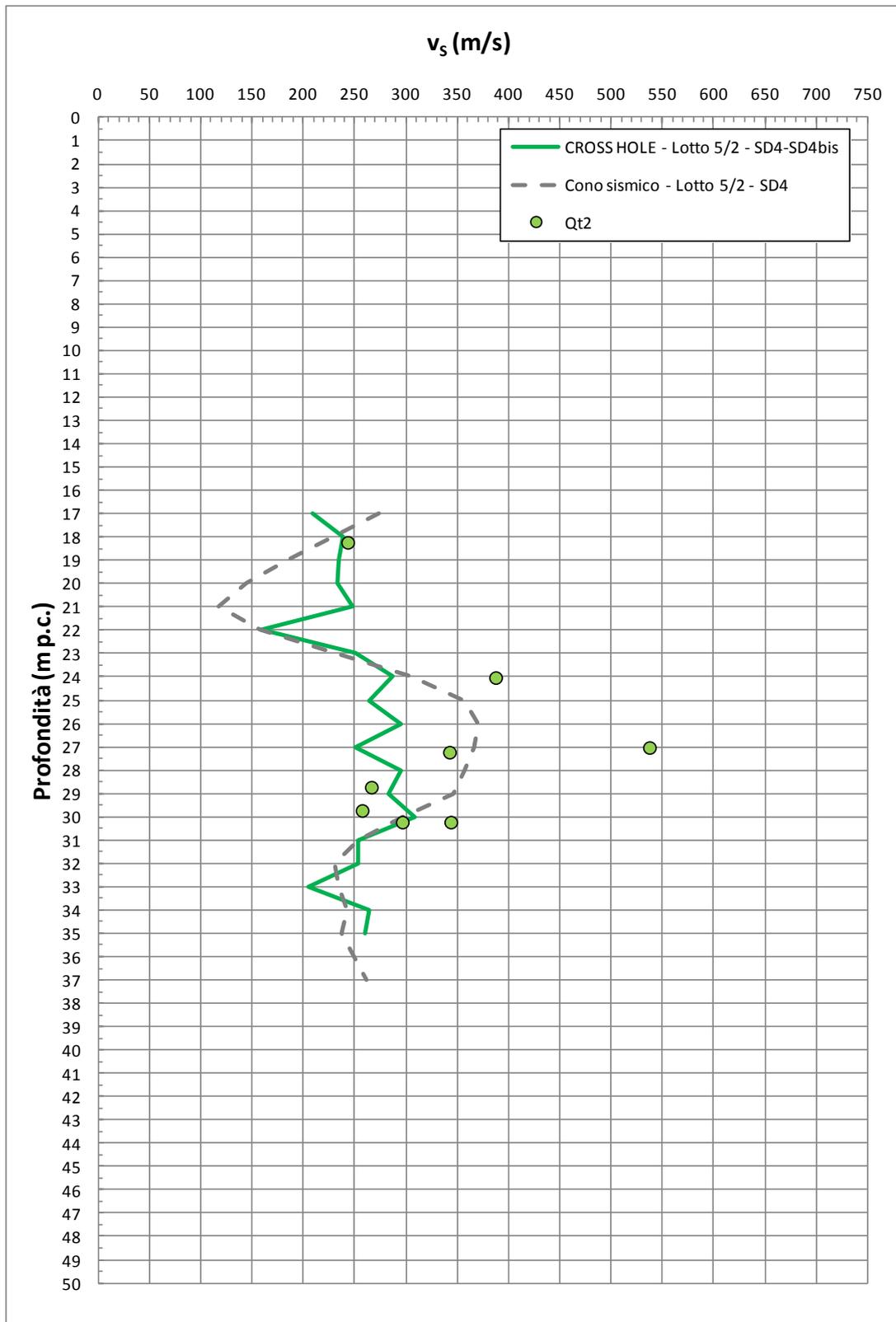


Figura 8.5: Formazione Qt2 – Valori di  $v_s$

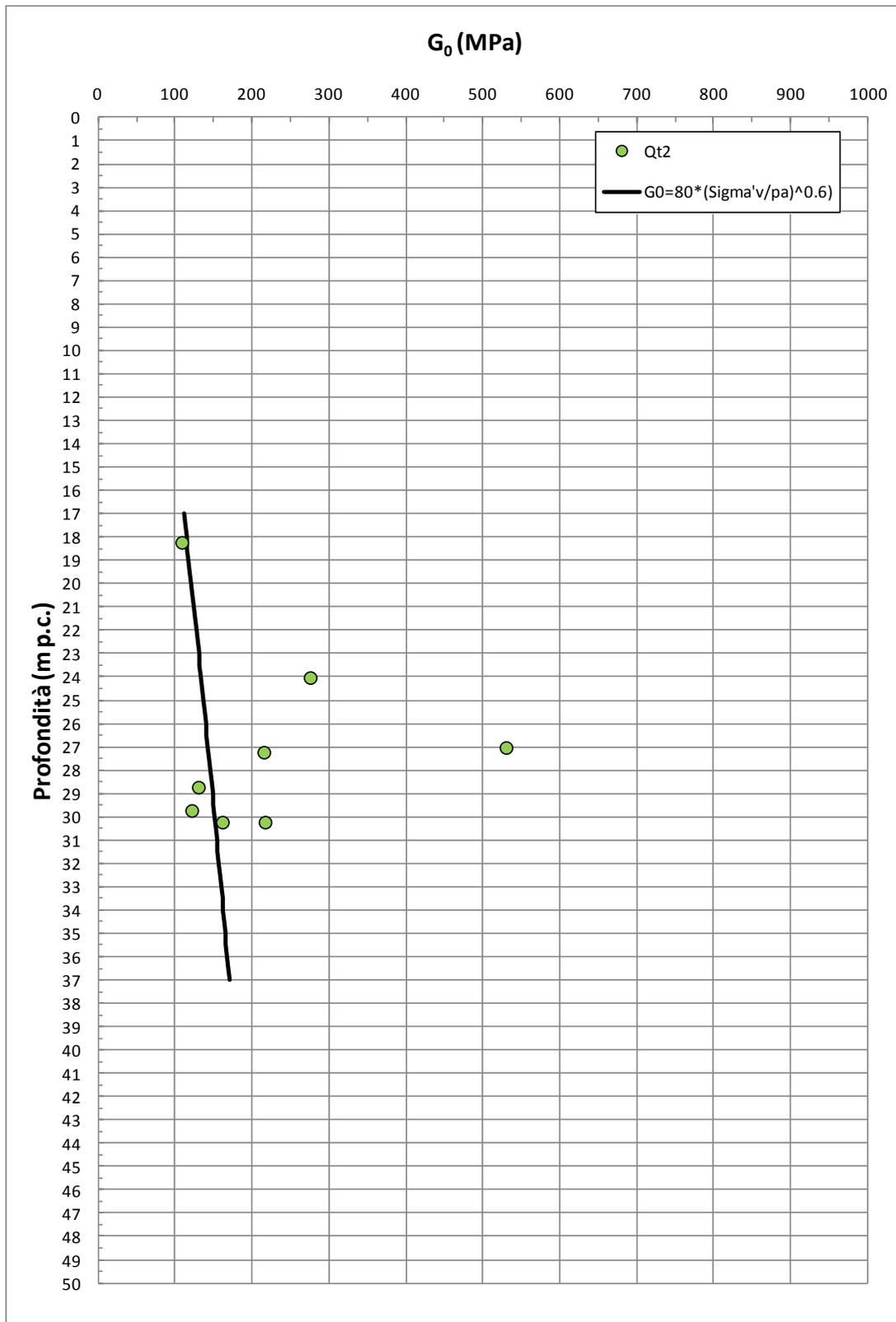


Figura 8.6: Formazione Qt2 – Valori di  $G_0$

## 8.6 Depositi fluviali Qt1d

La formazione Qt1d risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo e/o sabbia, intercalati a livelli sabbioso-limosi e rari livelli sabbioso-ghiaiosi (ghiaie sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici). La caratterizzazione geotecnica della formazione Qt1d è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.7; l'analisi di tale figura conferma l'esistenza di una stratificazione dei depositi in oggetto, con strati a grana grossa ( $FC < 35\%$ ) e strati a grana fine ( $FC \geq 35\%$ ). L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza delle opere da progettare sulla base dei sondaggi che ricadono nelle loro vicinanze.

Nella Figura 8.8 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ( $FC = \% \text{Limo} + \% \text{Argilla}$ ) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 10 colpi/30 cm e valori massimi che superano, localmente, i 55÷60 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $15 \leq N_{SPT} \leq 40$  colpi/30 cm.

### 8.6.1 **Caratteristiche fisiche**

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

- argilla = 1 ÷ 64%, mediamente 34%
- limo = 15 ÷ 53%, mediamente 31%

- sabbia = 3 ÷ 60%, mediamente 27%
- ghiaia = 0 ÷ 38%, mediamente 8%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 97%, mediamente 65%

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

- sabbia = 19 ÷ 87%, mediamente 57%
- limo = 14 ÷ 33%, mediamente 18%
- ghiaia = 0 ÷ 57%, mediamente 19%
- argilla = 0 ÷ 16%, mediamente 6%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 16% ÷ 34%, mediamente 24%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$  (vedi Figura 8.9).

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

- Figura 8.10: contenuto d'acqua
- Figura 8.11: limite liquido
- Figura 8.12: limite plastico
- Figura 8.13: indice dei vuoti
- Figura 8.14: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 8.15 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $l_v - \log \sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{oed}$ . I terreni appartenenti alla formazione Qt1d, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa ( $D_r$ ) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r = 40 \div 65\%$  (vedi Figura 8.16). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi

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

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

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi  $FC \geq 35\%$  ed  $LL \geq 35\%$ , rappresentato sul piano di Burland (1990)  $I_v - \log \sigma_{vo}'$ , si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{oed}$  (Figura 7.4). I terreni a grana fine della formazione Qt1d risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 8.15), ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

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

### 8.6.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi  $FC < 35\%$ , ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 32^\circ \div 35^\circ$  (vedi la Figura 8.17).

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a  $c' = 0$  kPa e  $\varphi' = 30^\circ \div 37^\circ$  (vedi Figura 8.18).

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

- $\varphi' = 32^\circ \div 35^\circ$  per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 30^\circ \div 32^\circ$  per le sabbie limose e sabbie con limo aventi  $CF < 35\%$
- $\varphi' = 20^\circ \div 24^\circ$  e  $c' = 0 \div 5$  kPa per le argille, argille limose, limi argillosi e le sabbie con limo aventi  $CF \geq 35\%$

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella

Figura 8.19; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

#### 8.6.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.20.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.21. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 100000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni

di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di  $G_0$  inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di Simpson et al. (1979) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

#### **8.6.5 Permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc, ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s..

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

#### **8.6.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

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

**Tabella 8.5: Formazione Qt1d – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19÷20 <sup>(2)</sup>	20÷21	
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	5+0.8·z ≥ 10		
D <sub>r</sub> (%)	-	40÷65	
c' (kPa)	0÷5 <sup>(2)</sup>	0	
φ' (°)	20÷24 <sup>(2)</sup>	30÷32	32÷35
c <sub>u</sub> (kPa)	100÷175 <sup>(3)</sup>	-	
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	2.0 <sup>(4)</sup>		
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \sin \phi') \sqrt{GSC}$		
v <sub>s</sub> (m/sec)	130 · z <sup>0.25</sup>		
G <sub>01</sub> (kPa)	G <sub>01</sub> = 700·c <sub>u</sub>	$G_{01} = 100000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$	
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(5)</sup>		
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(5)</sup>		
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(5)</sup>		
c <sub>c</sub> (-)	0.2÷0.35 <sup>(4)</sup>	-	-
c <sub>r</sub> (-)	0.2 · c <sub>c</sub> <sup>(4)</sup>	-	-
c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	1·10 <sup>-3</sup> ÷ 5·10 <sup>-3</sup> <sup>(4)</sup>	-	-
c <sub>αe</sub> (%)	0.3÷0.4 <sup>(4)</sup>	-	-

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
D<sub>r</sub> = densità relativa;  
c' = intercetta di coesione;  
φ' = angolo di attrito operativo;  
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
k<sub>0</sub> = coefficiente di spinta del terreno a riposo;  
v<sub>s</sub> = velocità di propagazione delle onde di taglio;  
z = profondità dal piano campagna locale in metri;

$G_{01}$	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	= dimensione minore della fondazione (m);
$C_c$	= indice di compressione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
$C_r$	= indice di ricomprensione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
$C_v$	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano dell'indice dei vuoti "e).

**Note:**

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) valori ipotizzati in assenza di informazioni; tali valori sono congruenti con quanto riscontrato per la formazione in oggetto lungo i lotti 4 e 5A.
- (3) valori cautelativi rispetto a quelli riportati in Figura 8.19 ma più in linea con quelli dei lotti 4 e 5A.
- (4) valori ipotizzati in assenza di prove edometriche; tali valori dovranno essere verificati sulla base dei risultati delle prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna d'indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.
- (5)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p_0'$  la pressione efficace media geostatica.

Tabella 8.6: Formazione Qt1d – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs (-)	e (-)	
4/1-SD4	SPT5	S5	3.95	15.50	15.95	17.00	27.00	28.00	28.00	45.0	17.0	28.0	CL	A7-6	L,A,S(G)	-	-	-	-	-
4/1-SD4	SD4/C4	I4	3.95	21.50	22.00	1.00	30.00	25.00	44.00	46.0	18.0	28.0	CL	A7-6	A,S,L	17.06	21.17	2.74	0.49	TX-UU
4/1-SD4	SPT7	S7	3.95	24.40	24.85	19.00	27.00	22.00	32.00	54.0	24.0	30.0	CH	A7-6	A,S(L)(G)	-	-	-	-	-
4/1-SD5	SD5/C4	I4	1.91	19.50	20.00	38.00	27.00	15.00	20.00	61.0	23.0	38.0	SC	A7-6	G,S(A)(L)	14.71	21.29	2.72	0.44	-
4/1-SD5	SPT6	S6	1.91	22.50	22.95	2.00	12.00	26.00	60.00	58.0	24.0	34.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD5	SD5/C5	I5	1.91	24.50	25.00	0.00	8.00	29.00	63.00	68.0	23.0	45.0	CH	A7-6	A,L[S]	22.05	19.34	2.73	0.69	TX-UU
4/1-SD6	SPT6	S6	2.02	11.50	11.95	9.00	27.00	30.00	34.00	50.0	20.0	30.0	CH	A7-6	A,L,S[G]	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SPT7	S7	2.02	13.50	13.95	4.00	36.00	28.00	32.00	44.0	20.0	24.0	CL	A7-6	S,A,L	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SD6/C3	I3	2.02	14.00	14.50	3.00	32.00	28.00	37.00	47.0	19.0	28.0	CL	A7-6	A,S,L	17.50	22.26	2.76	0.43	TX-UU
4/1-SD6	SPT10	S10	2.02	22.50	22.95	57.00	19.00	17.00	7.00	36.0	21.0	15.0	GC	A2-6	G(S)(L)[A]	-	-	-	-	-
5/1-SD1	SPT5-CRE	S5	5.44	10.50	10.95	0.00	60.04	26.85	13.11	18.7	15.0	3.7	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-
5/1-SD1	SPT7-CRG	S7	5.44	13.50	13.95	7.47	79.81	-	-	23.2	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/1-SD1	CI3	I3	5.44	16.00	16.60	0.00	87.87	-	-	20.4	-	-	SM	A2-4	-	25.72	19.67	2.72	0.71	TD
5/1-SD1	SPT9-CRI	S9	5.44	17.00	17.45	1.74	71.75	-	-	22.9	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/1-SD1	SPT11-CRM	S11	5.44	21.00	21.45	0.00	69.77	14.54	15.69	18.8	15.5	3.3	SM	A2-4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5/1-SD1	CI4	I4	5.44	23.30	23.70	0.00	68.52	15.47	16.01	30.0	18.5	11.5	SM	A2-4	S(A)(L)	14.25	21.19	2.72	0.44	TD
5/2-SD11	SPT8 - CR11	S8	8.07	17.80	18.25	22.32	38.21	38.05	1.41	32.0	21.0	11.0	SC	A6	S,L(G)	-	-	-	-	-
5/2-SD11	CI 3 (*)	I3	8.07	18.40	18.90	1.71	39.94	52.77	5.58	43.0	29.0	14.0	CL	A7-6	L,S[A]	48.65	16.00	2.69	1.45	TD
5/2-SD12	SPT11 - CR12	S11	12.2	23.80	23.80	30.15	44.42	22.21	3.21	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD13	SPT10 - CR11	S10	11.5	20.80	20.80	13.10	31.11	39.38	16.42	30.0	21.0	9.0	CL	A4	L,S(A)(G)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2-SD13	CI 3 (*)	I3	11.5	25.00	25.50	0.84	68.56	24.64	5.96	43.0	29.0	14.0	SM	A2-7	S(L)[A]	59.75	16.10	2.82	1.75	TD
5/2-SD15	SPT9 - CR10	S9	4.39	15.00	15.45	0.43	83.28	16.08	0.21	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT10 - CR11	S10	4.39	16.50	17.00	25.49	41.00	13.65	3.35	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	CI2	I2	4.39	19.50	20.00	6.31	65.56	26.69	1.44	-	-	-	SM	A2-4	S,L[G]	19.36	19.20	2.72	0.66	TX-UU
5b-SD20	CI6	I6	1.47	43.25	43.80	0.00	28.00	45.00	27.00	32.0	18.0	14.0	-	-	L,S,A	21.60	20.50	2.80	-	-
5b-SD20	CR12	R12	1.47	46.50	46.80	66.00	24.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5b-SD20	CR13	R13	1.47	49.00	49.30	41.00	35.00	15.00	9.00	21.0	14.0	7.0	-	-	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-

(\*) I campioni evidenziano la presenza di una possibile lente limoso-argillosa di caratteristiche più scadenti.

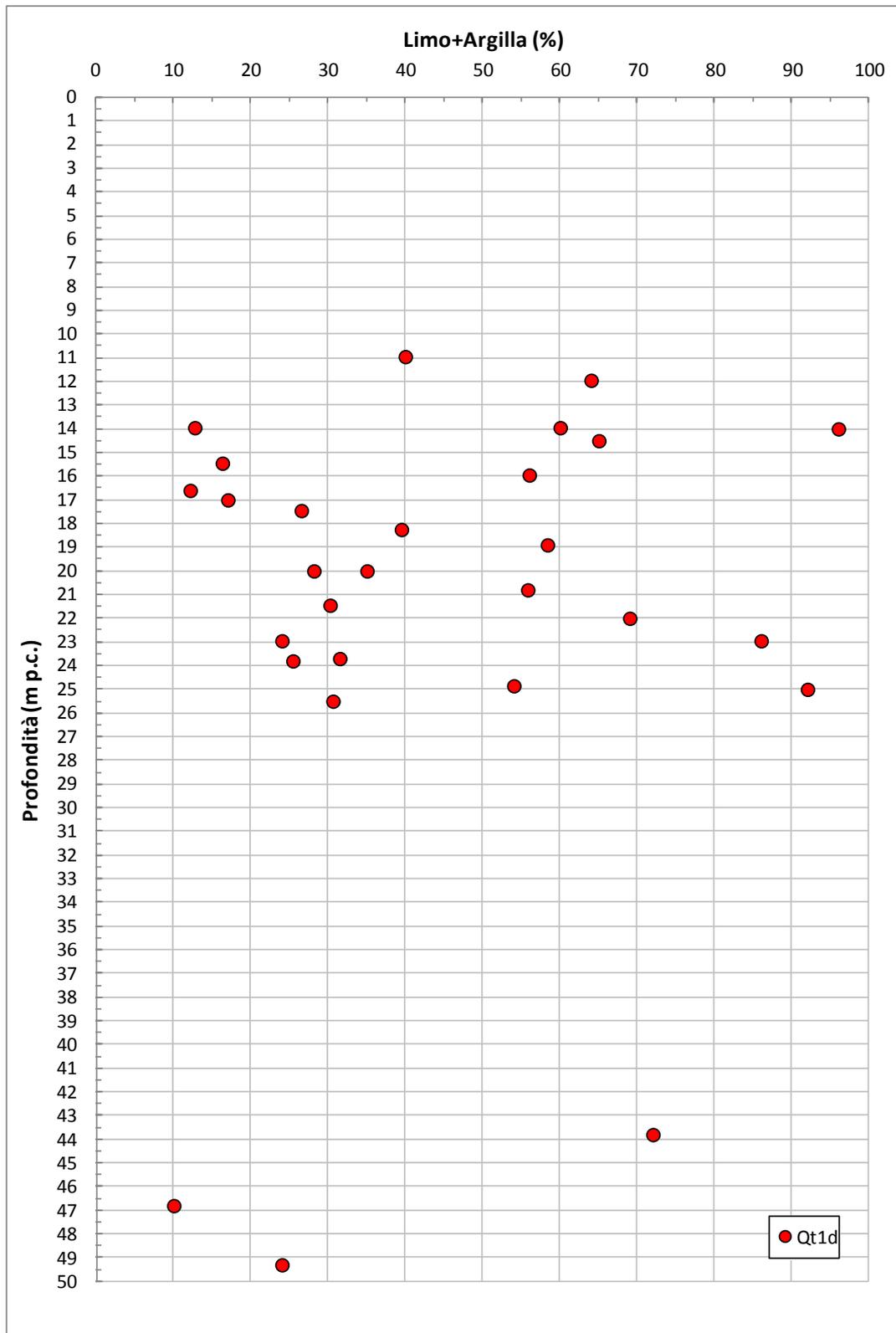


Figura 8.7: Formazione Qt1d – Contenuti di fine (CF)

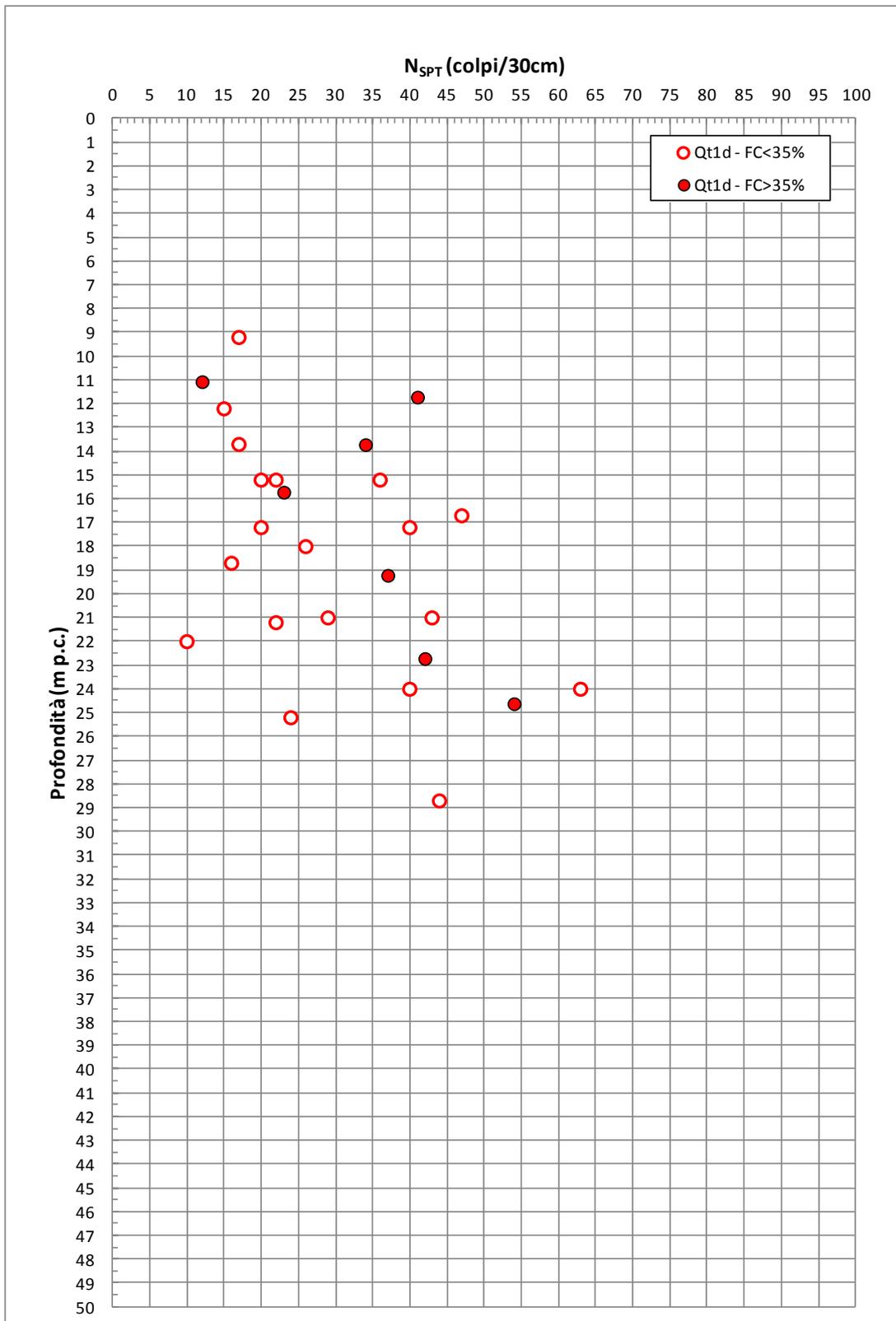


Figura 8.8: Formazione Qt1d – Valori di  $N_{SPT}$

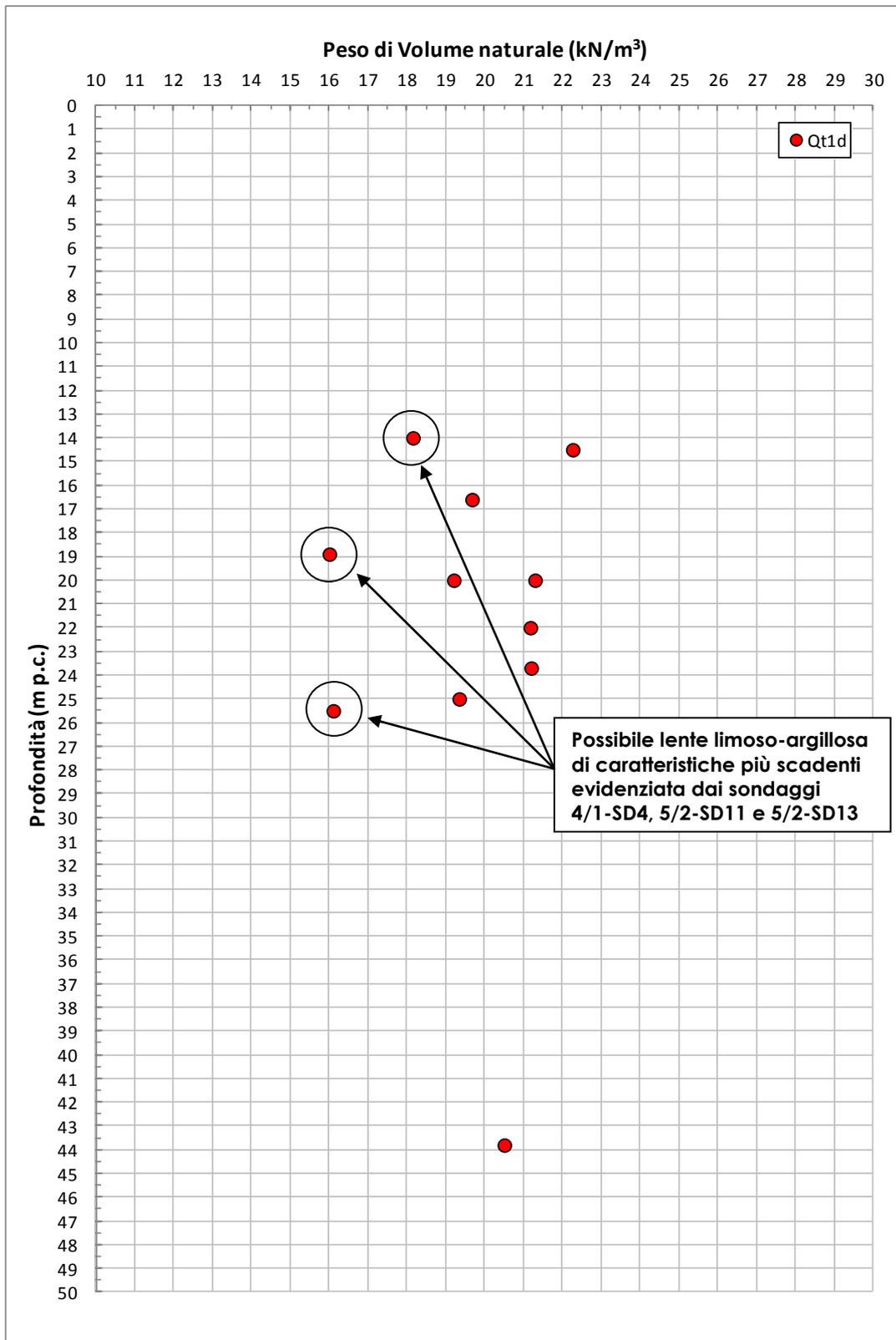


Figura 8.9: Formazione Qt1d – Pesì di volume naturale

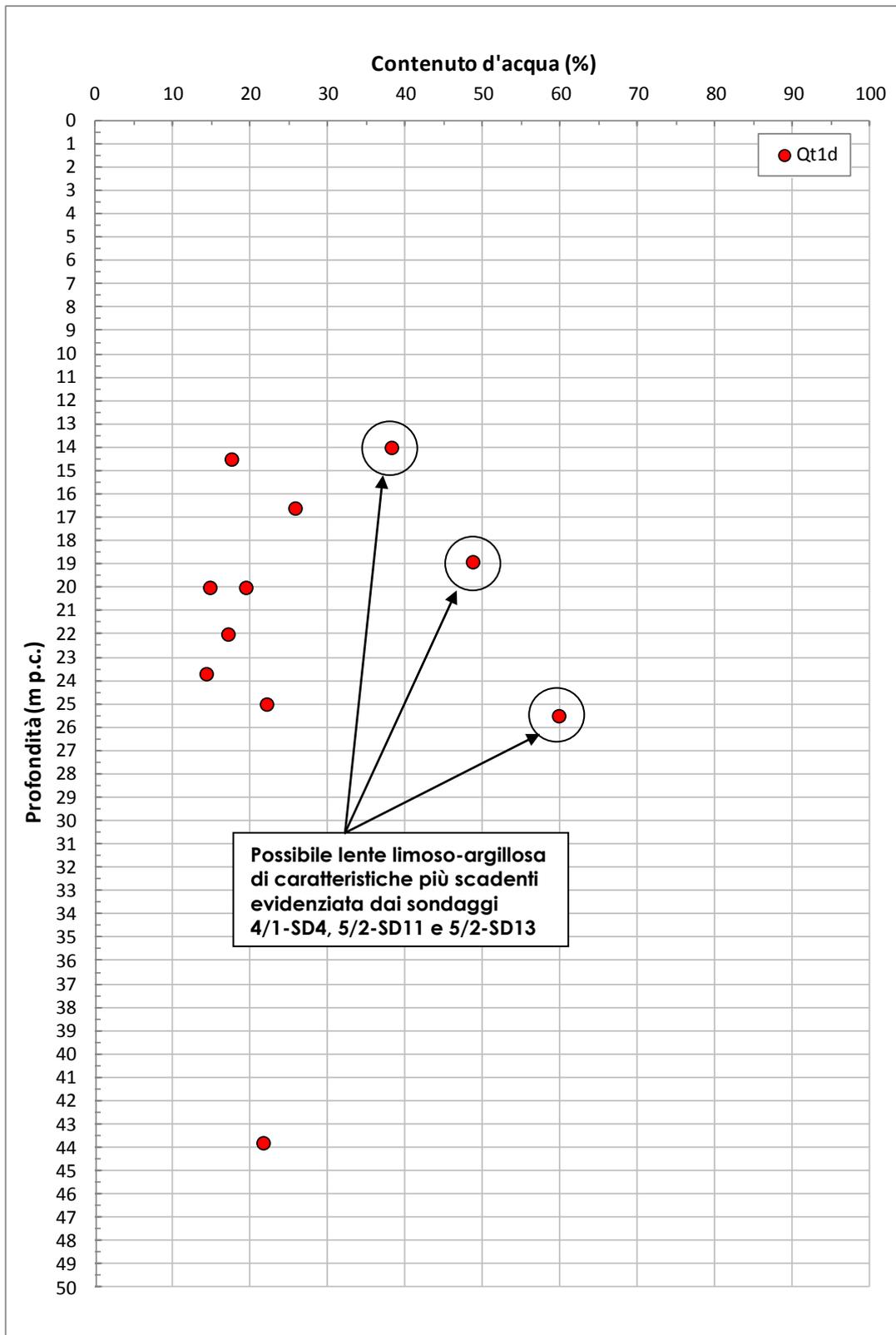


Figura 8.10: Formazione Qt1d – Contento d'acqua naturale

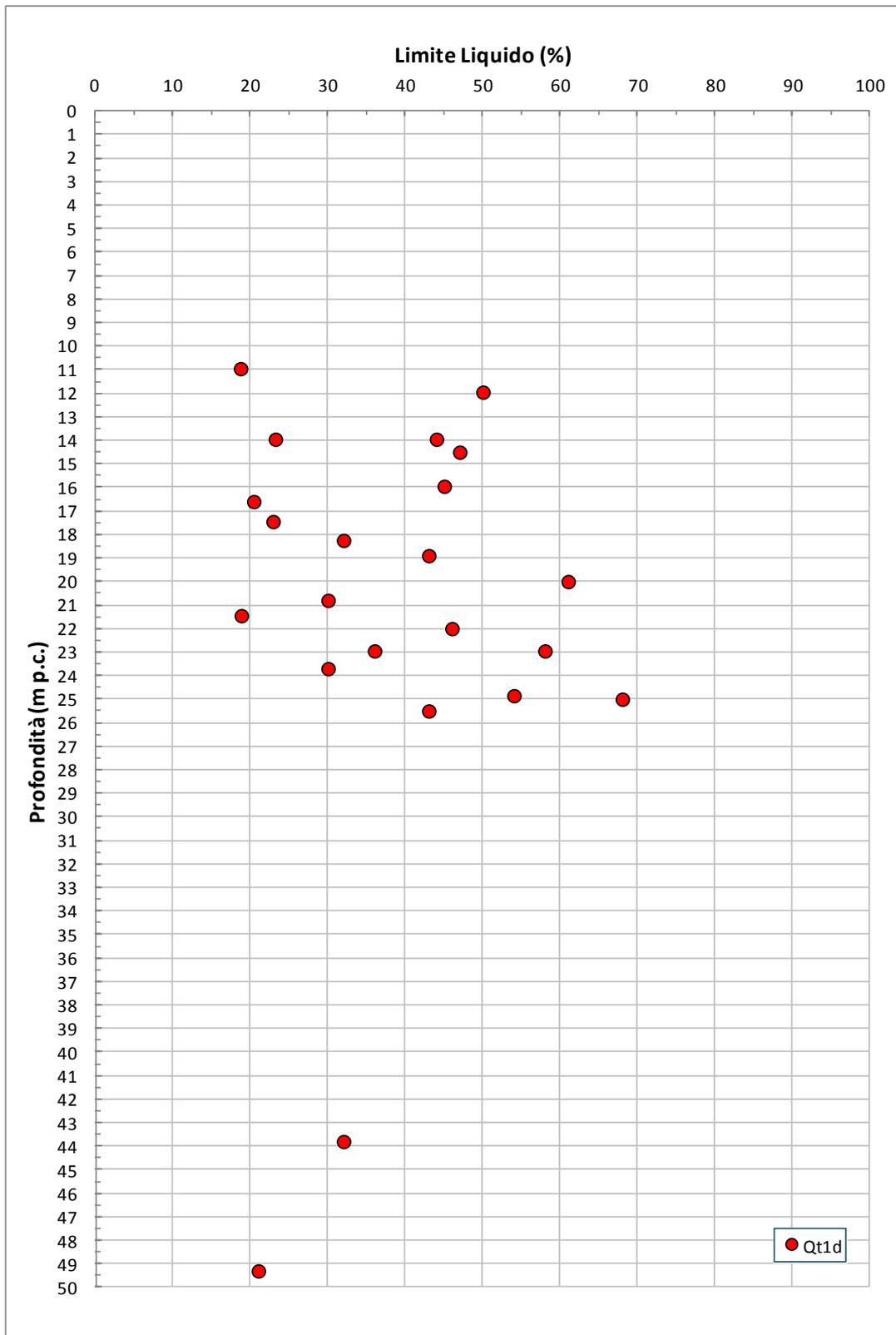


Figura 8.11: Formazione Qt1d – Limite Liquido

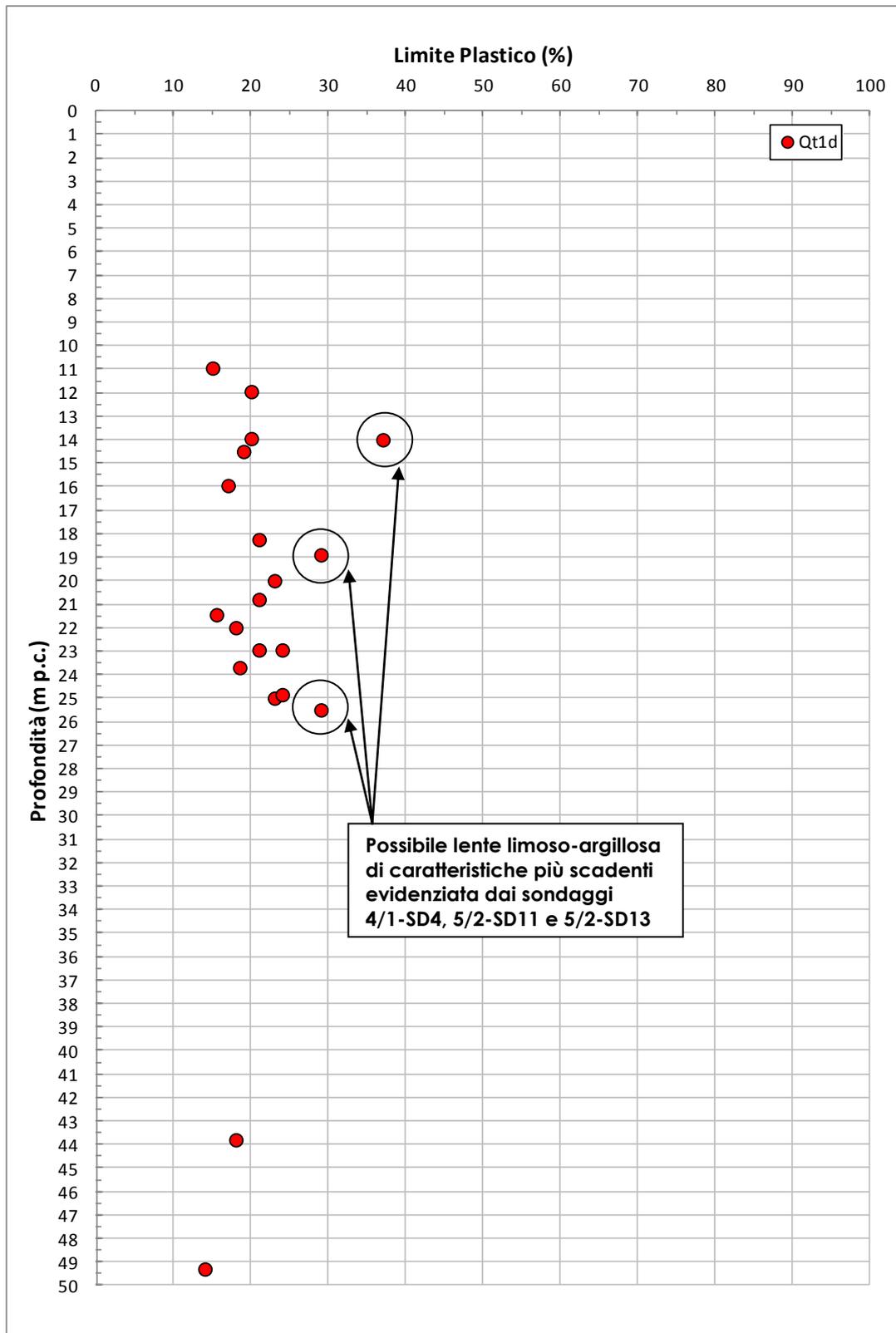


Figura 8.12: Formazione Qt1d – Limite Plastico

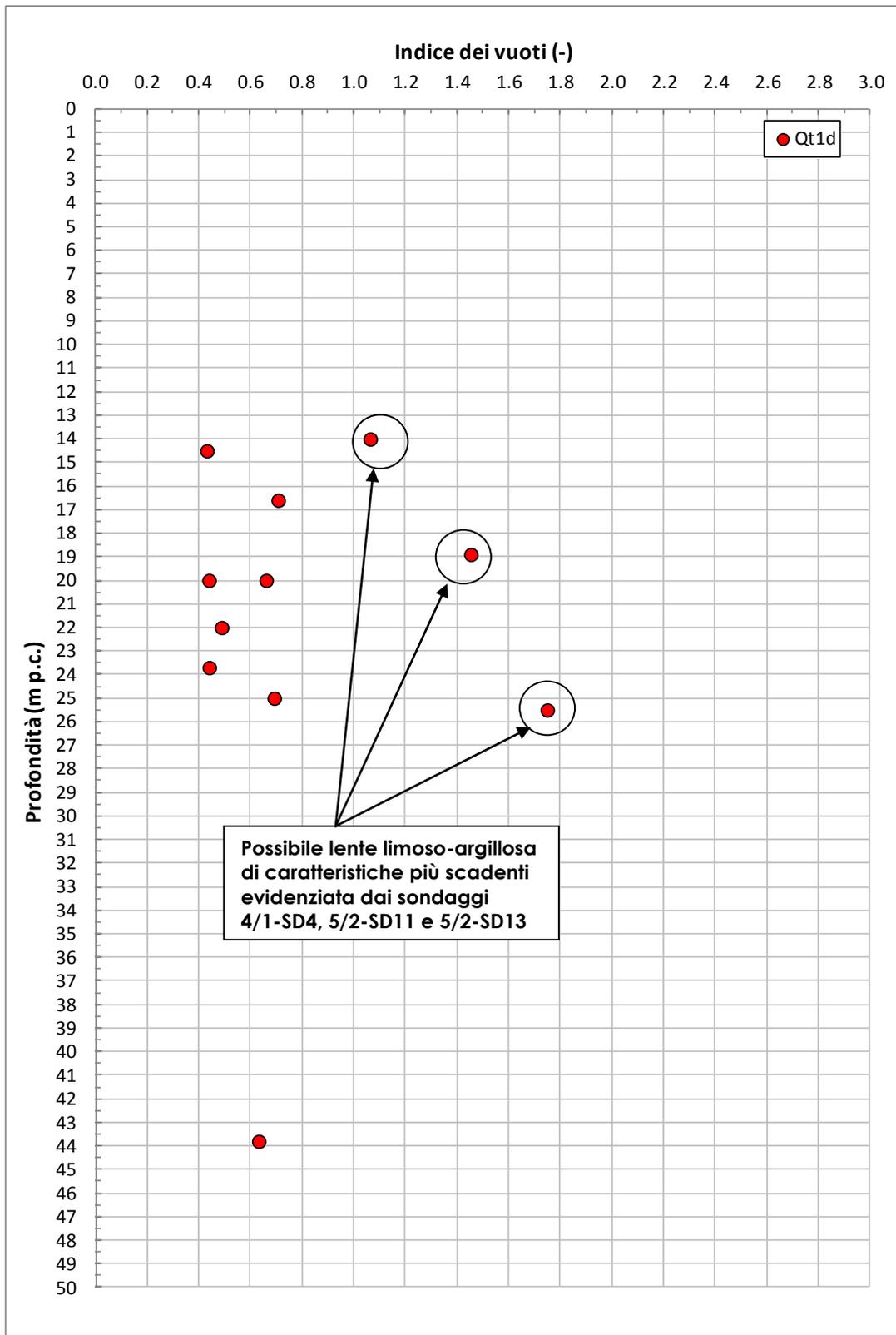


Figura 8.13: Formazione Qt1d – Indice dei vuoti

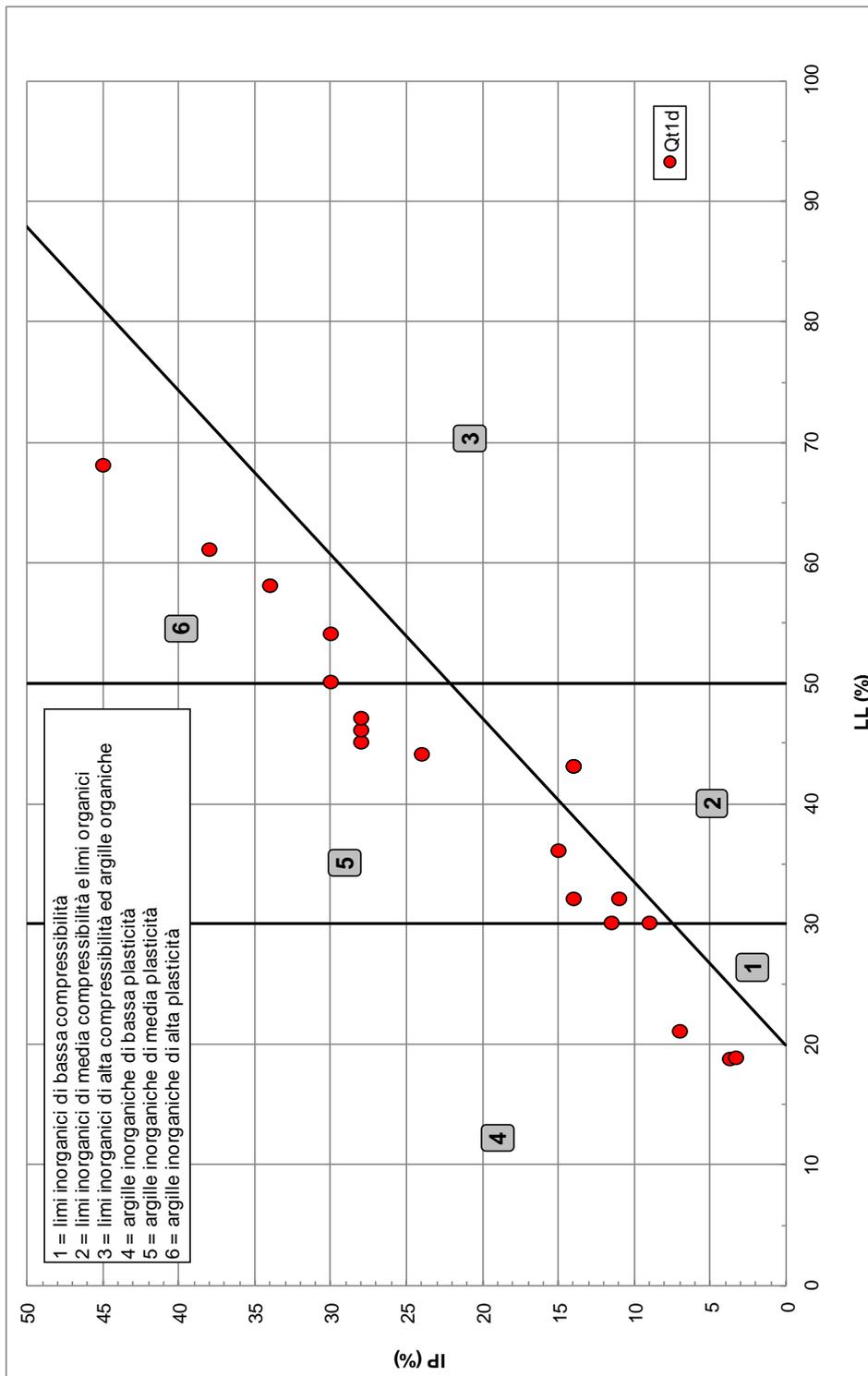
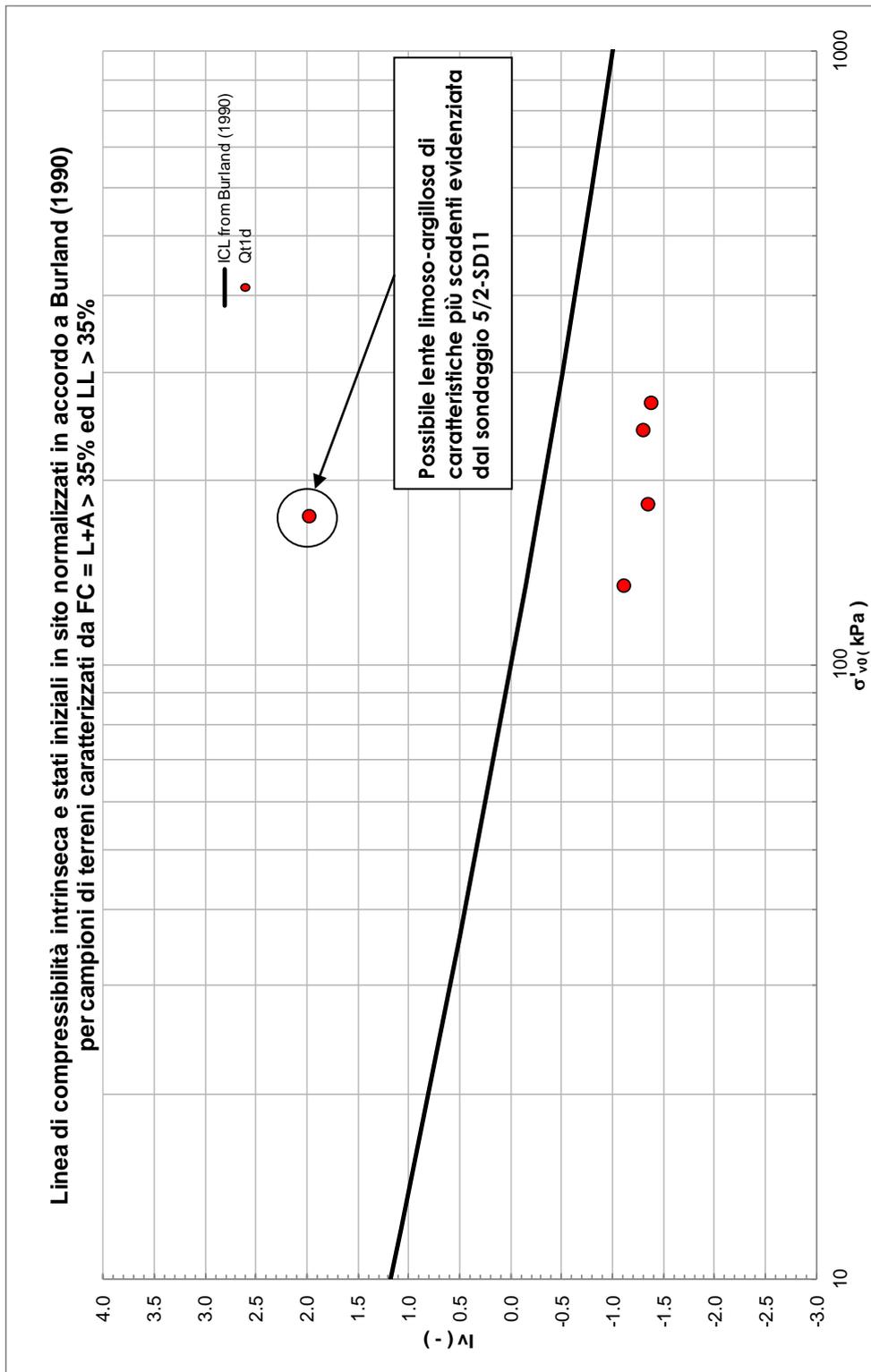


Figura 8.14: Formazione Qt1d – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.15: Formazione Qt1d – Piano di Burland**

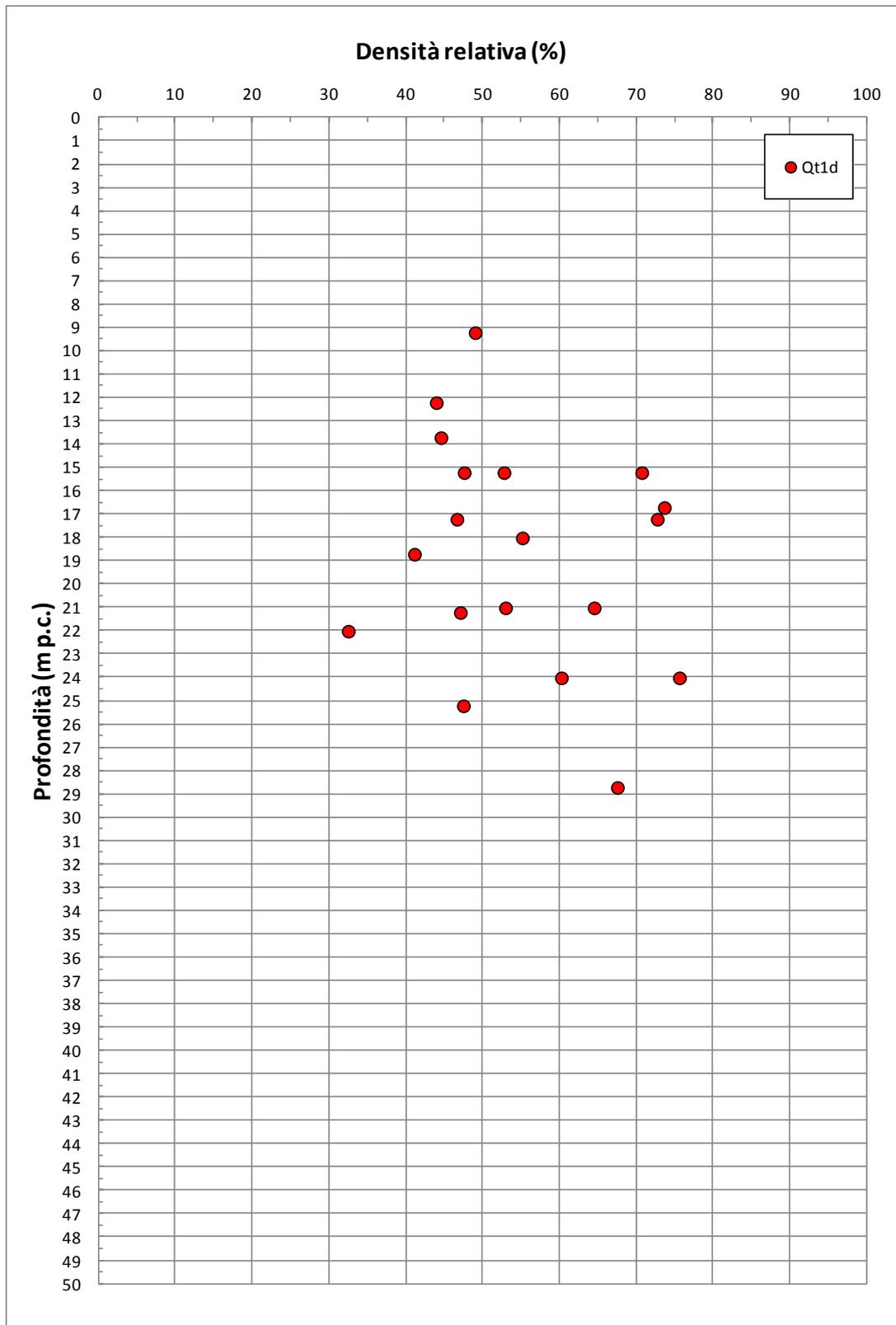
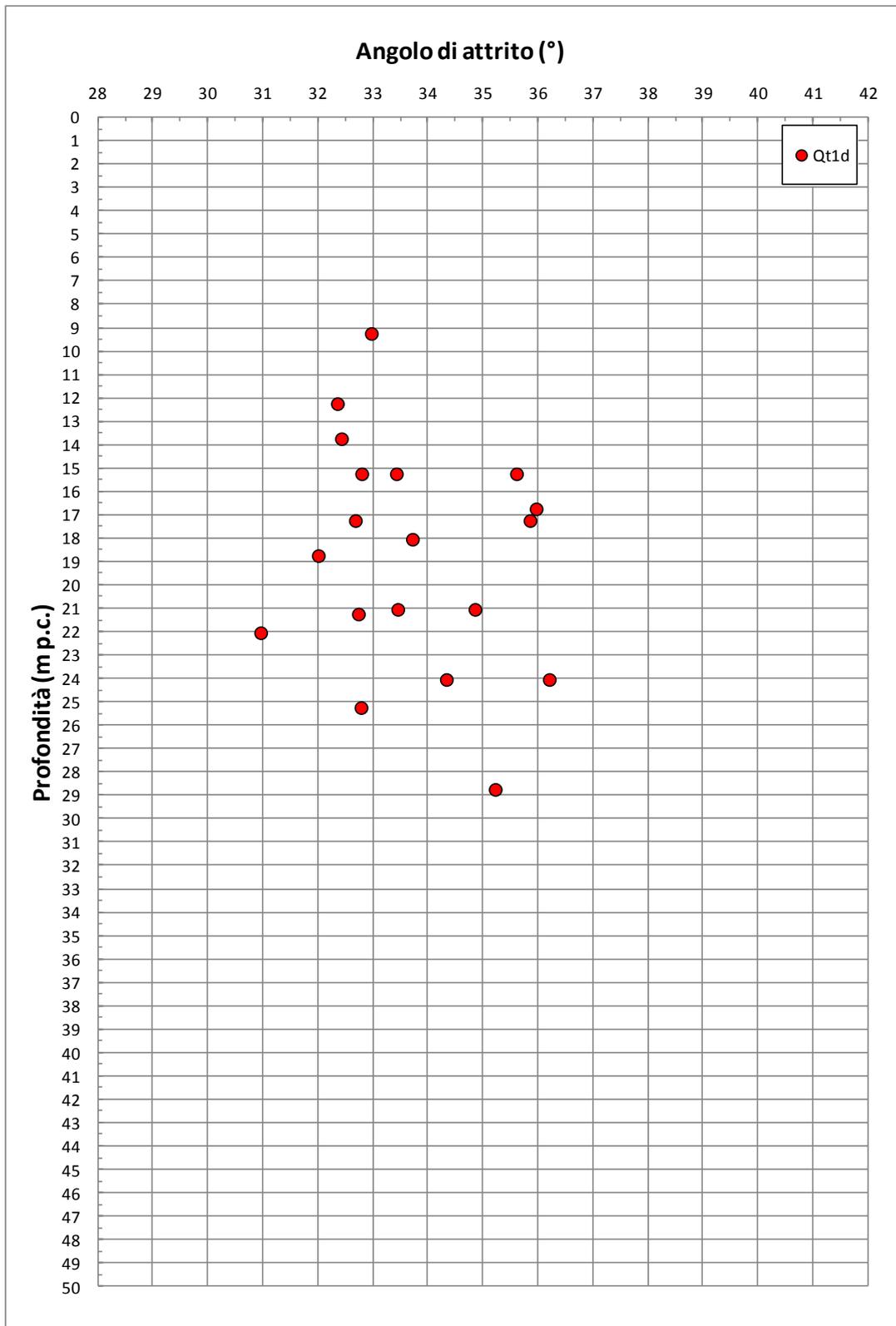


Figura 8.16: Formazione Qt1d – Densità relativa



**Figura 8.17: Formazione Qt1d – Angolo di attrito da prove SPT**

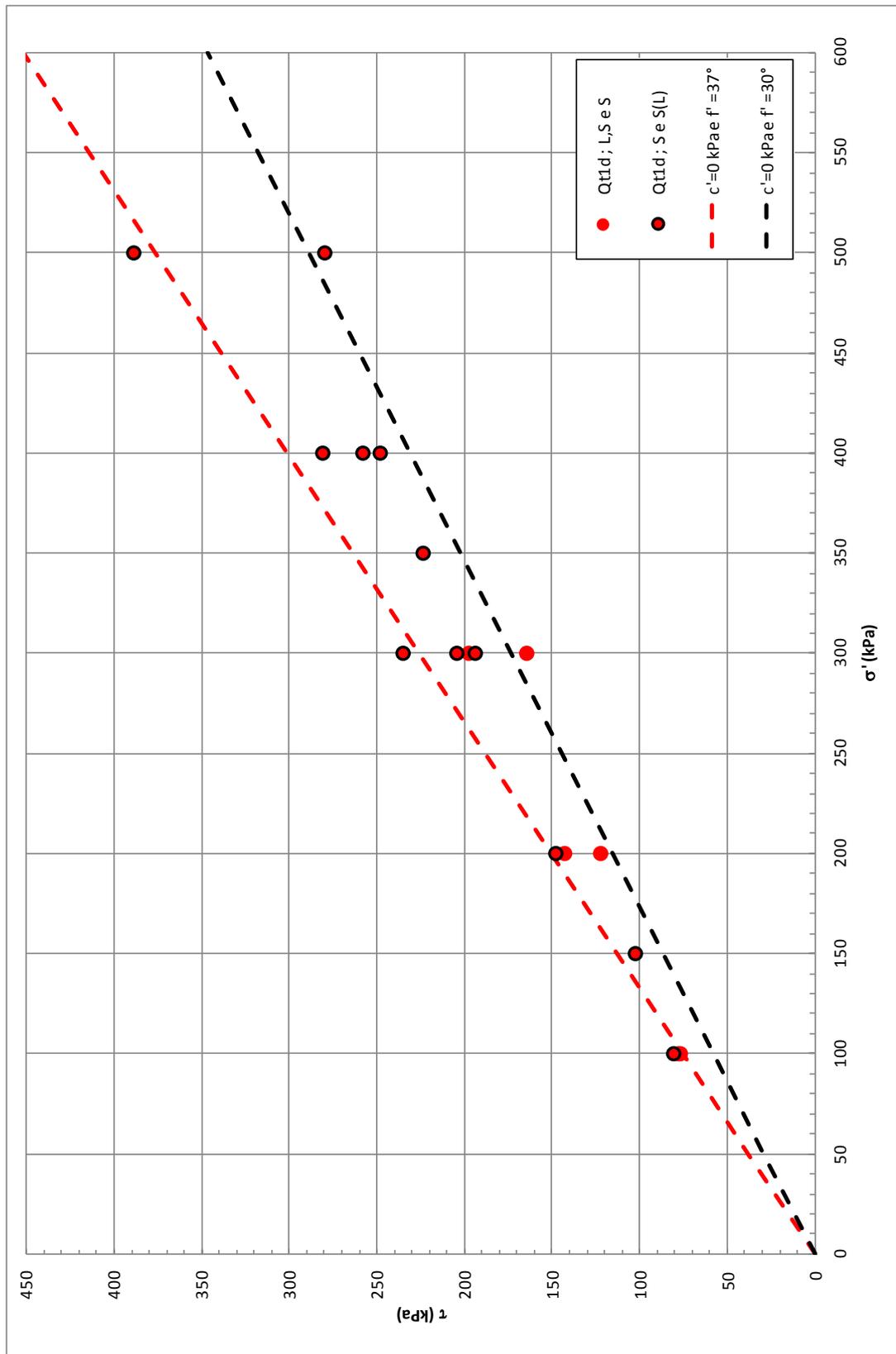


Figura 8.18: Formazione  $Qt1d$  – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

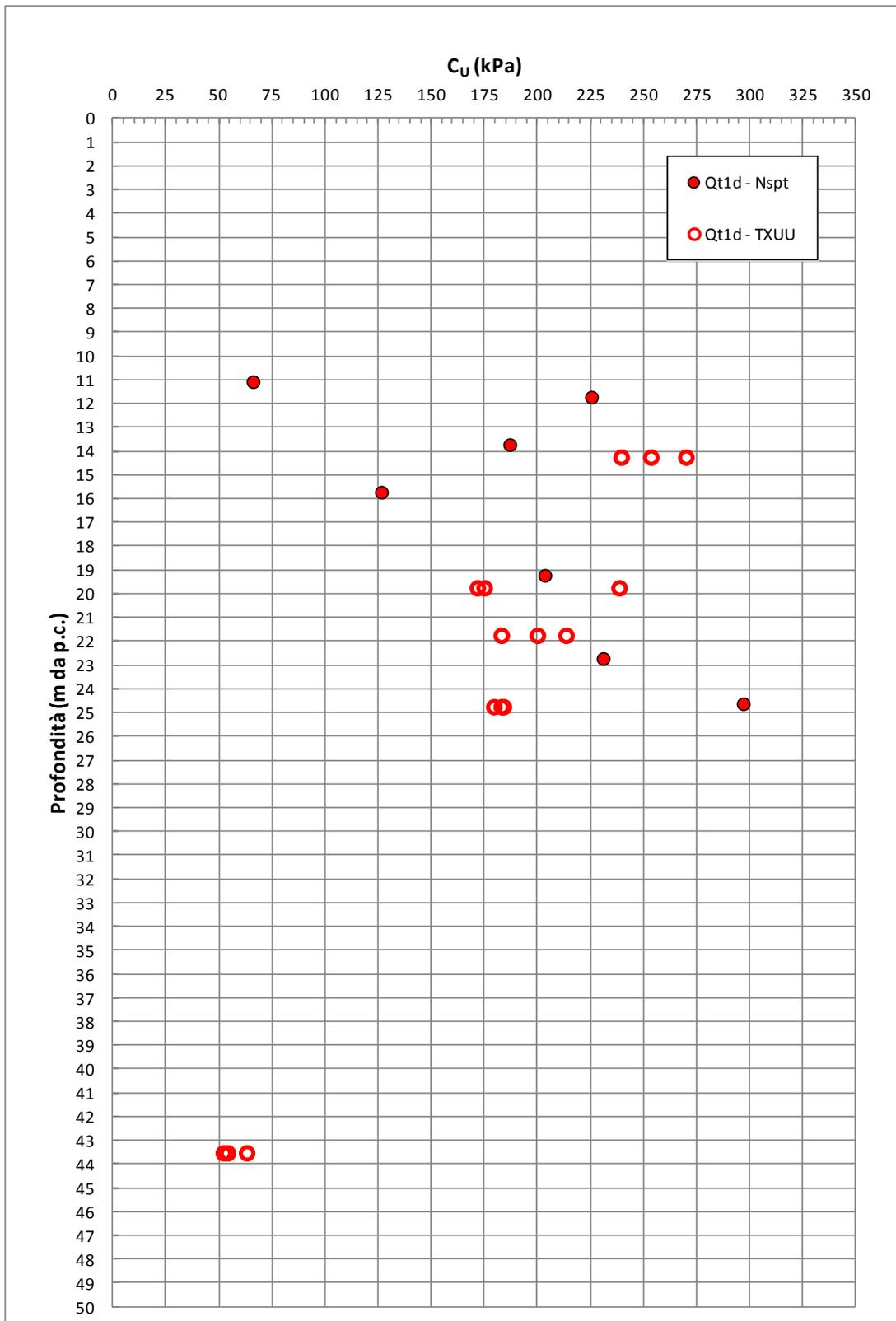
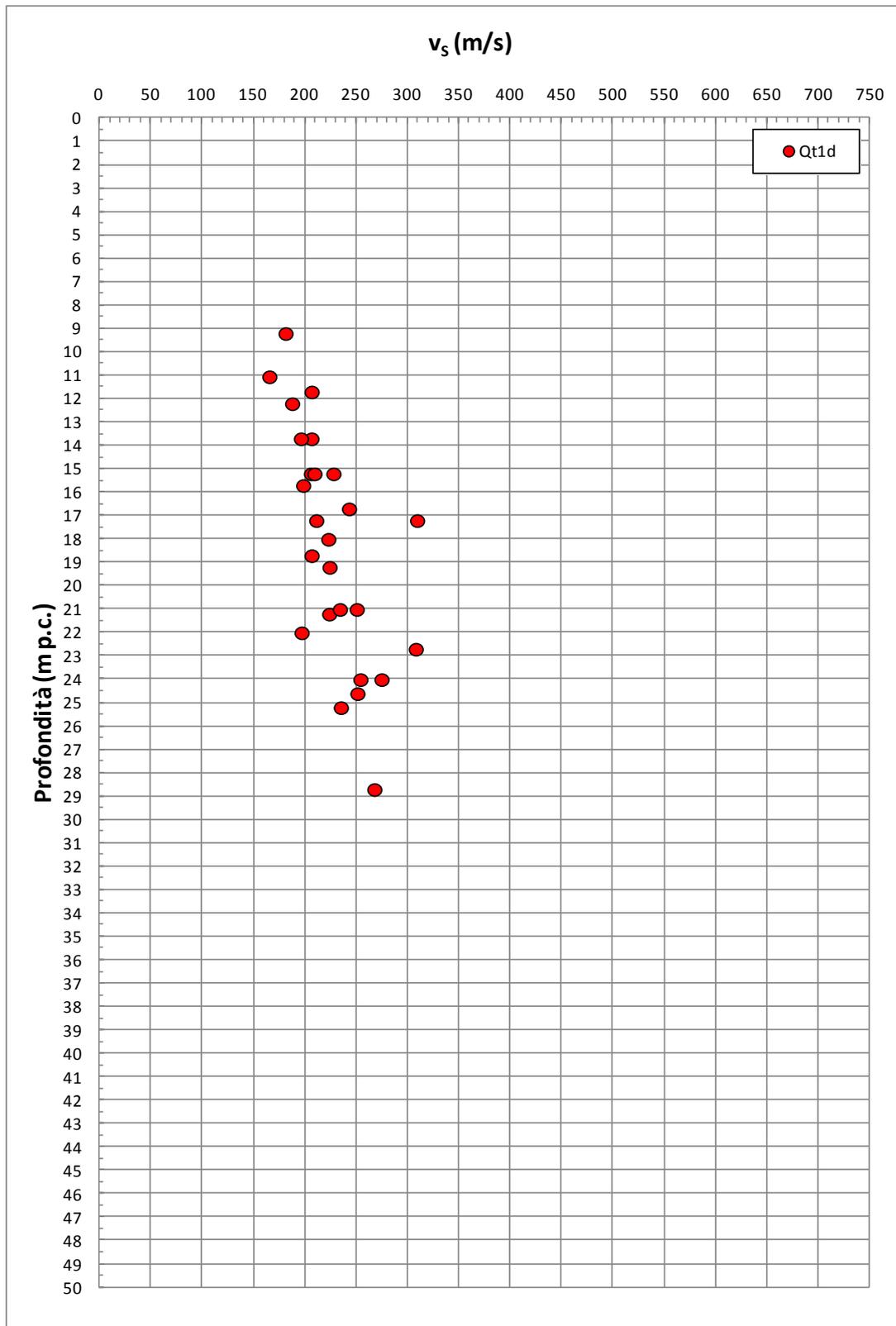


Figura 8.19: Formazione Qt1d – Coesione non drenata

Figura 8.20: Formazione Qt1d – Valori di  $v_s$

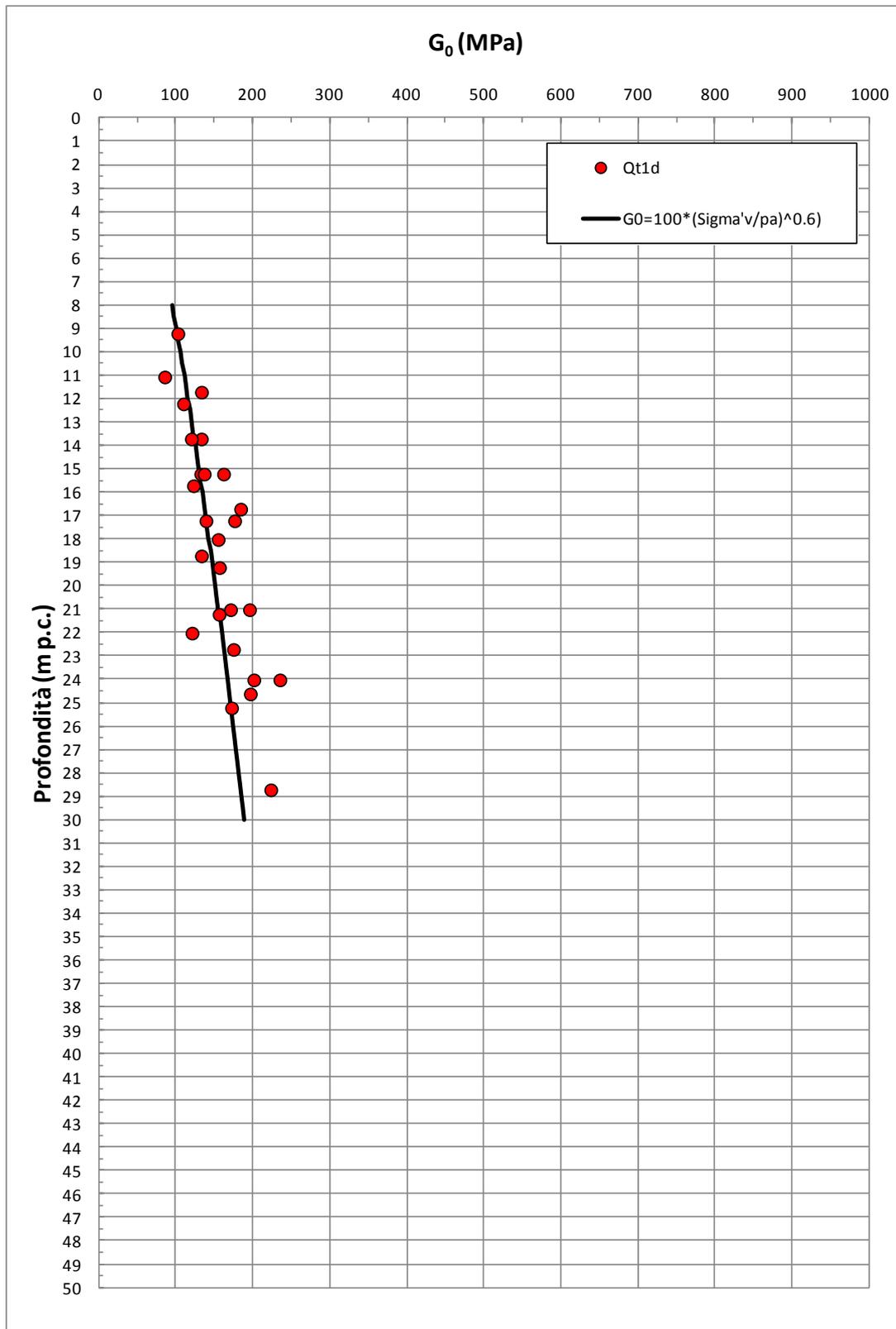


Figura 8.21: Formazione  $Q_{t1d}$  – Valori di  $G_0$

## 8.7 Depositi fluviali Qt1j

La formazione Qt1j risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore (paleo alveo del Fiume Albegna ?). Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie medio-grossolane e ghiaia. Nel dettaglio, lungo tutto il tracciato autostradale la formazione in oggetto si rinviene sotto forma di due lenti intercettate nei soli sondaggi 5b-SD16 e 5b-SD22. La caratterizzazione geotecnica dei depositi Qt1j è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati. Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.22; il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta inferiore al 35%, a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa.

### 8.7.1 **Caratteristiche fisiche**

La formazione Qt1j in oggetto, caratterizzata da percentuali di fine inferiore al 35%, presenta la seguente composizione:

- ghiaia = 0 ÷ 66%, mediamente 44%
- sabbia = 27 ÷ 85%, mediamente 43%
- limo = 0 ÷ 11%, mediamente 7%
- argilla = 0 ÷ 9%, mediamente 6%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 5% ÷ 20%, mediamente 13%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$  (vedi Figura 8.9). Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine minore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 8.23: limite liquido
- Figura 8.24: limite plastico
- Figura 8.25: carta di plasticità di Casagrande

Nella formazione in oggetto non sono state eseguite prove SPT. In assenza di dati, la DR relativa di questo strato viene assunta uguale a quella dei livelli sabbiosi della formazione Q1d, che ha la stessa origine geologica (depositi pleistocenici fluviali).

### **8.7.2 Resistenza al taglio**

In analogia a quanto sopra detto, in assenza di prove specifiche eseguite su campioni prelevati in questa formazione, la resistenza al taglio di questo strato viene assunta uguale a quella dei livelli sabbiosi della formazione Q1d, che ha la stessa origine geologica (depositi pleistocenici fluviali); poiché la formazione in oggetto presenta più ghiaia e sabbia grossolana rispetto ai livelli a grana grossa della formazione Q1d, tale assunzione risulta cautelativa.

### **8.7.3 Deformabilità**

In analogia a quanto sopra detto, in assenza di prove specifiche eseguite su campioni prelevati in questa formazione, la deformabilità di questo strato viene assunta uguale a quella dei livelli sabbiosi della formazione Q1d, che ha la stessa origine geologica (depositi pleistocenici fluviali); poiché la formazione in oggetto presenta più ghiaia e sabbia grossolana rispetto ai livelli a grana grossa della formazione Q1d, tale assunzione risulta cautelativa.

### **8.7.4 Permeabilità**

In analogia a quanto sopra, in assenza di prove specifiche eseguite su campioni prelevati in questa formazione, la permeabilità di questo strato viene assunta uguale a quella dei livelli sabbiosi della formazione Q1d, che ha la stessa origine geologica (depositi pleistocenici fluviali); poiché la formazione in oggetto presenta più ghiaia e sabbia grossolana rispetto ai livelli a grana grossa della formazione Q1d, la permeabilità reale della formazione in oggetto potrebbe risultare anche di un ordine di grandezza superiore rispetto a quella della formazione Q1d.

Tabella 8.7: Formazione Qt1j – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD16	SPT11-CR11	S11	0.34	22.00	22.45	66.00	29.00	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-b	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT12-CR12	S12	2.00	24.00	24.45	41.00	45.00	-	-	32.0	18.0	14.0	SC	A2-6	-	-	-	-	-	
5b-SD22	CR13	R13	2.00	32.60	33.00	0.00	84.55	-	-	16.3	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	
5b-SD22	CR14	R14	2.00	34.50	34.80	52.13	27.41	11.48	8.98	21.0	18.7	2.3	GM	A1-b	G,S(L)[A]	-	-	-	-	
5b-SD22	CR15	R15	0.00	37.00	37.40	62.62	27.63	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-a	-	-	-	-	-	

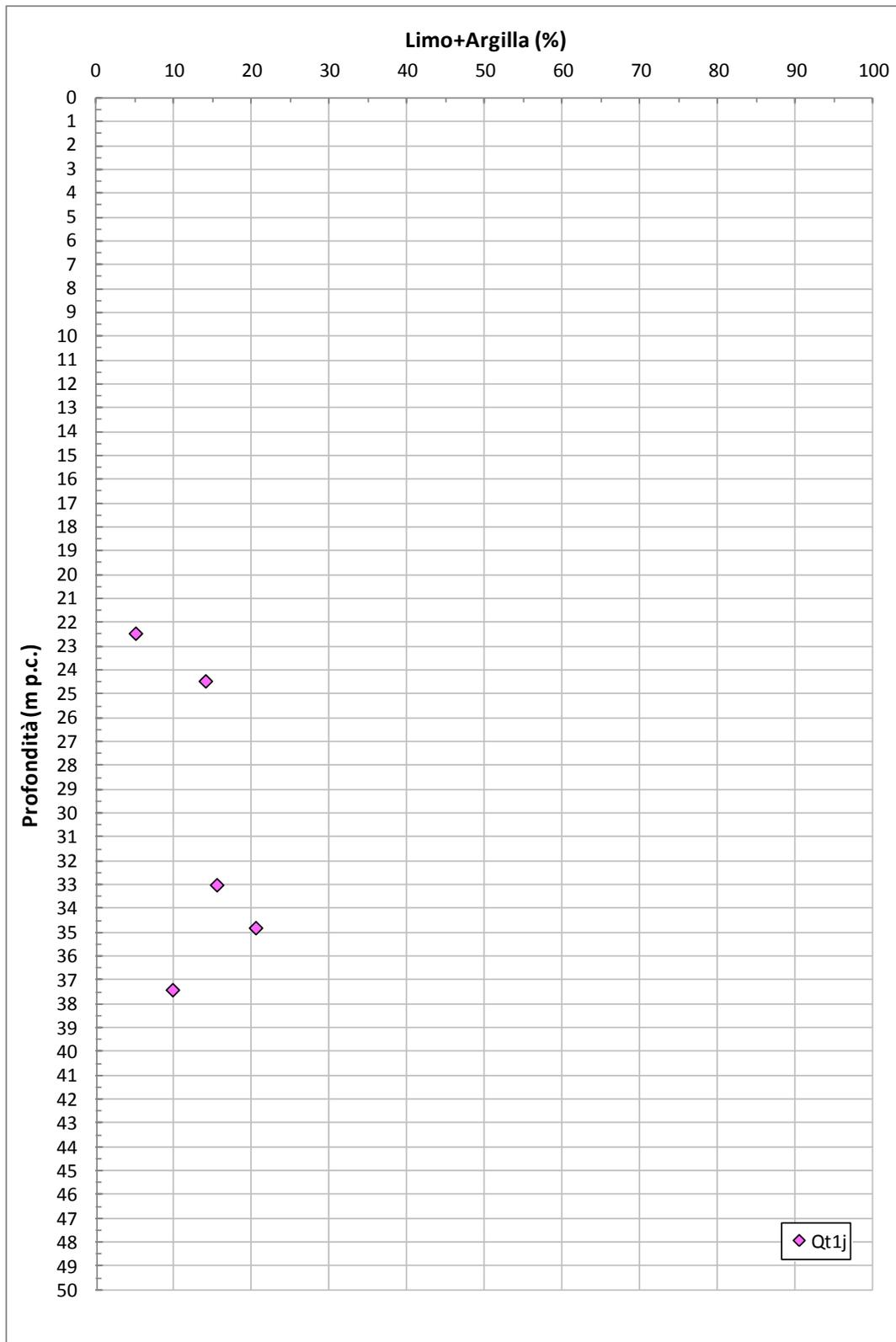


Figura 8.22: Formazione Qt1j – Contenuti di fine (CF)

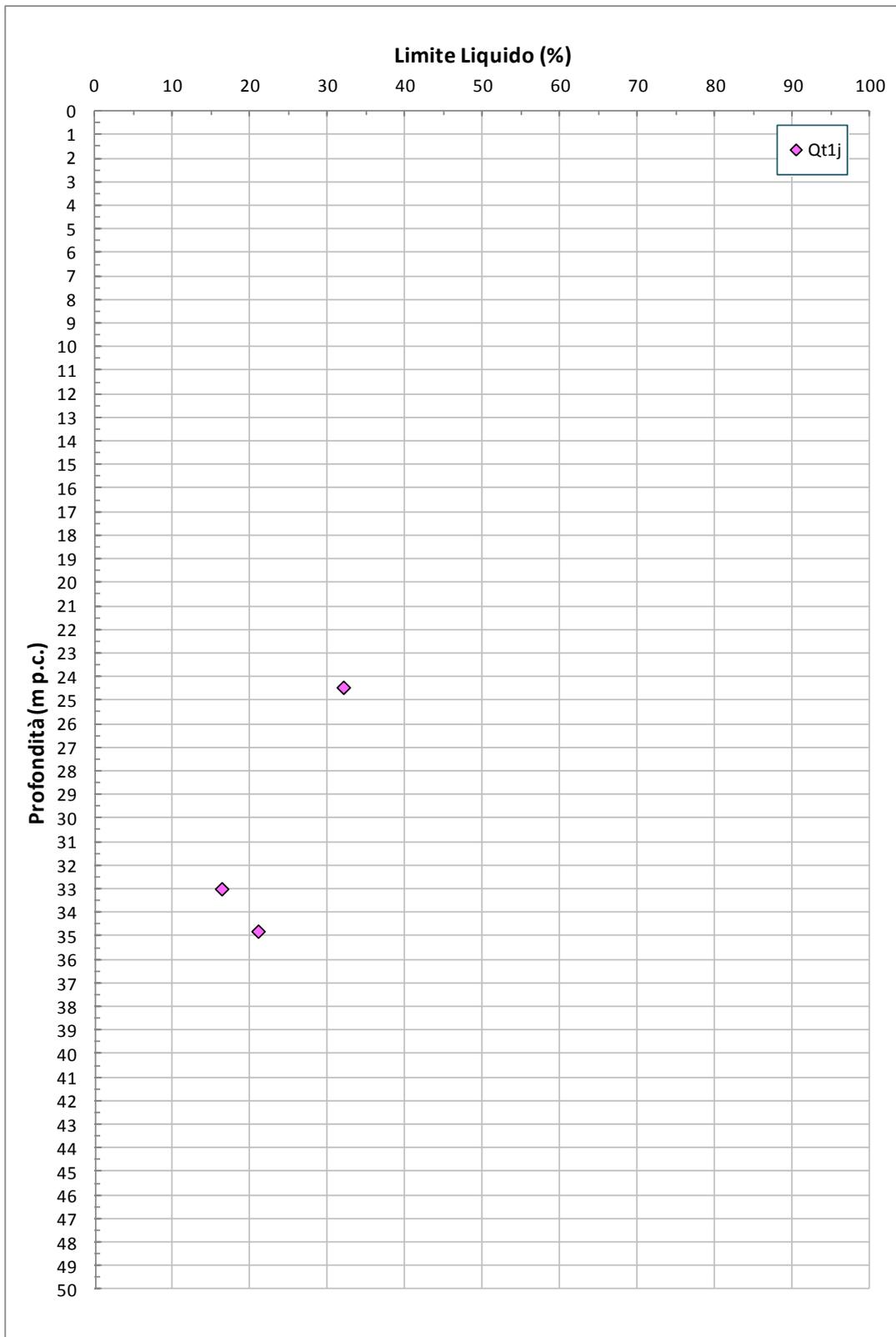


Figura 8.23: Formazione Qt1j – Limite Liquido

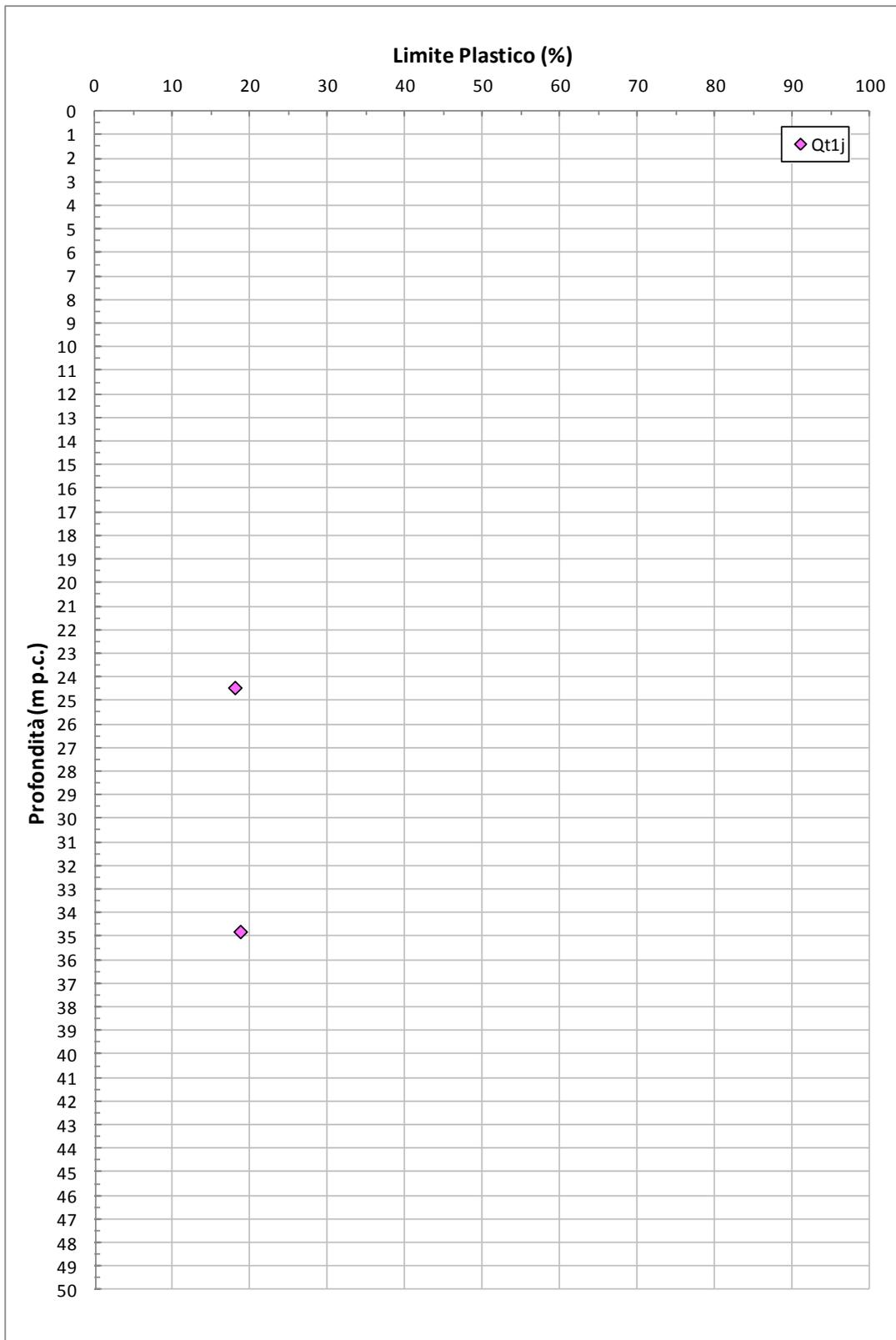


Figura 8.24: Formazione Qt1j – Limite Plastico

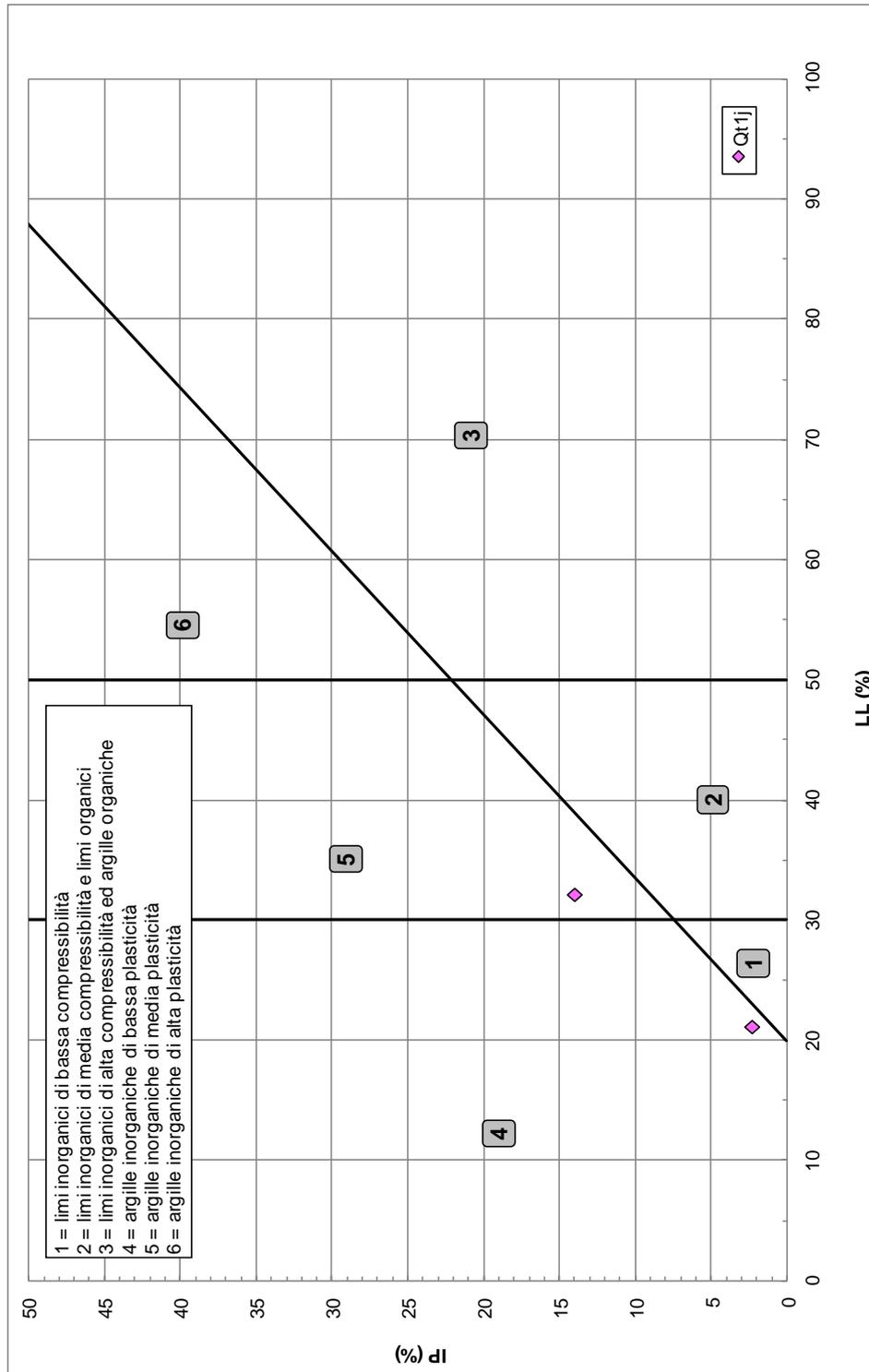


Figura 8.25: Formazione Qr1j – Carta di plasticità di Casagrande

## **8.8 Depositi palustro-lagunari Qt1k**

La formazione Qt1k risulta geologicamente ascrivibile a depositi pleistocenici palustro-lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille ed argille limose, con qualche livello sabbioso; è segnalata la presenza di sostanza organica, resti vegetali e malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi Qt1k è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.26; l'analisi di tale figura evidenzia come i depositi in oggetto sono costituiti quasi esclusivamente da terreni a grana fine ( $FC \geq 35\%$ ). L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza delle opere da progettare sulla base dei sondaggi che ricadono nelle loro vicinanze.

Nella Figura 8.27 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ( $FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$ ) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili, per  $FC > 35\%$ , tra un valore minimo di 8 colpi/30 cm e valori massimi di 24 colpi/30cm, raggiungendo i 30÷35 colpi/30cm all'interno dei livelli più sabbiosi ( $FC < 35\%$ ); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $10 \leq N_{SPT} \leq 20$  colpi/30 cm.

### **8.8.1 Caratteristiche fisiche**

La formazione Qt1k in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- limo = 22 ÷ 66%, mediamente 47%
- argilla = 17 ÷ 68%, mediamente 42%

- sabbia = 1 ÷ 44%, mediamente 10%
- ghiaia = 0 ÷ 2%, mediamente <1%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 56% ÷ 99%, mediamente 89%

Il peso di volume naturale risulta variabile in un range di valori piuttosto ampio, compreso tra un minimo di 17 kN/m<sup>3</sup> ed un massimo di 21 kN/m<sup>3</sup> (vedi Figura 8.28). Occorre osservare al riguardo che i valori compresi tra 17 e 19 kN/m<sup>3</sup> corrispondono ad alcuni campioni prelevati nei sondaggi 4/1-SD15 e 4/1-SD16, tra le profondità di 16 e 23 m ca., e n.1 campione prelevato nel sondaggio 5b-SD22 a profondità di 46 m ca.; anche se i profili geologici e geotecnici indicano depositi Qt1k a tali profondità, non si può escludere che si tratti in realtà di terreni appartenenti ad una formazione diversa (facies a grana fine dei depositi H3a/b/c ?) o di un livello particolarmente tenero nell'ambito della formazione Qt1k (vedi al riguardo anche i valori di contenuto d'acqua, limite liquido ed indice dei vuoti).

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

- Figura 8.29: contenuto d'acqua
- Figura 8.30: limite liquido
- Figura 8.31: limite plastico
- Figura 8.32: indice dei vuoti
- Figura 8.33: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 8.34 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $lv$ - $\log \sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca  $ICL_{oed}$ . I terreni appartenenti alla formazione Qt1k, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B2/A ossia risultano normalconsolidati o leggermente strutturati; tale aspetto andrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo.

La densità relativa ( $D_r$ ) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo

$D_r=50\div 60\%$ , con valori locali anche più elevati. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

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

I depositi lagunari Qt1k risultano suscettibili di cedimenti plastici se sottoposti a carichi "elevati"; alla luce di quanto sopra i calcoli geotecnici dovranno essere effettuati utilizzando modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo Plaxis) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di Rocchi et al, 2003).

### 8.8.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati, ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 32^\circ\div 35^\circ$ .

L'angolo di attrito determinato da prove triassiali CU eseguite su un campioni di argille con limo e limi argillosi con sabbia hanno fornito valori pari a  $c'=0\div 10$  kPa e  $\varphi' = 26\div 30^\circ$  (vedi Figura 8.37).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1k possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 33\div 35^\circ$  per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 28\div 32^\circ$  per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 26\div 30^\circ$  e  $c' = 0\div 10$  kPa per i limi argillosi e limi con argilla

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella Figura 8.38; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

### 8.8.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 8.39. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole (verticali 4/1-SD17 e 4/1-SD17Bis e verticali 4/1-SD22 e 4/1-SD22Bis), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.4.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.40. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 70000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.55} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0=500\div700\cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di  $G_0$  inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto; si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di Simpson et al. (1979) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

### **8.8.5 Permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc, ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1\cdot 10^{-6}$  m/s.

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

### 8.8.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali della formazione Qt1k.

**Tabella 8.8: Formazione Qt1k – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	17÷19 <sup>(2)</sup>	19÷20	20÷21
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	5÷15	15÷20	30÷35
D <sub>r</sub> (%)	-	50÷60	
c' (kPa)	0÷10	0	0
$\phi'$ (°)	26÷30	28÷32	33÷35
c <sub>u</sub> (kPa)	25÷100	-	
GSC = $\sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	-	1.00	
OCR* = $\sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$	1.05÷1.10	-	
k <sub>o</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{OCR^*}$	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$	
v <sub>s</sub> (m/sec)	200÷250		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = 700 \cdot c_u$	$G_{01} = 70000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.55}$	
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ <sup>(3)</sup>		
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ <sup>(3)</sup>		
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ <sup>(3)</sup>		
c <sub>c</sub> (-)	0.35÷0.45 <sup>(4)</sup>	-	-
c <sub>r</sub> (-)	0.2 · c <sub>c</sub> <sup>(4)</sup>	-	-
c <sub>αe</sub> (%)	1.0 <sup>(4)</sup>	-	-

#### **Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 D<sub>r</sub> = densità relativa;  
 c' = intercetta di coesione;

$\varphi'$	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
OCR*	= grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
$\sigma'_{v,y}$	= pressione di snervamento;
$k_0$	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
$v_s$	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
$z$	= profondità dal piano campagna locale in metri;
$G_{01}$	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	= dimensione minore della fondazione (m);
$C_c$	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_r$	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_v$	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) il range di valori indicato si riferisce a n.3 campioni prelevati in corrispondenza del Torrente Osa, nei sondaggi 4/1-SD15 e 4/1-SD16, tra le profondità di 16 e 23 m ca.; si veda quanto commentato a pag.188 sulla loro rappresentatività per la formazione in oggetto.

(3) 
$$G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ (kPa)},$$
 essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p'_0$  la pressione efficace media geostatica.

(4) sono disponibili complessivamente n.3 prove edometriche eseguite su campioni indisturbati prelevati in sondaggi ubicati in corrispondenza del Torrente Osa (n.2 prove in 4/1-SD15 e n.1 prova in 4/1-SD16), tra le profondità di 16 e 23 m ca.; si veda quanto commentato a pag.188 sulla loro rappresentatività per la formazione in oggetto.

Gli edometri in oggetto mostrano una deformazione assiale pari al 10% circa in corrispondenza della tensione verticale geostatica; questo dato può essere indice di campioni disturbati e quindi i valori di deformabilità andranno verificati nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Tabella 8.9: Formazione Qt1k – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs (-)	e (-)	
4/1-SD15	C4	14	1.68	19.00	19.50	0.00	3.00	44.00	53.00	62.0	24.0	38.0	CH	A7-6	A,L	33.70	18.50	2.71	0.09	TX-UU/EDO
4/1-SD15	C5	15	1.68	23.00	23.50	0.00	6.00	45.00	49.00	68.0	26.0	42.0	CH	A7-6	A,L[S]	43.88	17.41	2.76	0.12	TX-CIU
4/1-SD15	C5	15	1.68	23.00	23.50	0.00	6.00	45.00	49.00	59.0	25.0	34.0	CH	A7-6	A,L[S]	43.88	17.41	2.76	0.12	EDO
4/1-SD15	C7	17	0.61	31.00	31.50	1.00	9.00	47.00	43.00	46.0	19.0	27.0	CL	A7-6	L,A[S]	22.73	20.42	2.76	0.06	TX-UU
4/1-SD16	CI2	12	2.62	15.50	16.00	0.00	2.00	42.00	56.00	65.0	26.0	39.0	CH	A7-6	A,L	38.88	18.82	2.68	0.10	TX-UU/EDO
4/1-SD19	C5	15	1.97	24.50	25.00	2.00	26.00	55.00	17.00	36.0	23.0	13.0	CL	A6	L,S(A)	26.07	19.51	2.79	0.07	TX-CIU
4/1-SD20	SD20/C4	14	1.08	24.5	25	0	2	55	43	46	23	23	CL	A6	L,A	22.99	20.72	2.78	-	TX-UU
4/1-SD20	SD20/C5	15	1.08	27.5	28	0	8	56	36	38	19	19	CL	A2-4	L,A[S]	20.78	20.44	2.79	-	TX-UU
4/1-SD20	SPT9	S9	1.08	31	31.45	5	63	22	10	23	14	9	SC	A6	S(L)(A)[G]	-	-	-	-	-
4/1-SD22	CI 6	16	1.65	30	30.5	0.07	9.52	65.11	25.31	38	20	18	CL	A6	L,A[S]	25.34	19.4	2.77	-	TX-UU
4/1-SD28	SPT15 - CR16	S15	1.56	27.00	27.00	0.18	22.33	50.72	26.77	27.0	16.0	11.0	CL	A6	L,A(S)	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	-
4/1-SD29	CI 4	14	0	29.50	30.00	0.00	4.55	66.26	29.19	43.0	25.0	18.0	CL	A7-6	L,A	25.98	19.6	2.753	0.072	TX-UU
5b-SD14	CI3	13	0.78	22.5	22.8	0	44	25	31	34	12	22	CL	A6	S,A,L	22.4	20.5	2.74	-	TX-UU
5b-SD14	SPT11-CR11	S11	0.78	25	25.45	0	69	16	15	30	11	19	SC	A2-6	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD15	CI6	15	0.42	22.5	23.1	0	10	22	68	59	23	36	CH	A7-6	A(L)(S)	25.8	19.8	2.71	-	TX-UU
5b-SD15	SPT12-CR14	S12	0.42	24	24.45	0	1	33	66	62	27	35	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD17	CI3	13	1.08	21	21.5	0	7	63	30	33	20	13	CL	A6	L,A[S]	20.9	20.7	2.79	-	TX-UU
5b-SD22	CI9	19	2	45.00	45.60	0.00	3.34	36.43	60.23	55.2	27.5	27.7	CH	A7-6	A,L	33.52	18.51	2.83	1.01	TX-UU

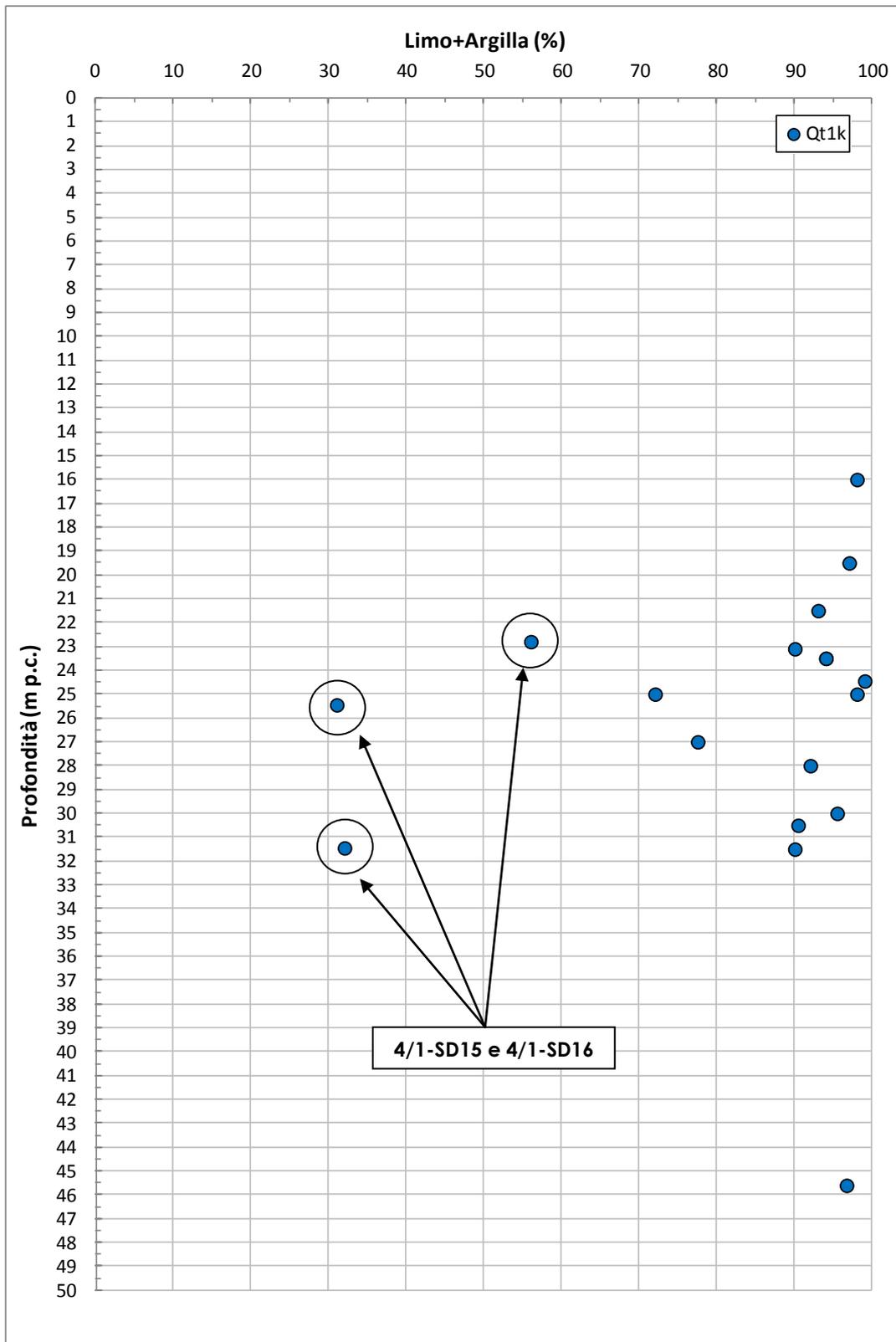


Figura 8.26: Formazione Qt1k – Contenuti di fine (CF)

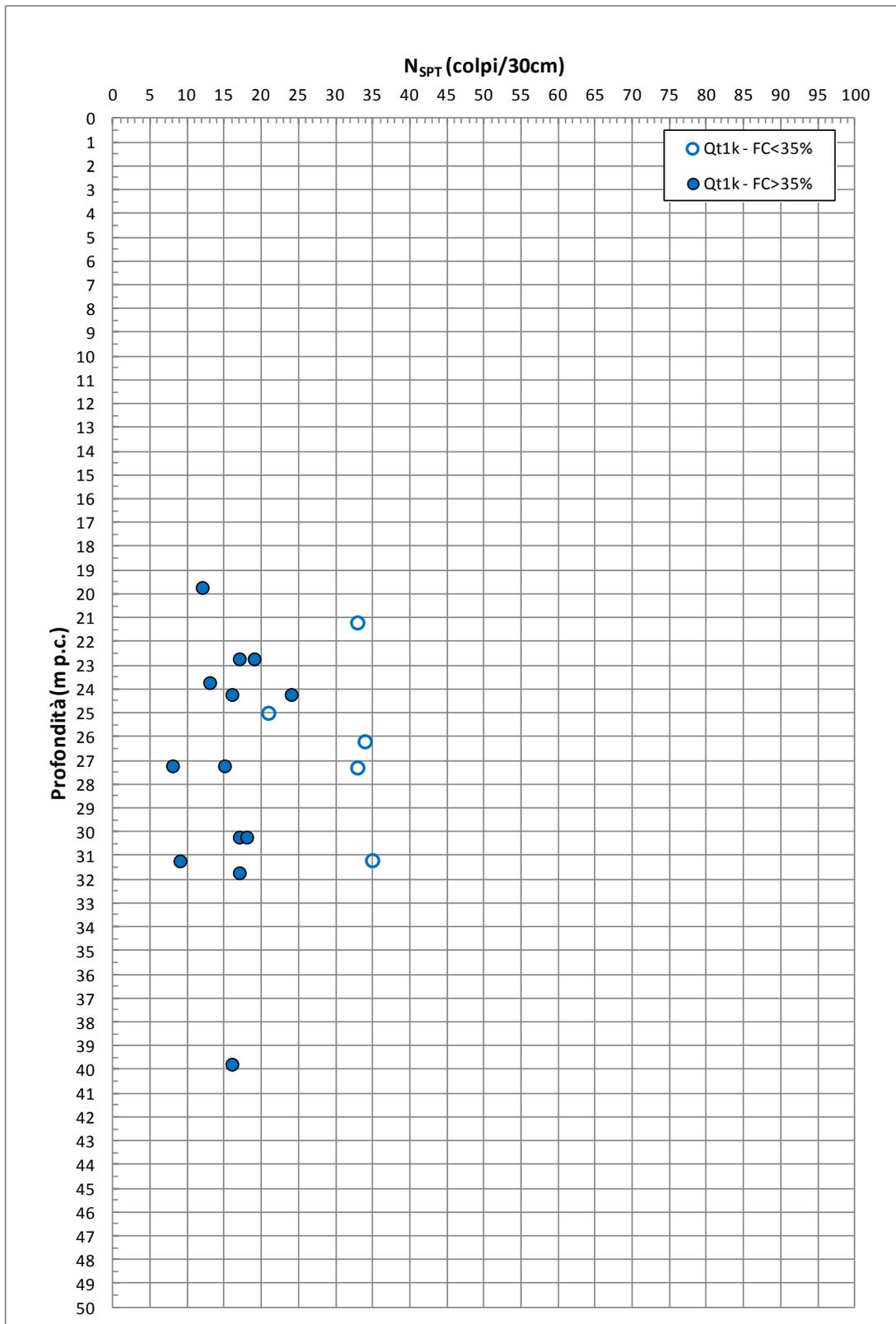


Figura 8.27: Formazione Qt1k – Valori di N<sub>SPT</sub>

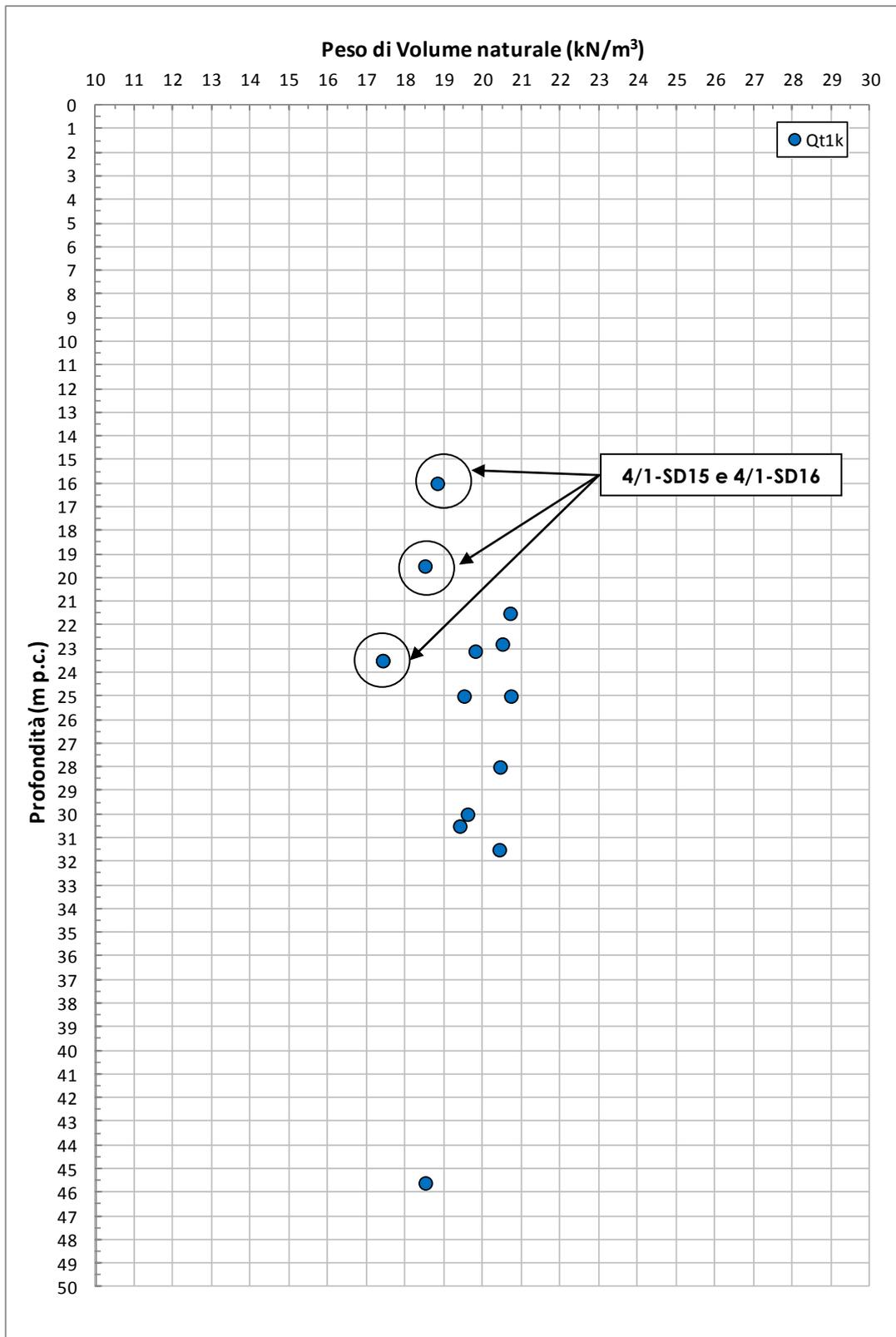


Figura 8.28: Formazione Qt1k – Pesi di volume naturale

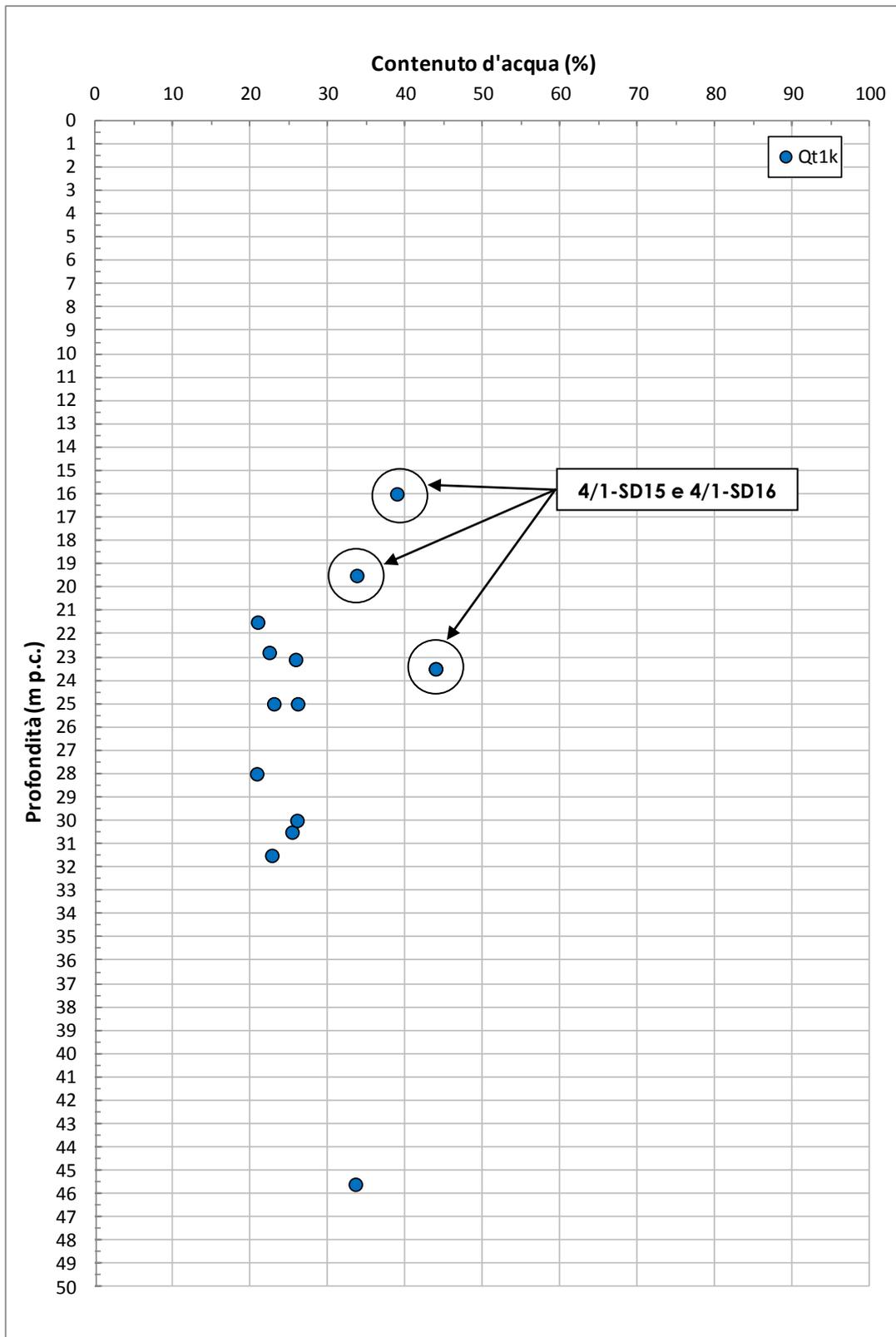


Figura 8.29: Formazione Qt1k – Contenuto d'acqua naturale

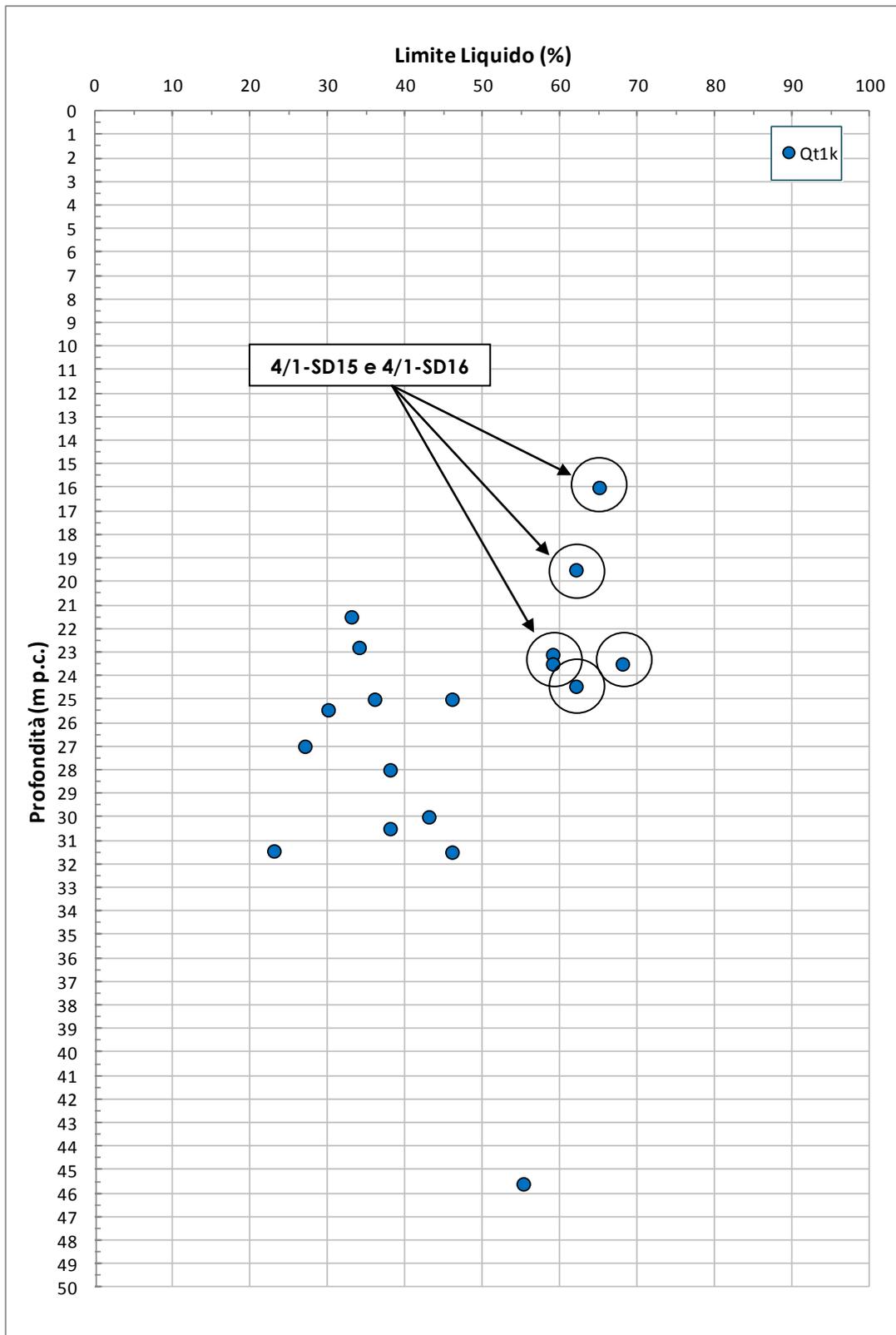


Figura 8.30: Formazione Qt1k – Limite Liquido

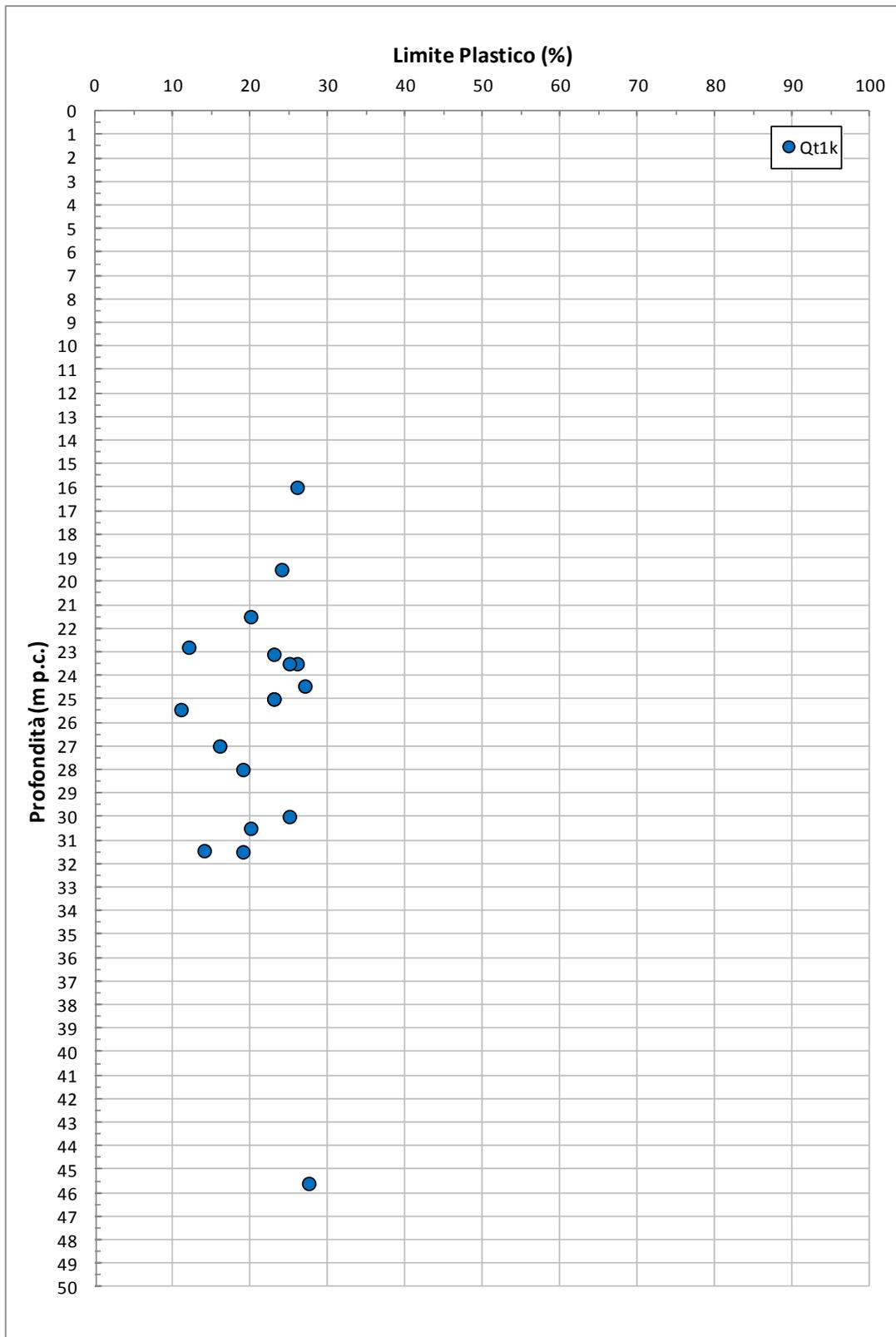


Figura 8.31: Formazione Qt1k – Limite Plastico

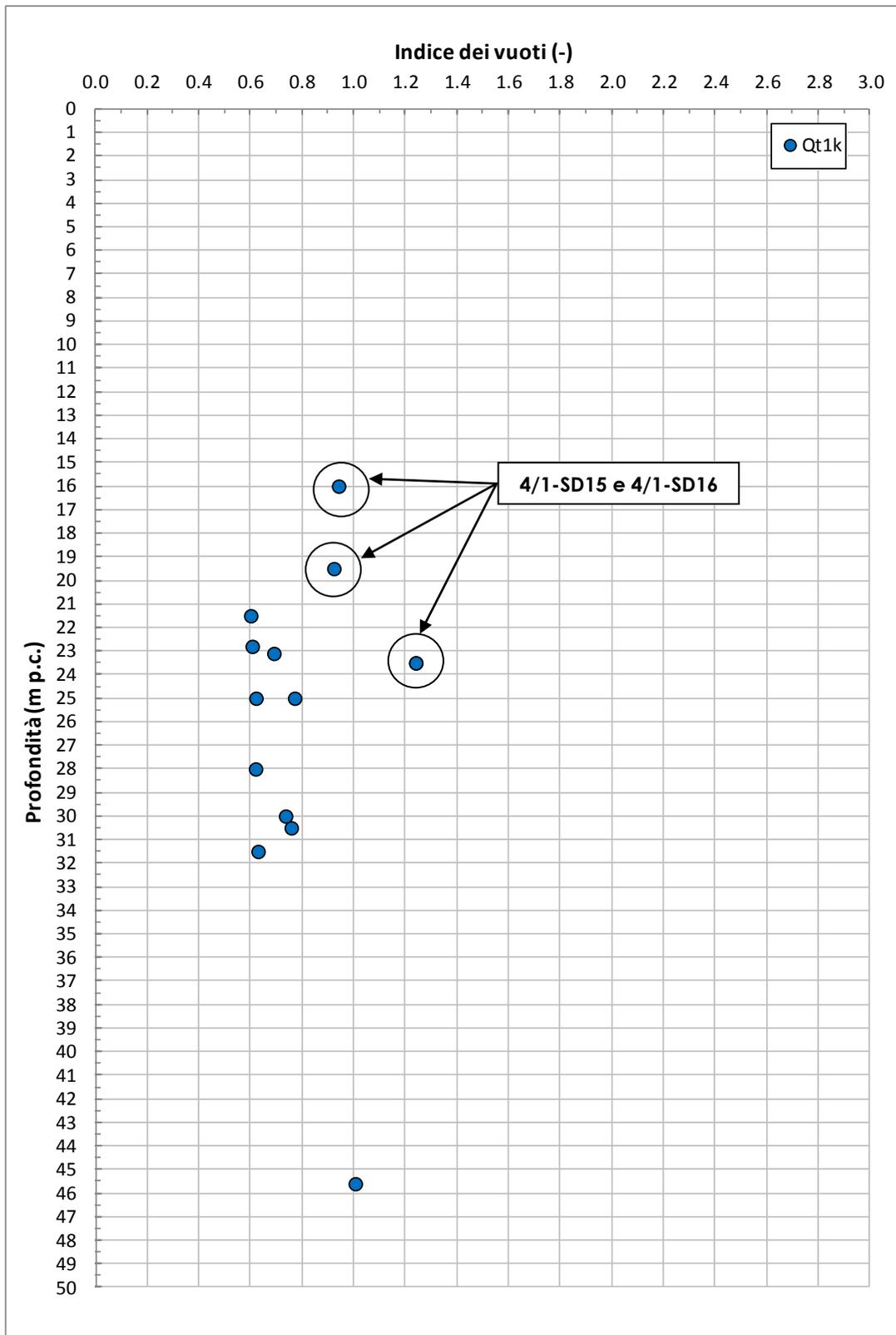


Figura 8.32: Formazione Qt1k – Indice dei vuoti

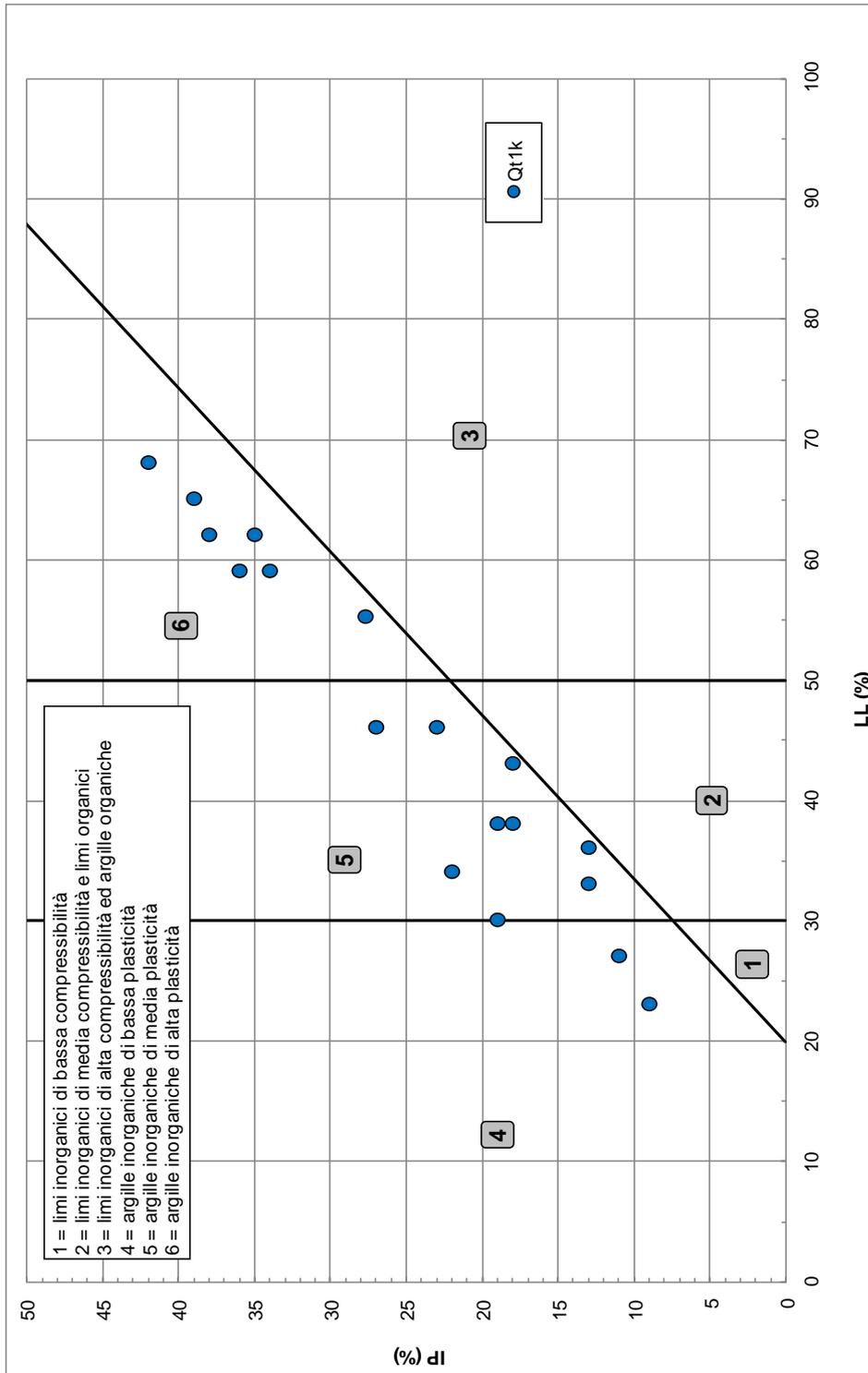
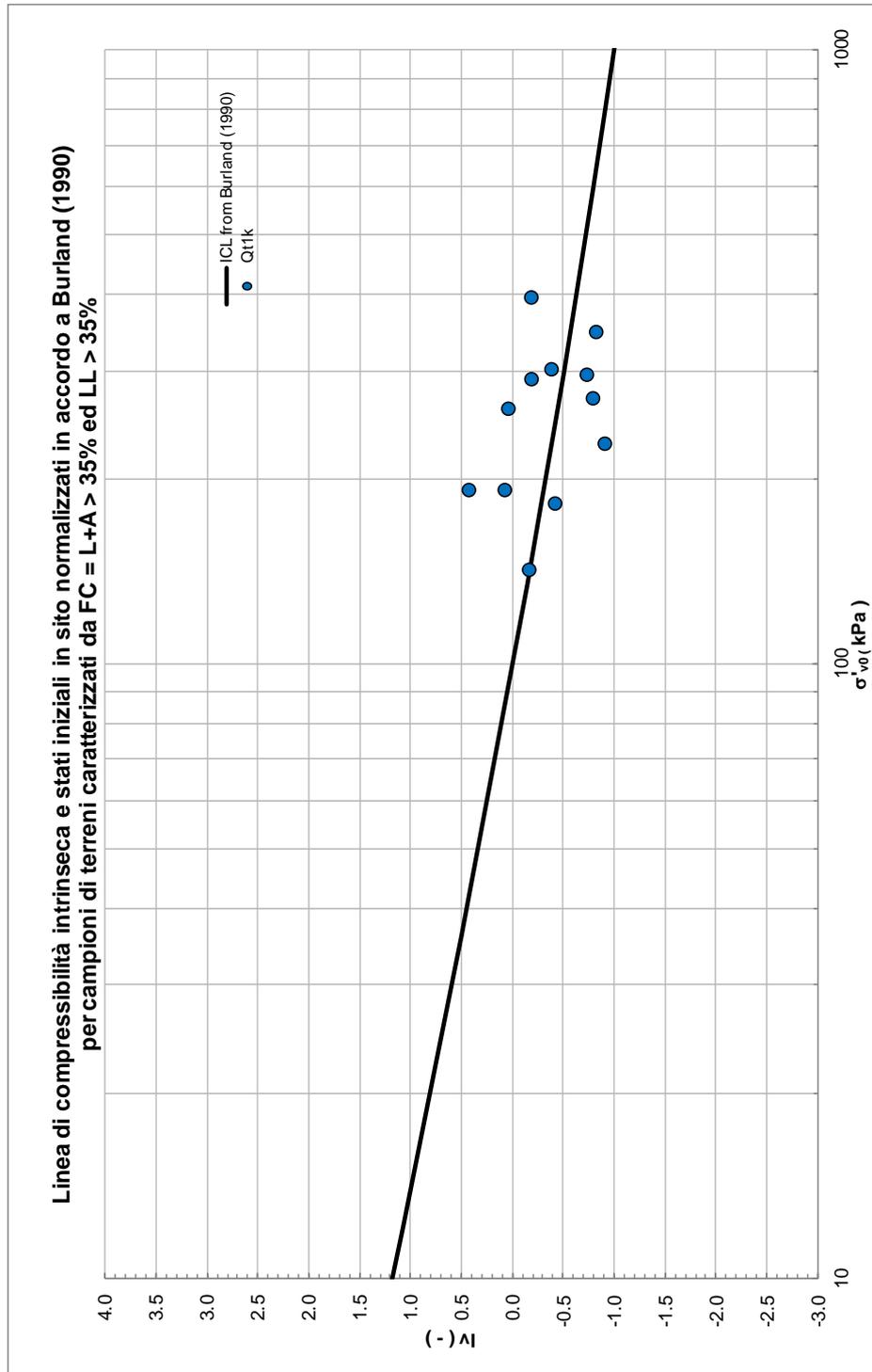


Figura 8.33: Formazione Qt1k – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.34: Formazione Qt1k – Piano di Burland**

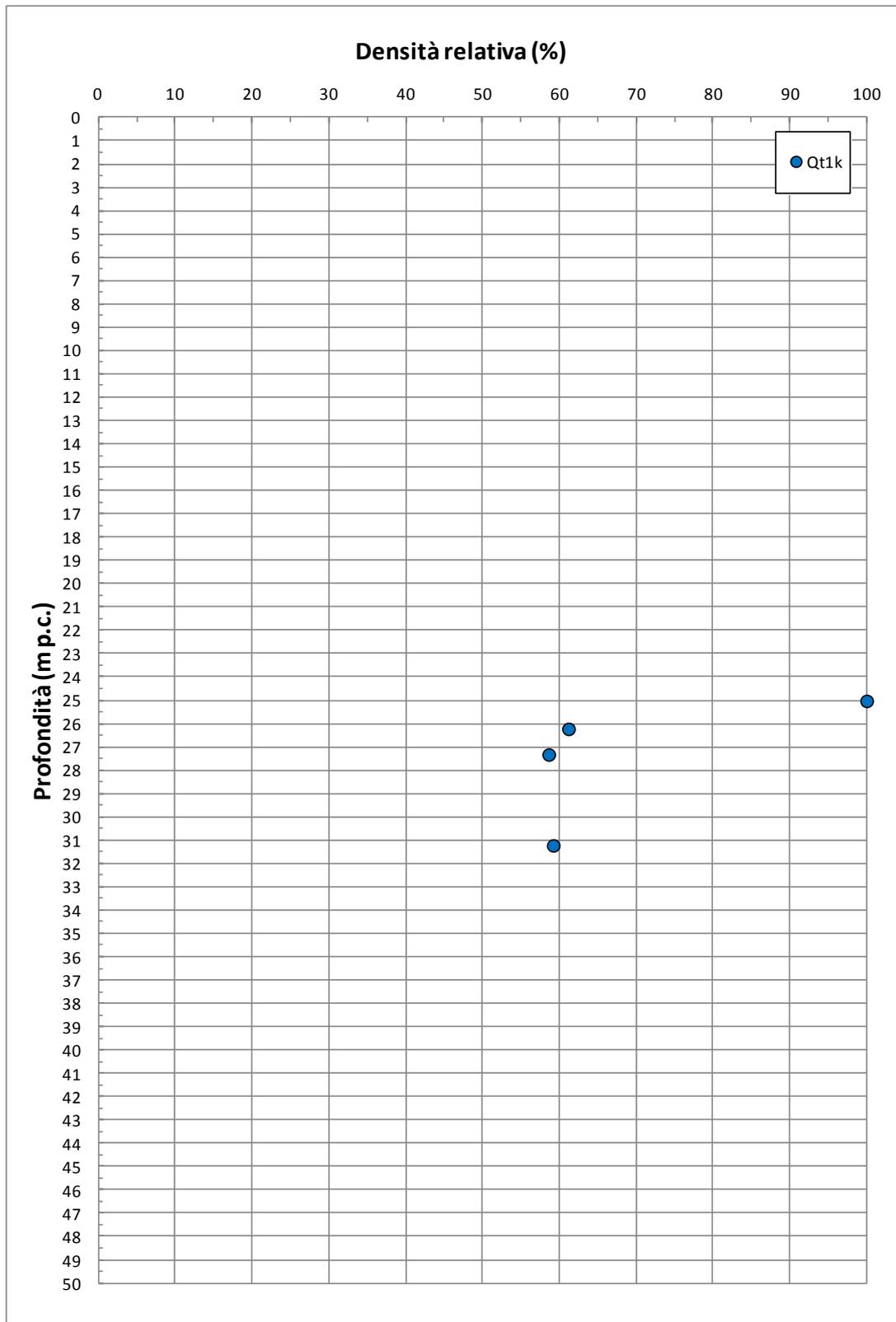
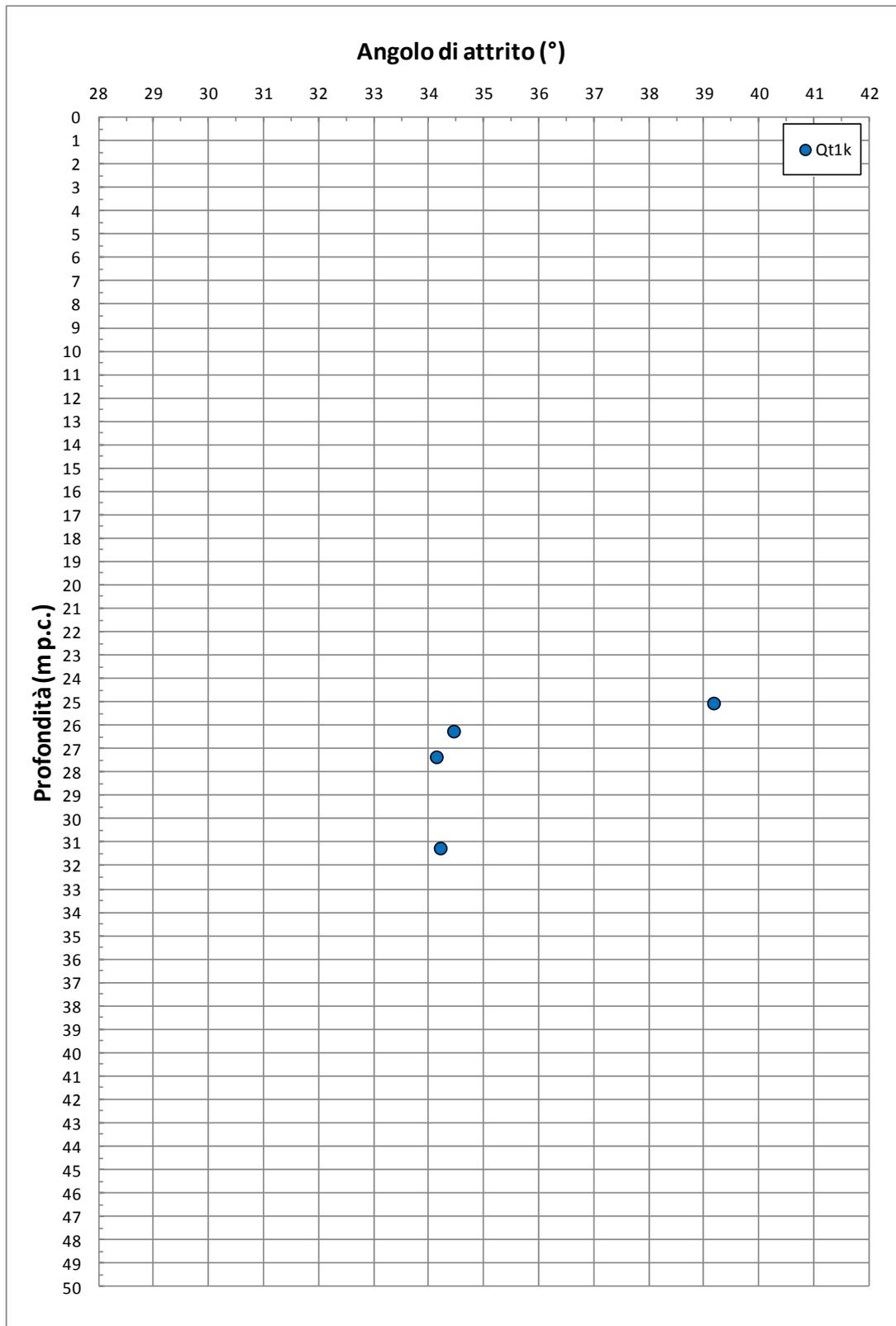


Figura 8.35: Formazione Qt1k – Densità relativa



**Figura 8.36: Formazione Qt1k – Angolo di attrito da prove SPT**

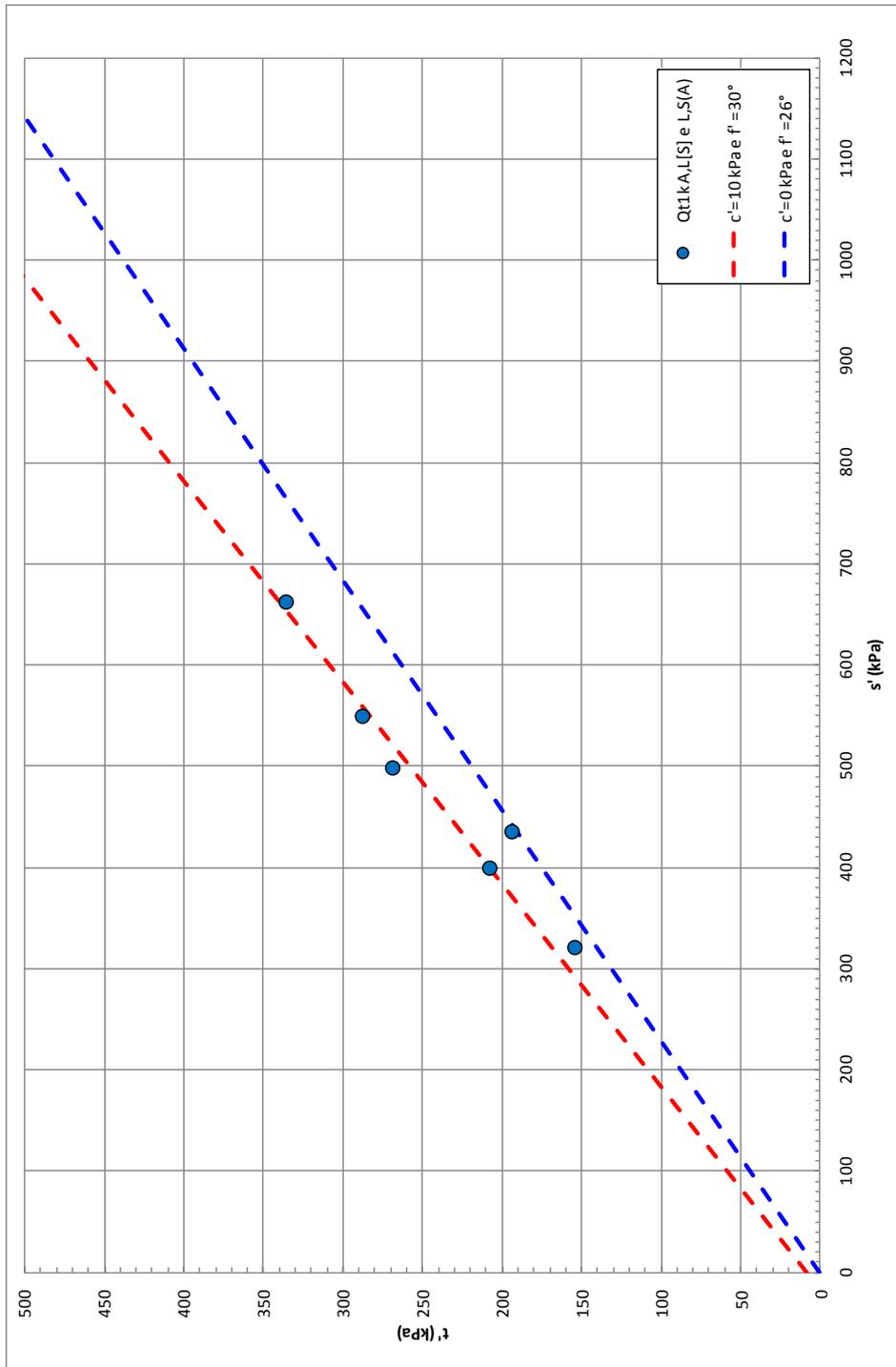


Figura 8.37: Formazione  $Q_t1k$  – Angolo di attrito da prove TX-CIU

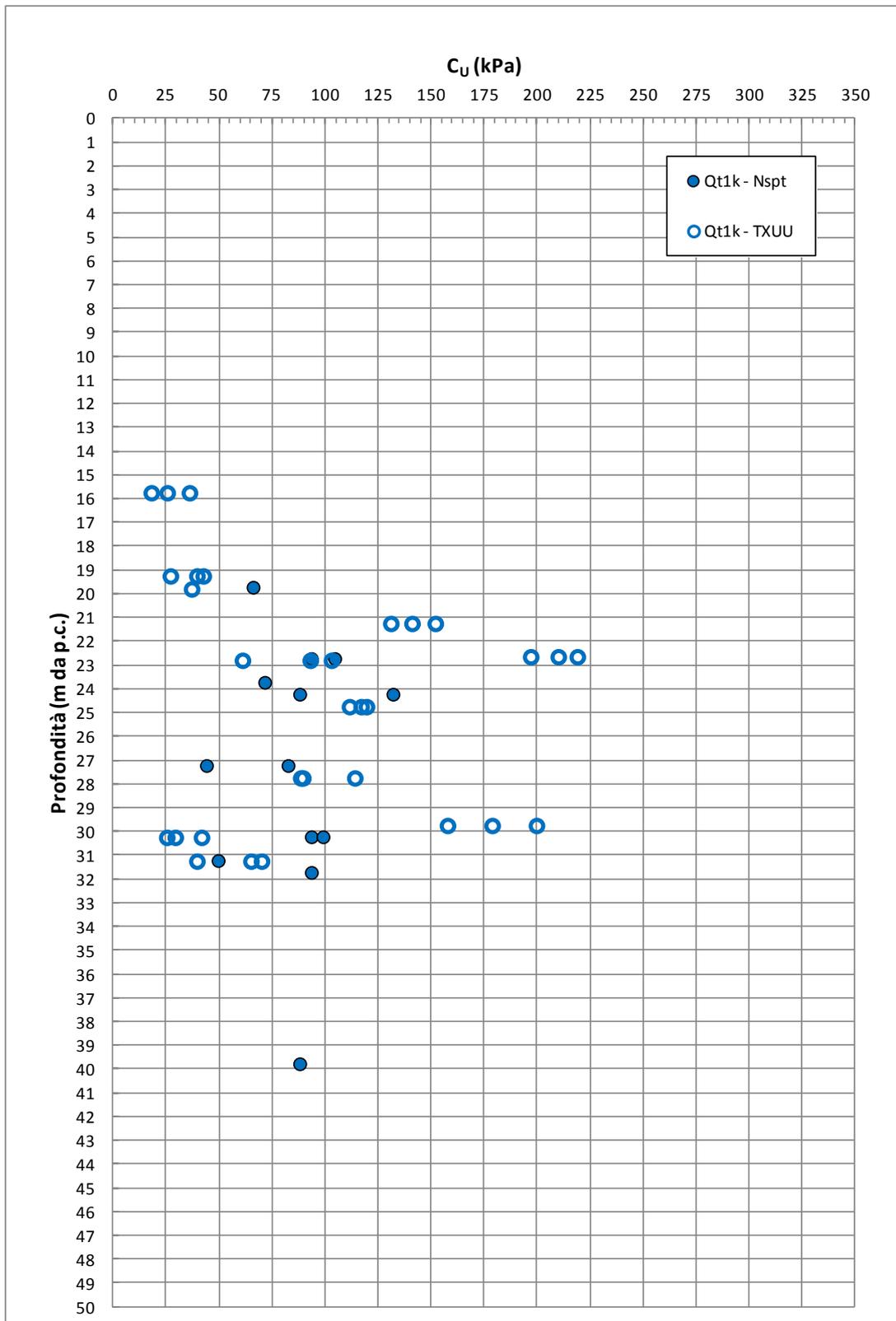


Figura 8.38: Formazione Qt1k – Coesione non drenata

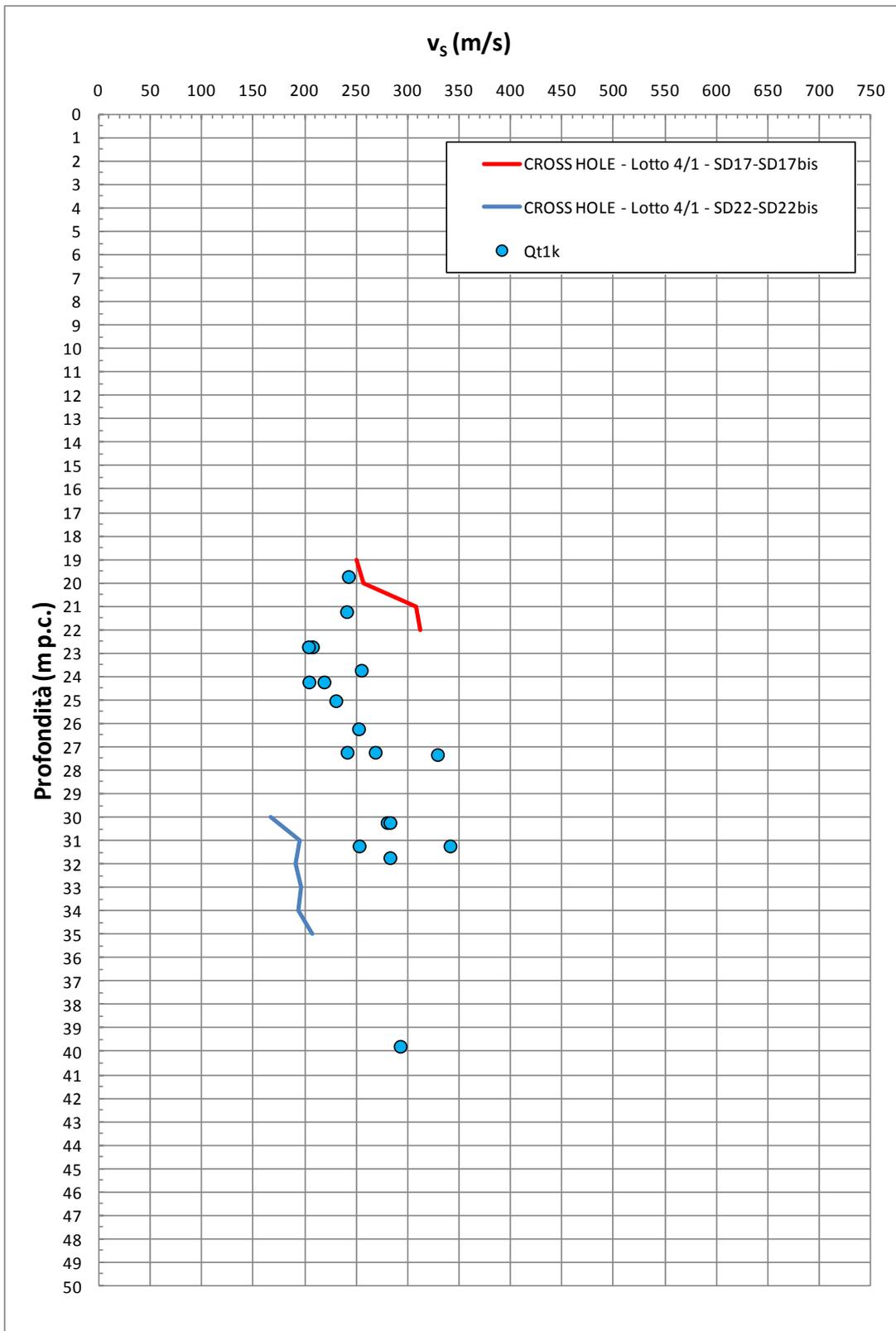


Figura 8.39: Formazione Qt1k – Valori di  $v_s$

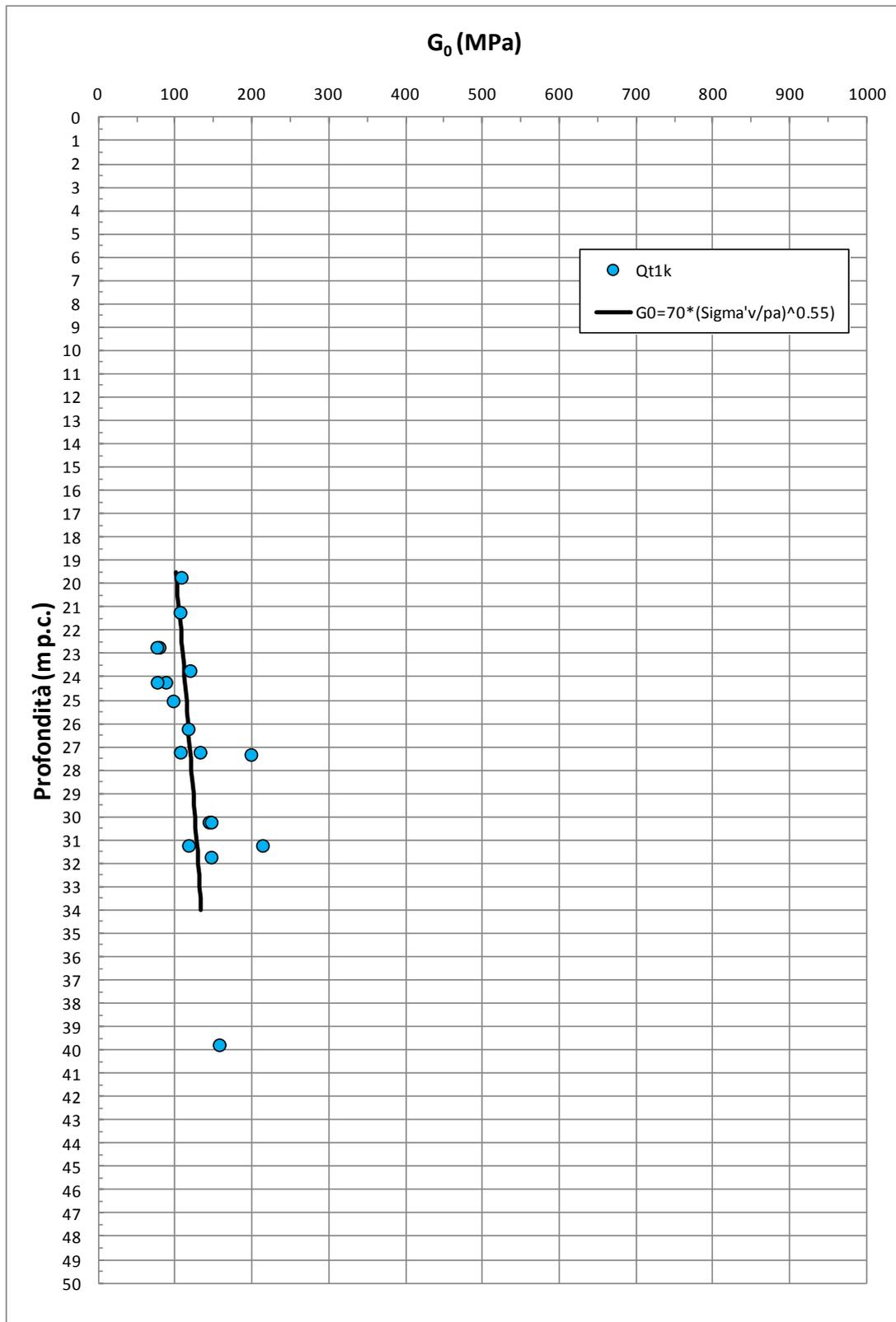


Figura 8.40: Formazione Qt1k – Valori di  $G_0$

## **8.9 Depositi marini H1a2**

La formazione H1a2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi marini (spiaggia ?) risalenti all'Olocene. Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie fini talora cementate e sabbie limose, con presenza di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi H1a2 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati e indisturbati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC, vedi Figura 8.41) risulta inferiore al 35%, a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa.

Nella Figura 8.42 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 2 colpi/30 cm e un valore massimo di 50 colpi/30 cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $8 \leq N_{SPT} \leq 25$  colpi/30 cm.

### **8.9.1 Caratteristiche fisiche**

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=45\div75\%$ , con valori locali anche più elevati (vedi Figura 8.43). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19\div20$  kN/m<sup>3</sup>.

### 8.9.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati, ha fornito valori variabili nell'intervallo  $\varphi'=32^\circ\div 36^\circ$ , (vedi Figura 8.44), con possibili valori fino a  $37^\circ$  (vedi Figura 8.44).

### 8.9.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.45.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.46. In questa sede i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

#### **8.9.4 Permeabilità**

Si hanno a disposizione n.2 prove di permeabilità Lefranc eseguite nella formazione in oggetto; tali prove hanno evidenziato, in strati descritti come sabbioso-limosi, valori di permeabilità dell'ordine  $2 \cdot 10^{-6} \div 9 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ . I valori di permeabilità di cui sopra afferirebbero alle componenti più fini di tali depositi, mentre nelle componenti più prettamente sabbiose la permeabilità potrebbe aumentare fino ad arrivare ad  $1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ . I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

### 8.9.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione H1a2.

**Tabella 8.10: Formazione H1a2 – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19÷20 <sup>(1)</sup>		
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	8 ÷ 25		
D <sub>r</sub> (%)	45÷75		-
c' (°)	0	0 <sup>(1)</sup>	0 <sup>(1)</sup>
φ' (°)	32÷36	28÷30 <sup>(1)</sup>	26÷28 <sup>(1)</sup>
c <sub>u</sub> (kPa)	-		50÷75 <sup>(1)</sup>
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v <sub>s</sub> (m/sec)	90·z <sup>0.3</sup> <sup>(2)</sup>		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = 55000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(3)</sup>		
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(3)</sup>		
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(3)</sup>		

#### **Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 D<sub>r</sub> = densità relativa;  
 φ' = angolo di attrito operativo;  
 GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
 k<sub>0</sub> = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

- $v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;  
 $z$  = profondità dal piano campagna locale in metri;  
 $G_{01}$  = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;  
 $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;  
 $E_{op1}$  = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a  $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op3}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $B$  = dimensione minore della fondazione (m).

**Note:**

- (1) valori ipotizzati in assenza di informazioni
- (2) valori crescenti con la profondità
- (3)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p_0'$  la pressione efficace media geostatica

Tabella 8.11: Formazione H1a2 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1 - SD30	CR1	R1	1.64	0.30	0.30	0.00	83.36	12.31	4.33	-	-	-	CL	A7-6	S(L)	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT1 - CR2	S1	1.64	1.50	1.50	0.00	88.88	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT2 - CR3bis	S2	1.64	3.00	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT3 - CR4	S3	1.64	4.50	4.50	23.13	70.61	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT4 - CR5	S4	1.64	6.00	6.00	22.15	67.27	-	-	-	-	-	SP-SM	A1-b	-	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT5 - CR6	S5	1.64	7.50	7.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT6 - CR7	S6	1.64	9.00	9.00	10.87	68.99	16.71	3.43	-	-	-	-	-	S(L)(G)	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT7 - CR8	S7	1.64	10.50	10.50	4.63	75.65	12.80	6.92	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	SPT8 - CR9	S8	4.80	12.00	12.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	CR1	R1	4.80	0.50	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	SPT1 - CR2	S1	4.80	1.50	1.50	0.98	91.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	SPT2 - CR3	S2	4.80	3.00	3.00	0.30	79.37	15.30	5.04	-	-	-	SP-SM	A3	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	SPT3 - CR4	S3	4.80	6.00	6.00	0.00	94.75	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	CI 2	I2	4.80	7.50	8.00	0.00	87.17	-	-	-	-	-	-	-	-	19.02	20.10	2.64	-	-
5/2 - SD1	SPT4 - CR5	S4	4.55	9.00	9.00	0.20	88.22	-	-	-	-	-	SP-SM	S3	-	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	CR1	R1	4.55	0.30	0.30	0.21	89.94	-	-	-	-	-	SM	A4	S	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	SPT1 - CR2	S1	4.55	1.50	1.50	0.45	43.23	44.12	12.20	-	-	-	SP-SM	S3	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	SPT2 - CR3	S2	4.55	3.00	3.00	0.00	81.65	13.19	5.16	-	-	-	ML	A4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	SPT3 - CR4	S3	4.55	4.50	4.50	0.38	83.62	11.78	4.22	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	SPT4 - CR5	S4	4.55	6.00	6.00	0.00	68.41	19.45	12.15	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	SPT5 - CR6	S5	0.00	7.50	7.50	0.00	83.06	14.85	2.09	-	-	-	-	-	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	CR1	R1	6.11	0.30	0.30	0.91	83.22	11.98	3.90	-	-	-	CH	A7-6	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT1 - CR2	S1	6.11	1.50	1.50	1.09	76.59	11.33	11.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs (-)	e (-)	
5/2-SD3	SPT2 - CR3	S2	6.11	3.00	3.00	0.00	82.06	12.02	5.92	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT3 - CR4	S3	6.11	4.50	4.50	25.64	58.52	11.94	3.89	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT4 - CR5	S4	6.93	6.00	6.00	0.00	76.14	17.26	6.60	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	CR1	R1	6.20	0.30	0.30	0.74	86.34	-	-	-	-	-	CH	A7-6	-	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT1 - CR2	S1	6.20	1.50	1.50	3.71	49.85	29.61	16.83	-	-	-	SM	A2-4	S,L(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT2 - CR3	S2	6.20	3.00	3.00	0.00	75.06	15.25	9.69	-	-	-	SM	A4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT3 - CR4	S3	6.20	4.50	4.50	0.10	77.94	16.80	5.17	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT4 - CR5	S4	6.20	6.00	6.00	9.42	74.08	10.16	6.34	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[G][A]	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT5 - CR6	S5	6.11	7.50	7.50	0.00	93.04	-	-	-	-	-	SM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5/2-SD4	CR1	R1	6.93	0.30	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-SD4	SPT1 - CR2	S1	6.93	1.50	1.50	0.06	75.40	15.18	9.37	-	-	-	-	-	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD4	SPT2 - CR3bis	S2	6.93	3.00	3.00	0.00	75.08	19.04	5.88	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD4	SPT3 - CR4	S3	6.93	4.50	4.50	0.00	91.26	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/2-SD4	SPT4 - CR5	S4	7.49	6.00	6.00	7.60	80.35	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5/2-SD6	CR1	R1	7.49	0.30	0.30	2.18	81.95	14.18	1.69	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD6	SPT1 - CR2	S1	7.49	1.50	1.50	0.00	74.56	15.32	10.12	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD6	SPT2 - CR3bis	S2	7.49	3.00	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-SD6	SPT3 - CR4	S3	7.49	4.50	4.50	0.10	83.64	14.41	1.85	-	-	-	-	-	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD6	SPT4 - CR5	S4	7.76	6.00	6.00	0.96	92.86	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	CR1	R1	7.76	0.60	0.60	4.20	74.91	12.43	8.46	-	-	-	SC-SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	SPT1 - CR2	S1	7.76	1.50	1.50	1.93	75.01	13.45	9.62	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	SPT2 - CR3bis	S2	7.76	3.00	3.00	0.07	83.84	9.40	6.69	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	SPT3 - CR4	S3	7.76	4.50	4.50	0.44	90.10	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	SPT4 - CR5	S4	7.97	6.00	6.00	0.10	83.65	14.12	2.13	-	-	-	SP-SM	A3	S(L)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs (-)	e (-)	
5/2-SD7	CR1	R1	7.97	0.30	0.36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-SD7	SPT1 - CR2	S1	7.97	1.50	1.50	0.00	75.43	14.84	9.73	23.0	15.0	8.0	SC	A2-6	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD7	SPT3 - CR4	S3	7.57	3.00	3.00	0.12	88.57	0.00	11.31	-	-	-	SP-SM	A2-4	S(A)	-	-	-	-	-
5b-SD28	SPT1-CR1	S1	1.78	4.50	5.00	0.42	65.83	18.06	15.69	25.0	15.2	9.8	SC	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD28	SPT2-CR2	S2	3.00	6.00	6.50	0.00	77.34	15.85	6.81	21.0	18.3	2.7	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD29	CI1	R1	3.00	3.00	3.60	0.00	73.38	19.70	6.92	16.5	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	17.12	20.16	2.69	0.53	TD
5b-SD29	SPT1-CR1	S1	3.00	1.50	2.00	0.00	69.11	21.60	9.29	18.2	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD29	SPT2-CR2	S2	6.20	4.50	5.00	0.00	85.42	-	-	20.5	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD31	CI1	R1	6.93	3.00	3.60	0.00	87.33	-	-	18.0	-	-	SM	A2-4	-	22.34	18.94	2.54	0.61	TD
5b-SD31	CI2	R2	6.93	7.50	8.10	3.50	21.65	29.17	45.68	43.3	21.4	21.9	CL	A7-6	A,L(S)	24.35	-	2.55	-	-
5b-SD31	SPT1-CR1	S1	6.93	1.50	2.00	0.05	76.25	8.09	15.61	23.7	19.9	3.8	SM	A2-4	S(A)[L]	-	-	-	-	-
5b-SD31	SPT2-CR2	S2	6.93	4.50	5.00	0.56	77.33	13.68	8.43	19.0	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD31	SPT3-CR3	S3	6.93	6.00	6.50	8.09	69.11	12.99	9.80	20.0	-	-	SM	A2-4	S(L)[A][G]	-	-	-	-	-
5b-SD32	CI1	R1	7.57	3.00	3.60	0.00	85.03	-	-	17.6	-	-	SM	A2-4	-	18.49	18.91	2.79	0.71	TD
5b-SD32	SPT1-CR1	S1	7.57	1.50	2.00	1.88	83.94	-	-	19.5	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD32	SPT2-CR2	S2	5.50	4.50	5.00	1.70	82.02	-	-	22.8	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD33	SPT1-CR1	S1	5.50	1.50	2.00	1.35	69.71	22.21	6.74	25.1	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD33	SPT2-CR2	S2	1.64	3.00	3.50	0.00	75.08	18.47	6.45	25.7	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-

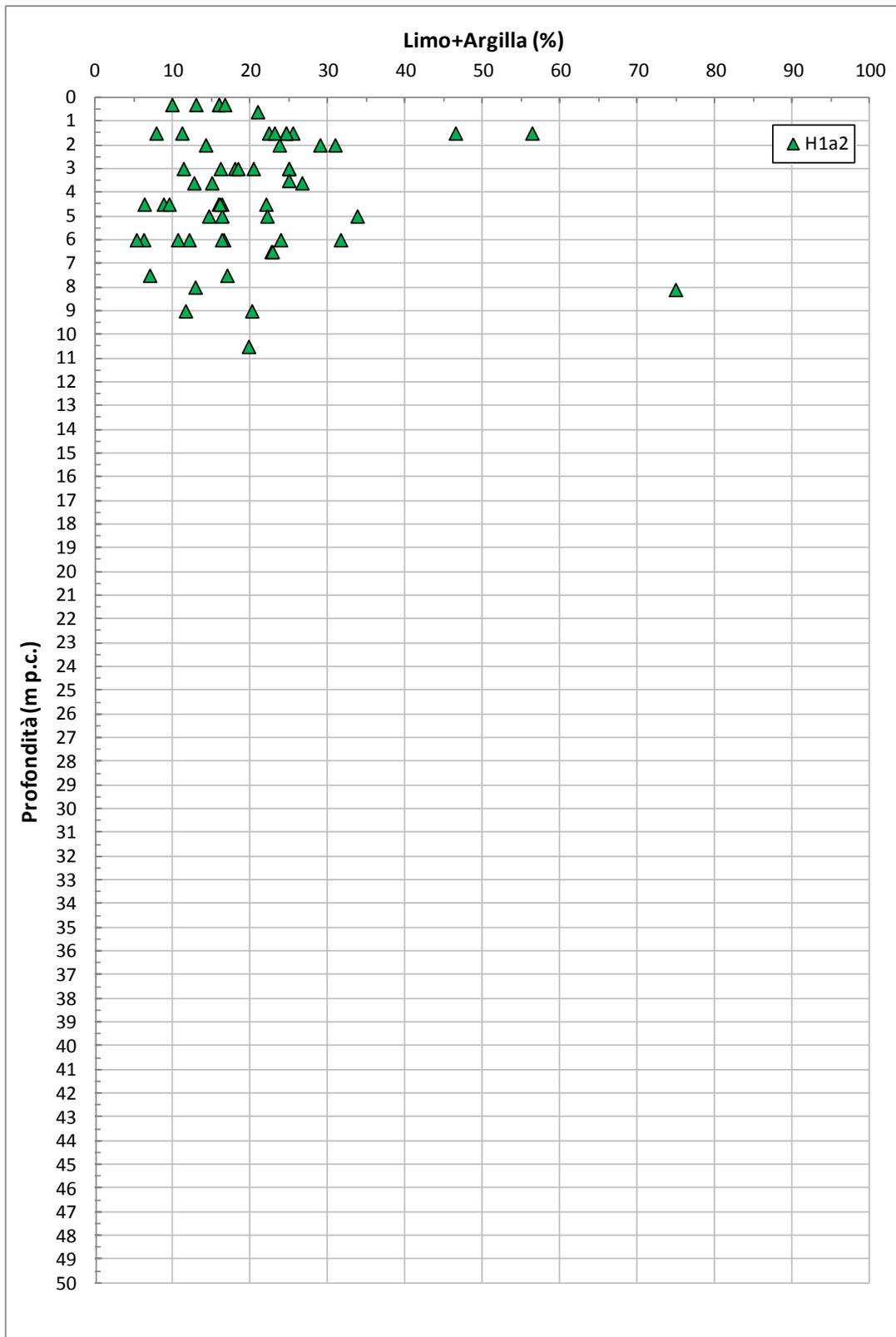


Figura 8.41: Formazione H1a2 – Contenuti di fine (CF)

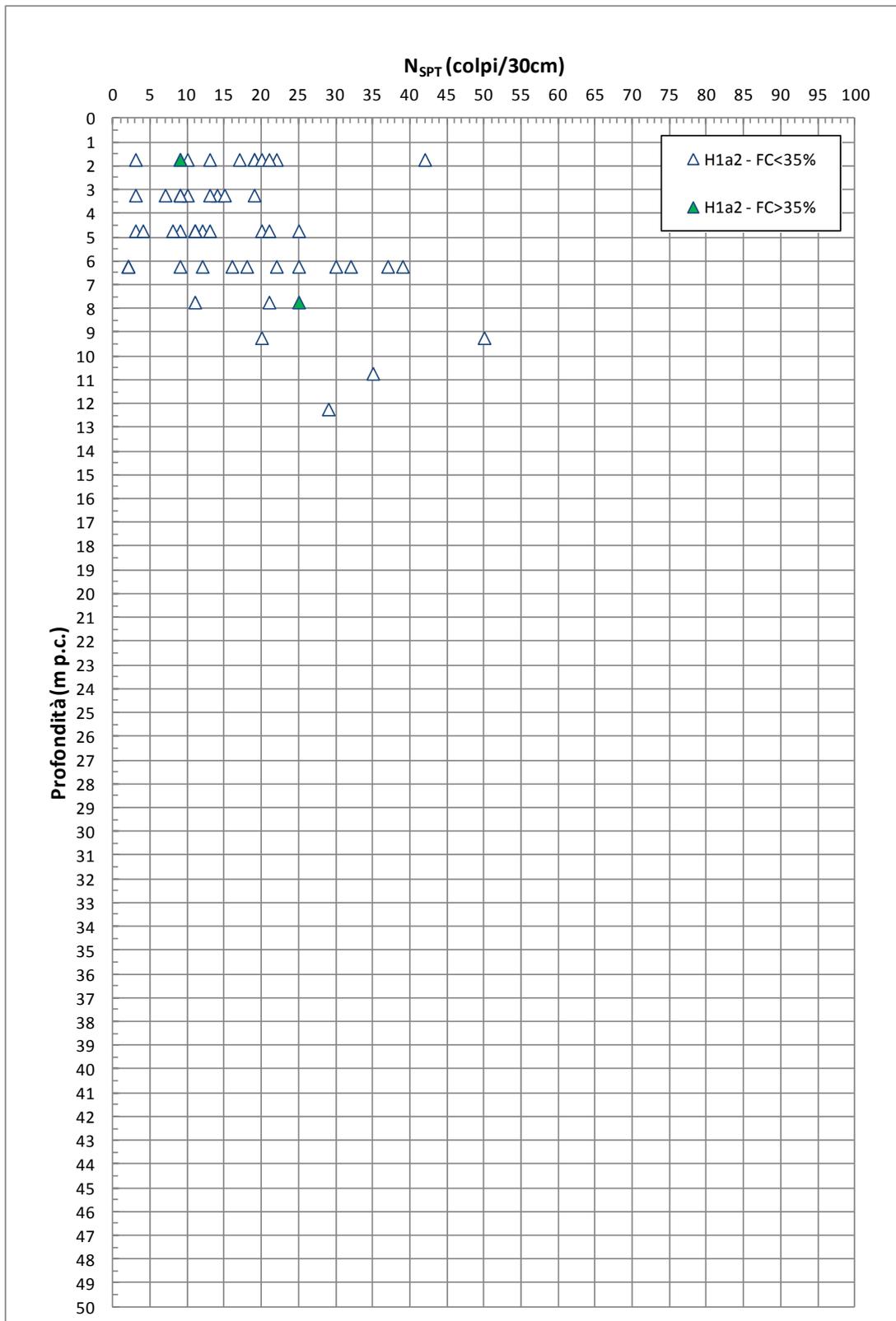


Figura 8.42: Formazione H1a2 – Valori di N<sub>SPT</sub>

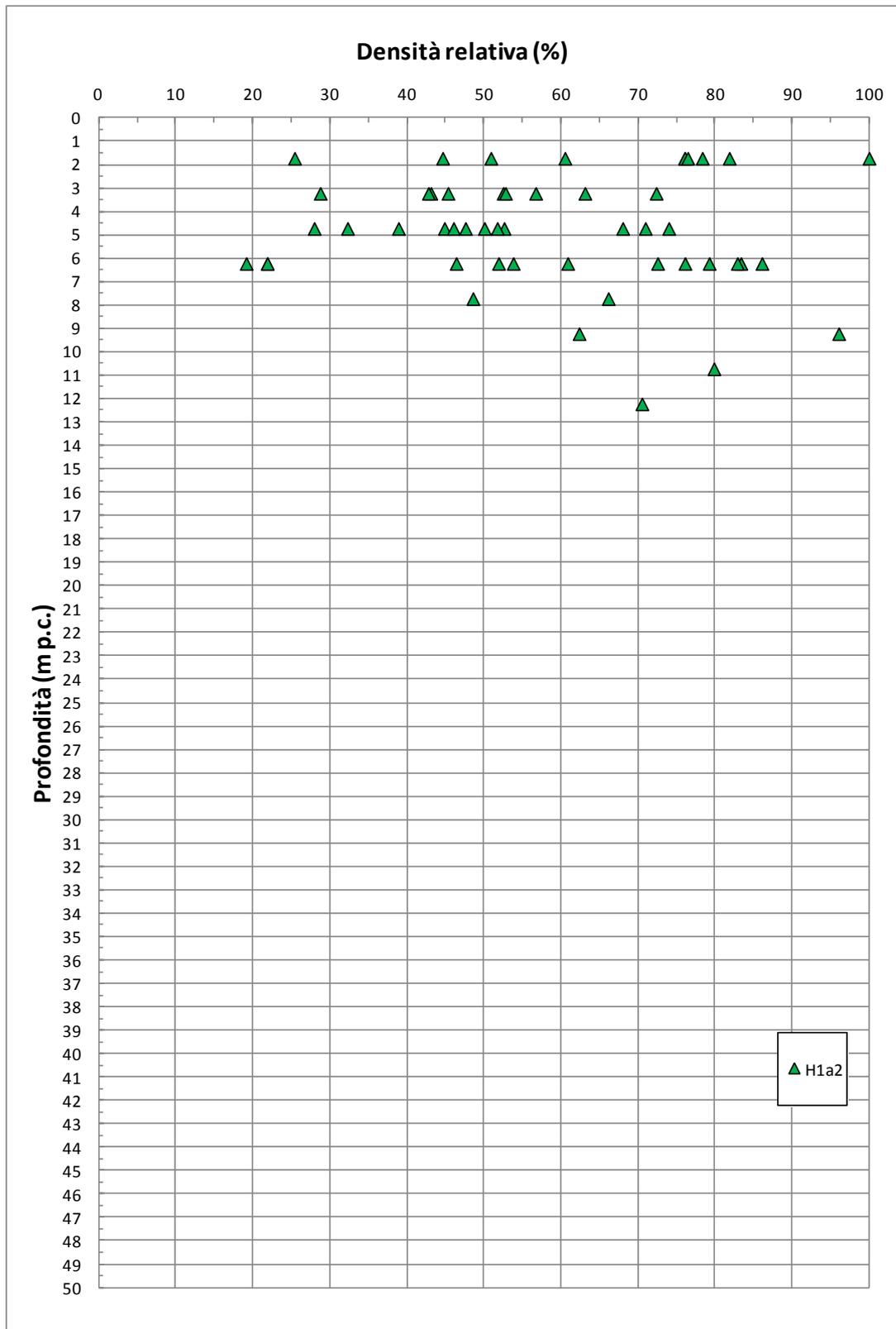
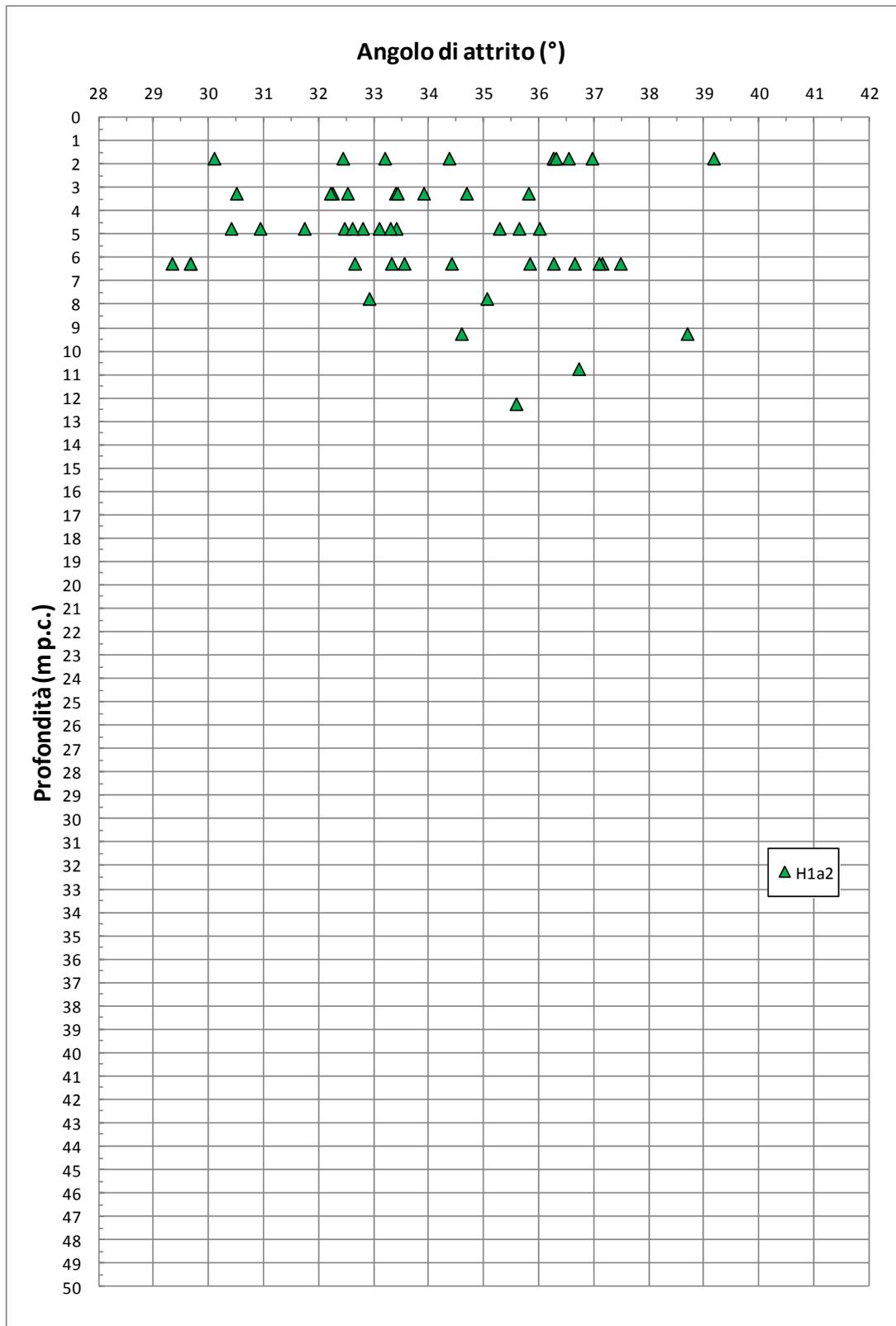


Figura 8.43: Formazione H1 a2 – Densità relativa



**Figura 8.44: Formazione H1a2 – Angolo di attrito da prove SPT**

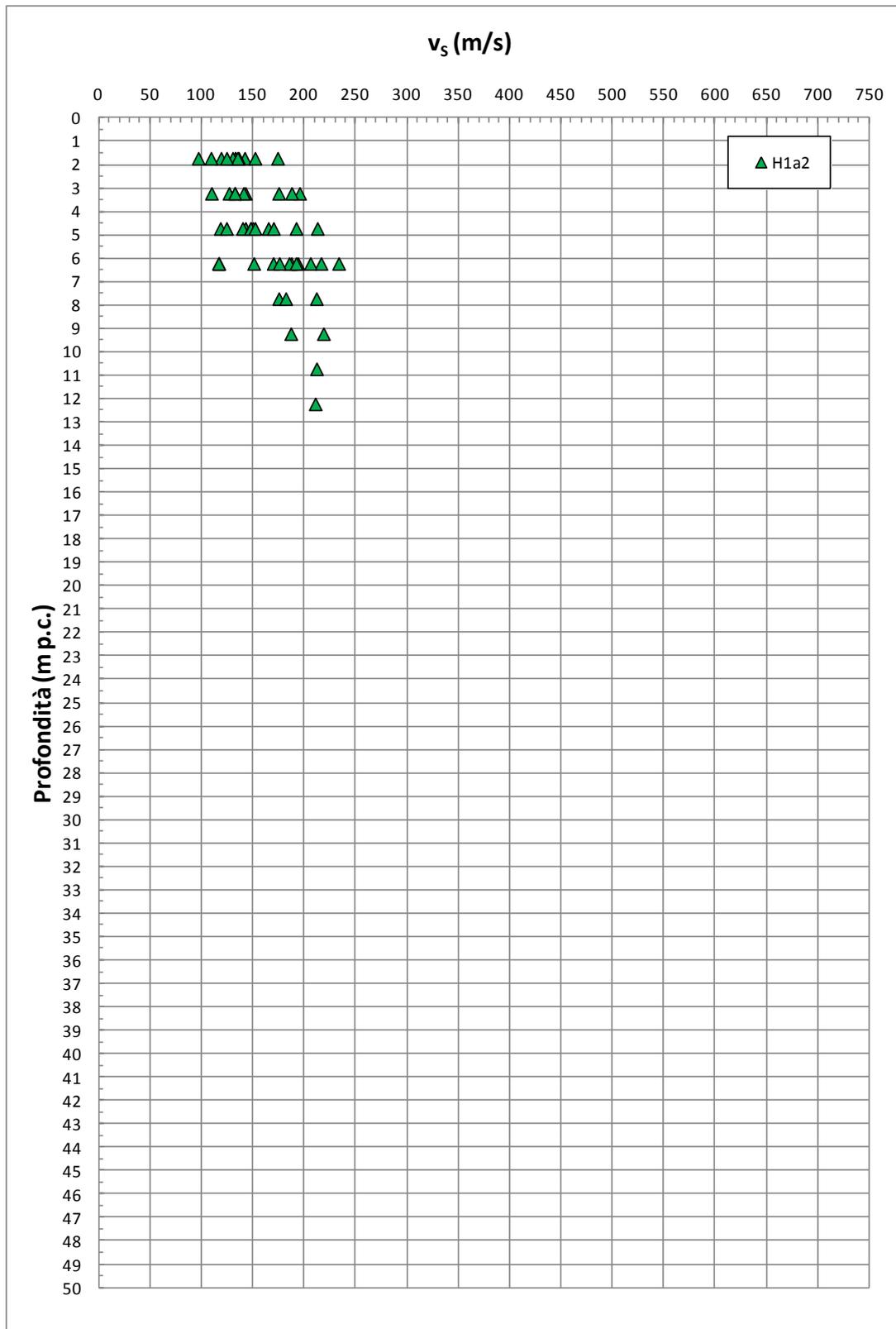


Figura 8.45: Formazione H1a2- Valori di  $v_s$

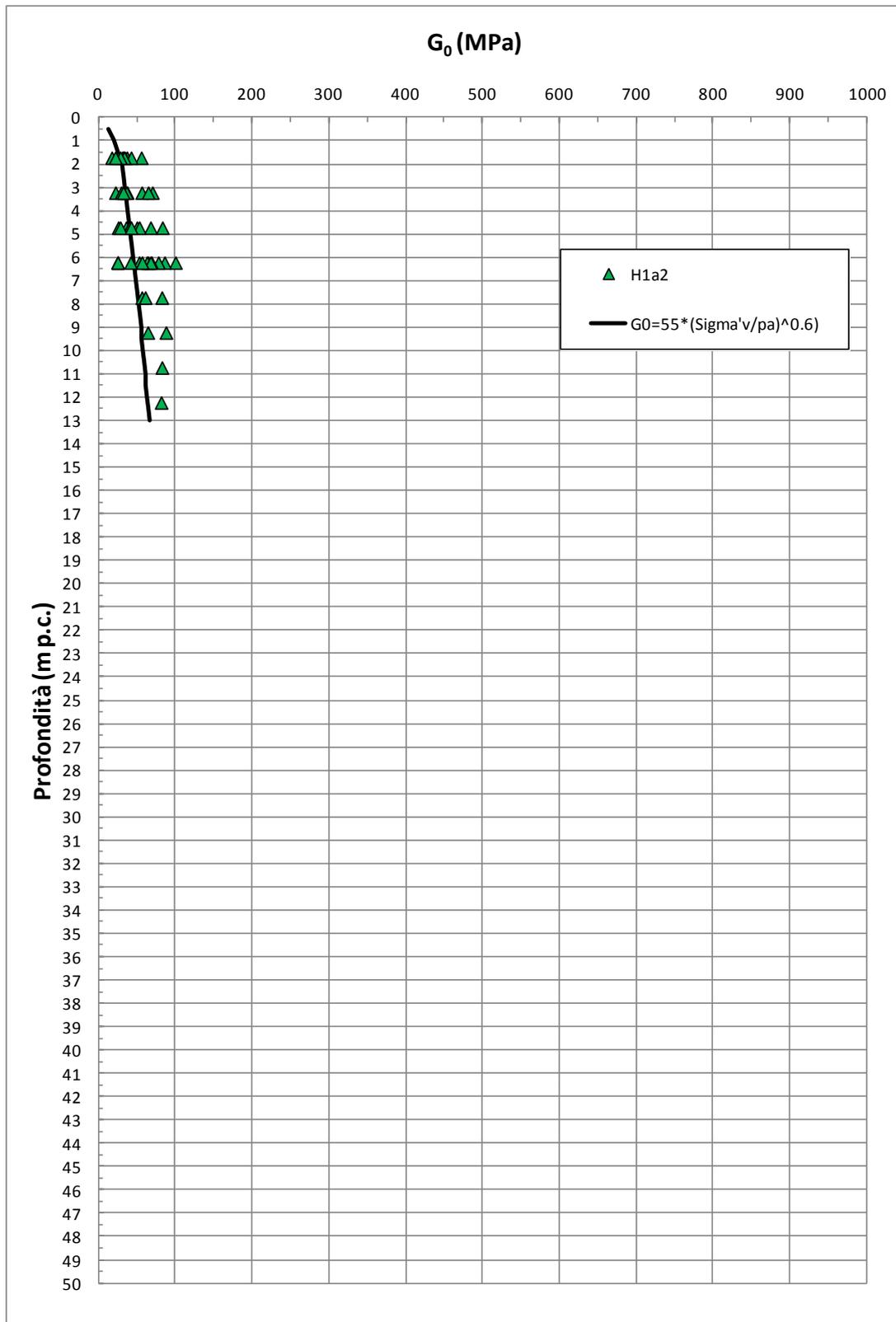


Figura 8.46: Formazione H1a2 – Valori di  $G_0$

## **8.10 Depositi di spiaggia H2**

La formazione H2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi olocenici di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie limose, talora con livelletti cementati, e con subordinati livelli (anche metrici) limoso-argillosi; localmente è segnalata la presenza di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi H2 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.47; si può osservare che i depositi in oggetto, pur essendo principalmente sabbiosi presentano importanti intercalazioni limoso-argillose.

Nell'ambito del Progetto Definitivo 2011, basato sui risultati della campagna d'indagine 2010, erano state individuate due sotto-tratte distinte sulla base dei risultati delle prove SPT. Le indagini geognostiche eseguite nel 2016 non hanno evidenziato la medesima differenza nei risultati delle prove SPT tra la prima e l'ultima parte del lotto in oggetto. In ragione di quanto sopra si è preferito presentare nel seguito i risultati delle campagne di indagine 2010 e 2016 separatamente e di mantenere la distinzione in due sotto-tratte per le indagini del 2010.

Nella Figura 8.48, Figura 8.49 e nella Figura 8.50 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. Si può osservare quanto segue:

- I valori di  $N_{SPT}$  che ricadono nella prima parte del tracciato (da inizio Lotto al ~ Km.11+220) risultano variabili tra un valore minimo di 0 colpi/30 cm e valori massimi di 28 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $5 \leq N_{SPT} \leq 10$  colpi/30 cm.

- I valori di  $N_{SPT}$  che ricadono nella seconda parte del tracciato (dal ~ Km.11+220 a fine Lotto) risultano variabili tra un valore minimo di 5 colpi/30 cm e valori massimi di 50 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $10 \leq N_{SPT} \leq 35$  colpi/30 cm.
- I valori di  $N_{SPT}$  relativi alla campagna di indagine 2016 risultano variabili tra un valore minimo di 5 colpi/30 cm e valori massimi a rifiuto ( $N_{SPT} \geq 100$  colpi/30cm); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $10 \leq N_{SPT} \leq 20$  colpi/30 cm.

### 8.10.1 Caratteristiche fisiche

Gli strati sabbiosi della formazione H2 in oggetto, caratterizzati da un contenuto di fine FC < 35%, presentano la seguente composizione:

- sabbia = 26 ÷ 95%, mediamente 75%
- limo = 0 ÷ 33%, mediamente 13%
- ghiaia = 0 ÷ 68%, mediamente 9%
- argilla = 0 ÷ 13%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 5% ÷ 34%, mediamente 16%

Gli strati limosi ed argillosi della formazione H2 in oggetto, caratterizzati da un contenuto di fine  $FC \geq 35\%$ , presentano la seguente composizione:

- limo = 24 ÷ 70%, mediamente 43%
- sabbia = 10 ÷ 64%, mediamente 29%
- argilla = 6 ÷ 57%, mediamente 26%
- ghiaia = 0 ÷ 11%, mediamente 1%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36% ÷ 93%, mediamente 69%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 17÷19 kN/m<sup>3</sup> (vedi Figura 8.51).

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

- Figura 8.59: contenuto d'acqua

- Figura 8.60: limite liquido
- Figura 8.61: limite plastico
- Figura 8.62: indice dei vuoti
- Figura 8.63: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 8.64 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v$ - $\log\sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{oed}$ . I livelli limoso-argillosi appartenenti alla formazione H2, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B2/A ossia risultano normalconsolidati o strutturati; tale aspetto andrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo. Alla luce di quanto sopra, in questa fase progettuale, per tali livelli limoso-argillosi i calcoli geotecnici dovranno essere effettuati utilizzando modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo Plaxis) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di Rocchi et al, 2003).

La densità relativa ( $D_r$ ) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=25\div 50\%$  (nella prima parte di Lotto, vedi la Figura 8.52),  $D_r=50\div 75\%$  (nella seconda parte di lotto, vedi la Figura 8.53) e  $D_r=30\div 50\%$  (nella campagna di indagini 2016, vedi la Figura 8.54). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuali di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi

### **8.10.2 Resistenza al taglio**

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi  $FC < 35\%$ , ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 30^\circ\div 33^\circ$  (nella prima parte di Lotto, vedi la Figura 8.55),

$\varphi' = 33^\circ \div 36^\circ$  (nella seconda parte di lotto, vedi la Figura 8.56) e  $\varphi' = 31^\circ \div 33^\circ$  (nella campagna di indagine 2016, vedi la Figura 8.57).

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a  $c' = 0$  kPa e  $\varphi' = 33^\circ \div 40^\circ$ , mentre l'unica prova di taglio diretto su un campione di argilla con limo ha fornito valori pari a  $c' = 15$  kPa e  $\varphi' = 20^\circ$  (vedi Figura 8.58).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione H2 possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 33^\circ \div 36^\circ$  per sabbie e sabbie limose nella 2ª parte di Lotto
- $\varphi' = 30^\circ \div 33^\circ$  per sabbie e sabbie limose nella 1ª parte di Lotto
- $\varphi' = 31^\circ \div 33^\circ$  per sabbie e sabbie limose in accordo alla campagna 2016
- $\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$  per sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 18^\circ \div 20^\circ$  e  $c' = 0 \div 15$  kPa per le argille, argille limose e le sabbie con limo aventi  $CF \geq 35\%$  e limi argillosi

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella Figura 8.65; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

### 8.10.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.66. I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dalle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.67. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole (verticali 4/1-SD22 e 4/1-SD22Bis, verticali 5/2-SD4 e 5/2-SD4Bis e cono sismico 5/2-SD4), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.5.

In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 55000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.60} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ , con  $E_0$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

#### **8.10.4 Permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s; la formazione in oggetto può comunque avere permeabilità più elevate o più basse anche di un ordine di grandezza.

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

### 8.10.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali della formazione H2.

**Tabella 8.12: Formazione H2 – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	17÷19		
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	5÷10 <sup>(2)</sup> 10÷30 <sup>(3)</sup> 10÷20 <sup>(4)</sup>		
D <sub>r</sub> (%)	20÷50 <sup>(2)</sup> 50÷70 <sup>(3)</sup> 30÷50 <sup>(4)</sup>		-
c' (kPa)	0	0	0÷15
$\phi'$ (°)	30÷33 <sup>(2)</sup> 33÷36 <sup>(3)</sup> 31÷33 <sup>(4)</sup>	28÷32	18÷20
c <sub>u</sub> (kPa)	-		50÷100
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1		-
OCR* = $\sigma'_{vy} / \sigma'_{v,0}$	-		1.05÷1.10
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v <sub>s</sub> (m/sec)	105 · z <sup>0.2</sup>		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = 55000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0.60}$		G <sub>01</sub> =(700·c <sub>u</sub> )
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(5)</sup>		-
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(5)</sup>		-
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(5)</sup>		-
c <sub>c</sub> (-)	-	-	0.30÷0.50 <sup>(6)</sup>
c <sub>r</sub> (-)	-	-	0.2 · c <sub>c</sub> <sup>(6)</sup>
c <sub>αe</sub> (%)	-	-	0.5÷2.0 <sup>(6)</sup>

**Simbologia:**

$\gamma_t$	= peso di volume naturale;
$N_{SPT}$	= resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
$D_r$	= densità relativa;
$c'$	= intercetta di coesione;
$\varphi'$	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
OCR*	= grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
$\sigma'_{v,y}$	= pressione di snervamento;
$k_0$	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
$v_s$	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
$z$	= profondità dal piano campagna locale in metri;
$G_{01}$	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	= dimensione minore della fondazione (m);
$C_c$	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_r$	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_v$	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) valori rappresentativi della prima parte del Lotto (da inizio Lotto al Km.10+600).
- (3) valori rappresentativi della seconda parte del Lotto (dal Km.10+600 a fine Lotto).
- (4) valori rappresentativi della campagna di indagine 2016.

- (5)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p_0'$  la pressione efficace media geostatica.
- (6) in assenza di dati si sono assunti i valori caratteristici della formazione H1a; tali valori dovranno essere verificati sulla base dei risultati delle prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Tabella 8.13: Formazione H2 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	Gs (-)	e (-)	
4/1-SD14	SD14/C2	I2	11.2	9.5	10.00	0.00	78.00	17.00	5.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	11	19.7	2.713	0.298	TD
4/1-SD14	SPT3	S3	11.2	6.5	6.95	17.00	67.00	13.00	3.00	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)	-	-	-	-	-
4/1-SD14	SPT5	S5	1.01	11.5	11.95	12.00	83.00	4.00	4.00	-	-	-	SP	A3	S(G)	-	-	-	-	-
4/1-SD22	SPT7	S7	0.35	12.0	12.45	0.05	10.47	32.33	57.14	43	20	23	CL	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD23	SPT10 - CR11	S10	1.94	15.0	15.00	0.00	95.24	-	-	-	-	-	SP	A3	-	-	-	-	-	-
4/1-SD27	SPT7 - CR8	S7	1.01	10.5	10.50	0.00	94.16	0.00	0.00	-	-	-	SW-SC	A3	S	-	-	-	-	-
4/1-SD27	SPT9 - CR10	S9	1.97	13.5	13.50	0.27	92.88	0.00	0.00	-	-	-	SW-SM	A3	S	-	-	-	-	-
4/1-SD28	SPT9 - CR10	S9	1.97	13.5	13.50	0.00	10.91	52.65	36.44	39	1	38	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD28	SPT11 - CR12	S11	1.56	16.5	16.50	0.20	14.12	41.85	43.83	38	14	24	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD29	SPT10 - CR11	S10	1.56	15.0	15.00	0.33	89.50	0.00	0.00	-	-	-	SW-SM	A2-4	S	-	-	-	-	-
4/1-SD29	SPT12 - CR13	S12	1.64	18.8	18.80	1.08	88.78	0.00	0.00	-	-	-	SW-SC	A2-4	S	-	-	-	-	-
4/1-SD30	CI 2	I2	1.64	19.5	20.00	0.00	25.06	56.40	18.54	47	29	18	CL	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-
4/1-SD30	SPT12 - CR13	S12	4.55	21.0	21.00	0.52	41.42	47.68	10.38	30	18	12	CL	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD10	SPT4 - CR5	S4	4.23	8.8	9.25	4.48	73.24	19.18	3.11	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD10	SPT6 - CR7	S6	6.93	13.3	13.75	0.53	19.93	65.31	14.22	-	-	-	ML	A4	L(S)(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD11	CI 2	I2	8.07	7.3	7.80	2.42	34.72	41.93	20.39	48	26	22	CL	A7-6	L,S(A)	27.3	18.4	2.733	0.853	TX-UU
5/2-SD11	SPT4 - CR5	S4	8.07	8.8	9.25	10.85	11.27	38.49	39.39	48	27	21	CL	A7-6	A,L(S)(G)	-	-	-	-	-
5/2-SD11	SPT5 - CR7	S5	8.07	10.5	10.95	0.00	21.63	52.95	25.42	55	31	24	MH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD11	SPT6 - CR9	S6	10.3	13.3	13.75	2.65	80.62	15.62	1.09	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD12	CI 2	I2	12.2	13.0	13.50	1.27	28.43	34.34	35.96	64	34	30	MH	A7-5	A,L,S	36.58	18.1	2.815	1.082	TX-UU
5/2-SD12	CI2	I2	12.2	11.7	12.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-SD12	SPT7 - CR8	S7	12.2	13.3	13.30	2.12	37.46	39.15	21.28	46	24	22	CL	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD12	SPT9 CR10	S9	11.9	17.8	17.80	4.74	72.37	20.20	2.69	-	-	-	SM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2-SD13	CI 2	I2	11.5	11.9	12.40	0.00	31.90	36.00	32.10	56	34	22	MH	A7-5	L,A,S	44.16	17.1	2.794	1.309	TX-UU/EDO
5/2-SD13	SPT6 - CR7	S6	11.5	10.3	10.30	25.54	52.14	17.23	5.09	-	-	-	SM	A2-4	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD13	SPT8 - CR9	S8	12.2	14.8	14.80	0.90	58.07	31.56	9.48	33	24	9	SC	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT1 - CR1	S1	5.56	2.0	2.00	0.00	58.65	24.01	17.34	66	28	38	SC	A4	S(L)[A]	68.65	15.4	2.57	1.759	TX-UU/EDO
5/2-SD14	SPT3 - CR3	S3	5.56	4.3	4.30	40.64	48.82	0.00	0.00	25	16	9	SP-SM	A2-4	S,G	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT5 - CR5	S5	5.56	7.3	7.30	23.42	61.89	0.00	0.00	-	-	-	SC	A2-4	S(G)	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT7 - CR7	S7	5.56	10.3	10.30	6.32	68.23	16.82	8.63	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A][G]	-	-	-	-	-
5/2-SD14	CI 1	I1	5.56	11.8	12.30	0.23	13.09	38.48	48.20	-	-	-	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT9 CR9	S9	5.56	13.3	13.30	2.89	16.10	53.54	27.47	-	-	-	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT11 - CR11	S11	5.56	17.8	17.80	15.42	73.80	0.00	0.00	59	29	30	CH	A7-6	S(G)	-	-	-	-	-
5/2-SD14	SPT13 - CR13	S13	1.84	23.8	23.80	0.92	82.77	15.21	1.10	-	-	-	SC-CM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	CI1	I1	4.39	13.5	14.00	3.66	62.88	32.50	0.96	-	-	-	SM	A2-4	S,L	45.39	16.9	2.723	1.296	TD/TX-UU
5/2-SD15	CR1	R1	4.39	0.3	0.60	2.32	38.23	43.05	16.40	23	18	5	CL-ML	A4	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT1 - CR2	S1	4.39	1.5	1.95	0.00	34.94	43.96	21.10	29	19	10	SC-CM	A2-4	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT2 - CR3	S2	4.39	3.0	3.45	23.18	56.64	18.79	1.39	-	-	-	SC-CM	A2-4	S(G)(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT3 - CR4	S3	4.39	4.5	4.95	8.21	68.21	20.90	2.70	-	-	-	SC-CM	A2-4	S(L)[G]	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT4 - CR5	S4	4.39	6.0	6.45	17.47	64.32	16.73	1.48	-	-	-	SC-CM	A2-4	S(G)(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT5 - CR6	S5	4.39	7.5	7.95	3.26	79.81	16.03	0.89	-	-	-	SC-CM	A2-4	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT6 - CR7	S6	4.39	9.0	9.45	27.46	64.39	-	-	-	-	-	SC-CM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5/2-SD15	SPT7 - CR8	S7	11.2	10.5	10.95	2.04	70.74	26.66	0.56	-	-	-	SC-CM	A2-4	S,L	-	-	-	-	-
5/2-SD2	CI 3	I3	4.55	18.0	18.50	0.00	64.15	29.47	6.39	-	-	-	CH	A7-6	S,L[A]	32.84	18	2.519	-	TD
5/2-SD2	SPT9 - CR10	S9	4.55	16.5	16.50	3.24	17.75	41.70	37.30	55	26	29	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD2	SPT11 - CR12	S11	0	21.0	21.00	3.32	81.26	12.67	2.75	-	-	-	CH	A7-6	S(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT10 - CR11	S10	6.93	21.0	21.00	8.46	80.76	-	-	-	-	-	MH	A7-5	-	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	SPT9 - CR10	S9	6.2	18.0	18.00	10.23	80.31	-	-	-	-	-	CL	A6	-	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2-SD3bis	SPT11 - CR12	S11	6.11	21.0	21.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
5/2-SD4	SPT9 - CR10	S9	6.93	16.5	16.50	1.43	90.69	-	-	-	-	-	ML	A7-6	-	-	-	-	-	
5/2-SD4	SPT11 - CR12	S11	7.49	22.5	22.50	4.24	84.12	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	
5/2-SD6	CI 3	I3	7.49	16.5	17.00	0.36	85.57	-	-	-	-	-	CH	A7-6	-	14.65	17.8	2.74	0.73	TD/TX-UU
5/2-SD6	SPT9 - CR10	S9	7.76	18.0	18.00	6.20	84.02	-	-	-	-	-	CL	A7-6	-	-	-	-	-	
5/2-SD6bis	SPT9 - CR10	S9	7.76	18.0	18.00	0.84	90.35	-	-	-	-	-	CH	A7-5	-	-	-	-	-	
5/2-SD6bis	SPT11 - CR12	S11	7.97	21.0	21.00	20.52	69.85	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	
5/2-SD7	SPT9 - CR10	S9	7.57	17.8	17.80	0.00	85.57	-	-	-	-	-	SN	A2-4	-	-	-	-	-	
5/2-SD8	SPT7 - CR8	S7	4.92	13.3	13.75	31.04	57.15	-	-	-	-	-	SW-SM	A1-b	-	-	-	-	-	
5/2-SD8	CR10	R10	4.23	17.8	18.00	21.52	46.47	18.73	13.28	20	10	10	SC	A2-4	S(G)(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT11-CR11	S11	1.94	24.0	24.30	3.88	67.52	19.00	9.60	19	16	4	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT12-CR12	S12	1.94	25.5	25.80	9.91	67.85	15.34	6.89	20	18	2	SM	A2-4	S(L)[G][A]	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT13-CR13	S13	1.94	27.0	27.50	4.12	68.51	18.06	9.32	22	18	4	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT14-CR14	S14	1.62	28.5	28.80	4.48	71.03	14.97	9.52	22	19	4	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT8-CR8	S8	1.62	18.0	18.50	38.54	54.34	-	-	-	-	-	SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT9-CR9	S9	1.62	21.0	21.50	15.34	66.87	-	-	22	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT10-CR10	S10	1.62	24.0	24.50	16.78	64.66	-	-	20	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT11-CR11	S11	1.12	27.0	27.50	24.84	68.71	-	-	-	-	-	SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD27	SPT8-CR8	S8	1.12	18.0	18.50	5.95	84.29	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD27	SPT9-CR9	S9	1.78	21.0	21.50	0.00	90.83	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD28	SPT9-CR9	S9	3	24.0	24.50	0.86	90.19	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD29	SPT9-CR9	S9	6.2	21.0	21.50	0.95	70.35	21.18	7.50	20	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD31	CI5	I5	6.93	22.5	23.00	0.72	6.25	40.40	52.63	53	23	30	CH	A7-6	A,L[S]	30.23	19.09	2.81	0.88	TX-UU
5b-SD31	CI6	I6	6.93	25.2	25.70	27.13	65.30	-	-	-	-	-	SW-SM		-	14.34	-	2.83	-	-
5b-SD31	SPT7-CR7	S7	6.93	18.0	18.50	2.07	95.41	-	-	-	-	-	SP		-	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD31	SPT8-CR8	S8	6.93	21.0	21.50	12.88	65.45	16.12	5.55	21	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD32	CI4	I4	7.57	16.5	17.00	0.24	92.10	-	-	-	-	-	SM	A3	-	33.51	18.14	2.56	0.85	TD
5b-SD32	SPT8-CR8	S8	5.5	18.0	18.50	0.93	80.19	-	-	24	18	6	SM-SC	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD33	SPT8-CR8	S8	4.92	18.0	18.50	31.24	61.83	-	-	-	-	-	SW-SM	A6	-	-	-	-	-	-
5b-SD34-bis	CI3	I3	6.93	14.5	15.00	0.00	6.49	70.59	22.93	55	42	12	MH	A7-5	L(A)[S]	52.4	16.6	2.6	1.34	TD/TX-UU
5b-SD34-bis	SPT5-CR5	S5	6.93	10.5	10.80	0.00	85.59	-	-	20	-	-	SM	A2-7	-	-	-	-	-	-
5b-SD34-bis	SPT6-CR6	S6	6.93	12.0	12.30	7.89	74.44	-	-	18	-	-	SM	A2-7	-	-	-	-	-	-
5b-SD34-bis	SPT7-CR7	S7	6.93	13.5	13.80	0.00	71.33	22.04	6.63	32	-	-	SM	A2-7	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD34-bis	SPT8-CR8	S8	6.93	18.0	18.50	0.64	51.52	35.13	12.71	22	17	5	SM-SC	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-
5b-SD35	CI5	I5	6.93	16.5	17.00	1.54	21.43	58.57	18.47	41	24	17	CL	A7-6	L(S)(A)	41.4	17.48	2.74	1.17	TD
5b-SD35	SPT4-CR4	S4	6.93	13.5	14.00	0.72	83.72	-	-	21	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD35	SPT5-CR5	S5	6.93	15.0	15.50	0.00	15.14	56.56	28.30	46	17	29	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD35	SPT6-CR6	S6	8.07	18.0	18.50	0.90	56.36	36.26	6.49	25	-	-	SM	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-
5b-SD36	CI3	I3	10.3	16.5	17.30	1.38	76.82	16.18	5.63	22	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	22.21	17.01	2.56	0.8	TD
5b-SD36	SPT3a-CR3a	S3a	10.3	12.0	12.50	63.21	30.63	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-a	-	-	-	-	-	-
5b-SD36	SPT4-CR4	S4	10.3	13.5	14.00	0.65	67.07	25.81	6.47	24	-	-	SM	A2-4	S,L[A]	-	-	-	-	-
5b-SD36	SPT5-CR5	S5	11.5	15.0	15.50	10.45	65.13	16.07	8.35	25	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD36	SPT6-CR6	S6	0.00	21.0	21.50	40.03	39.33	16.50	4.14	27	-	-	GM	A1-b	G,S(L)	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT5-CR5	S5	11.9	9.0	9.30	15.95	66.36	-	-	19	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT6-CR6	S6	11.9	10.5	10.80	16.22	68.27	-	-	19	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT8-CR8	S8	7.54	18.0	18.30	0.00	82.74	-	-	16	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT1-CR1	S1	7.54	1.5	2.00	42.93	40.28	-	-	18	-	-	GM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT2-CR2	S2	7.54	3.0	3.50	11.49	61.88	18.61	8.02	20	-	-	SW	A2-4	S(L)(G)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT3-CR3	S3	7.54	4.5	5.00	68.48	26.33	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-a	-	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD38	SPT4-CR4	S4	7.54	6.0	6.50	31.80	54.31	-	-	15	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT5-CR5	S5	7.54	7.5	8.00	18.98	59.10	14.85	7.04	21	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT6-CR6	S6	7.54	9.0	9.50	14.38	63.36	17.38	4.88	19	-	-	SM	A2-4	S(L)(G)	-	-	-	-	-
5b-SD38	SPT9-CR9	S9	7.54	15.0	15.50	0.00	92.79	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD38	CR11	R11	5.56	21.0	21.50	2.56	79.16	-	-	17	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	CI1	I1	1.84	20.0	20.50	0.00	54.40	24.64	20.89	20	7	13	SM-SC	A4	S(L)[A]	28.17	18.96	2.815	0.87	TX-UU
5b-SD39	SPT1-CR1	S1	1.84	1.5	2.00	5.44	72.87	16.64	5.05	20	-	-	SM	A2-4	S(L)[G][A]	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT2-CR2	S2	1.84	4.5	5.00	32.58	50.20	-	-	22	20	2	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT3-CR3	S3	1.84	6.0	6.50	0.00	86.58	-	-	19	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT4-CR4	S4	1.84	7.5	7.80	0.00	82.63	-	-	21	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT5-CR5	S5	1.84	11.5	11.00	1.89	83.68	-	-	19	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT6-CR6	S6	1.84	12.0	12.50	0.00	93.62	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT7-CR7	S7	1.84	15.0	15.50	3.32	86.86	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD39	SPT8-CR8	S8	4.39	18.0	18.50	0.43	87.78	-	-	17	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	-

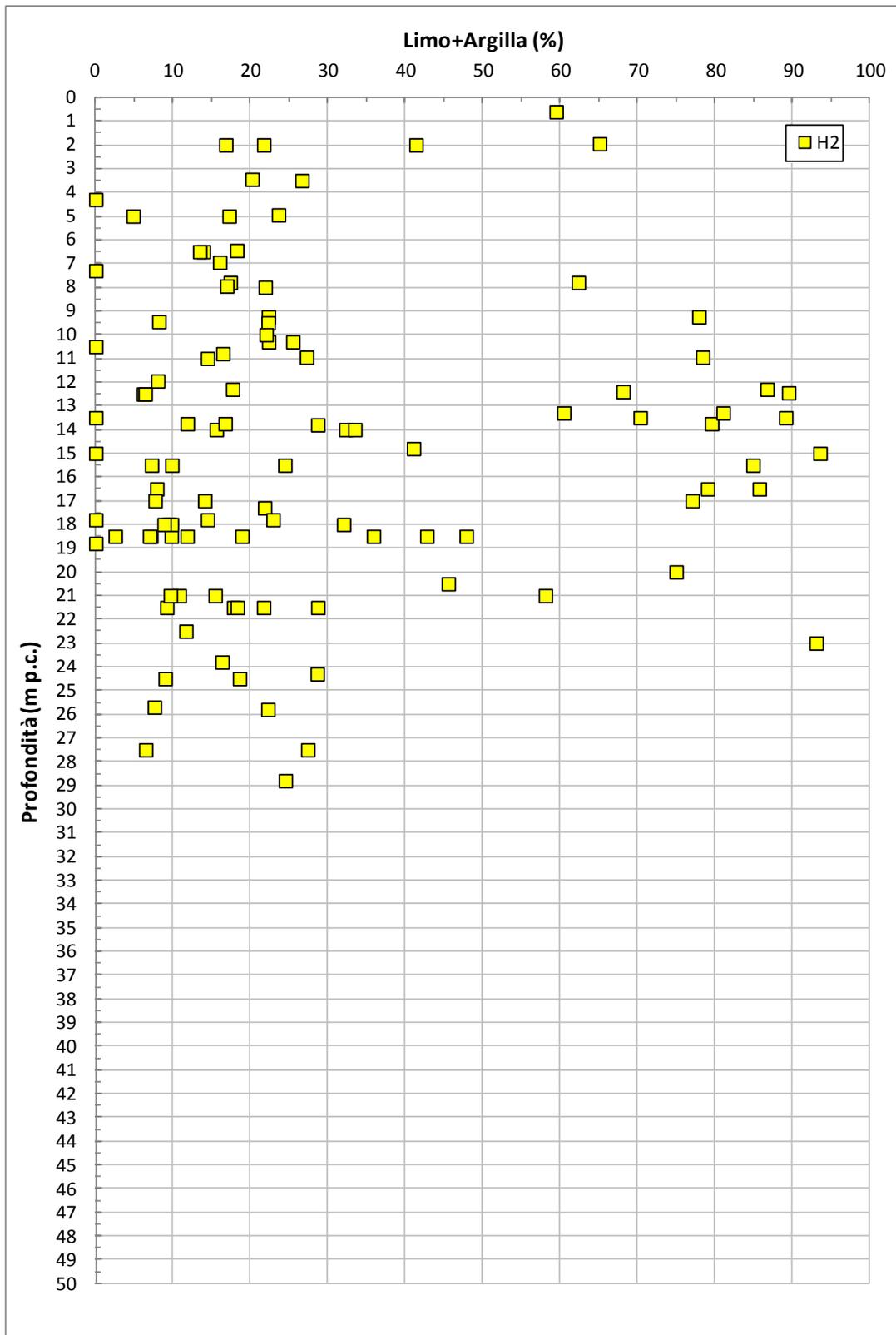


Figura 8.47: Formazione H2 – Contenuti di fine (CF)

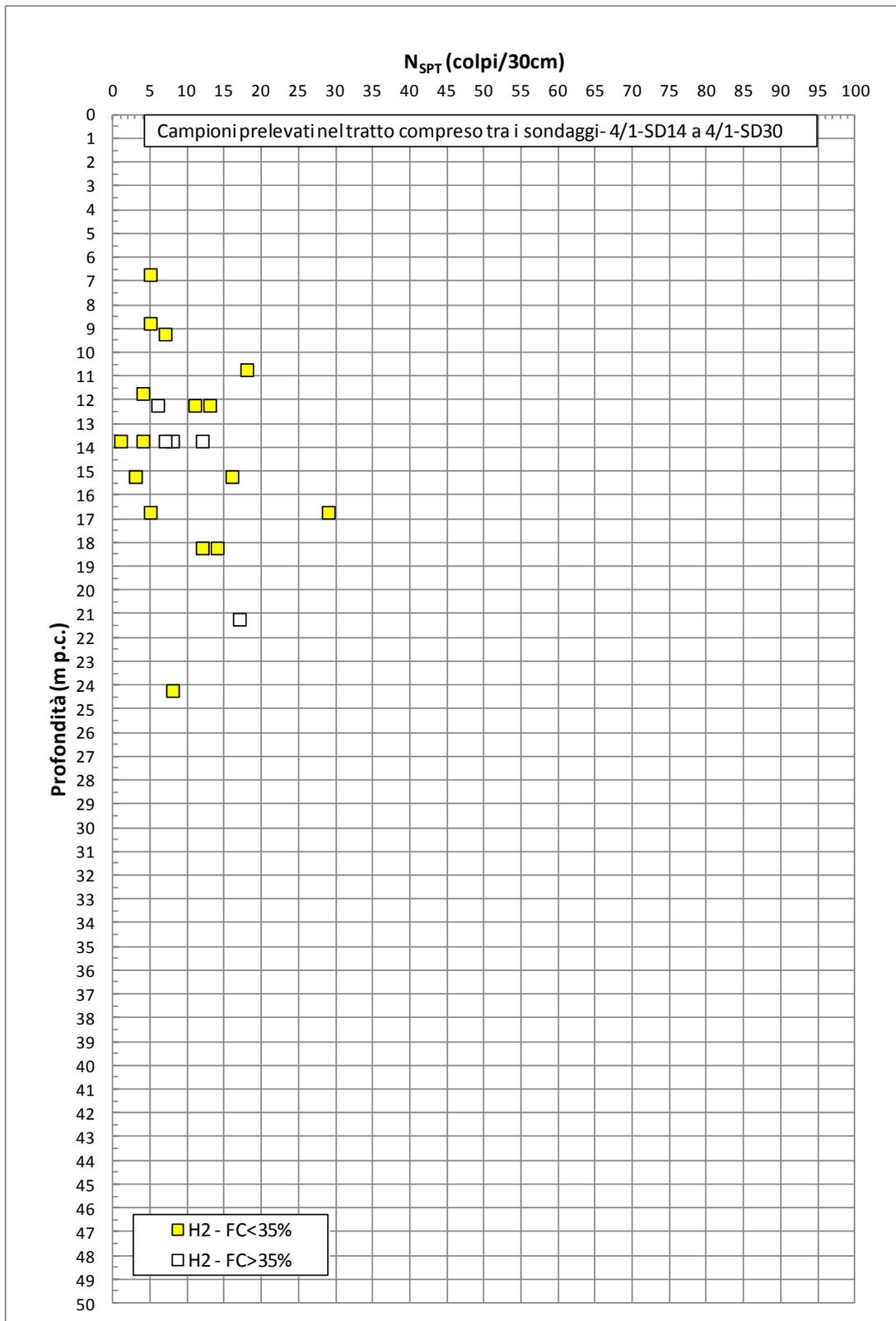
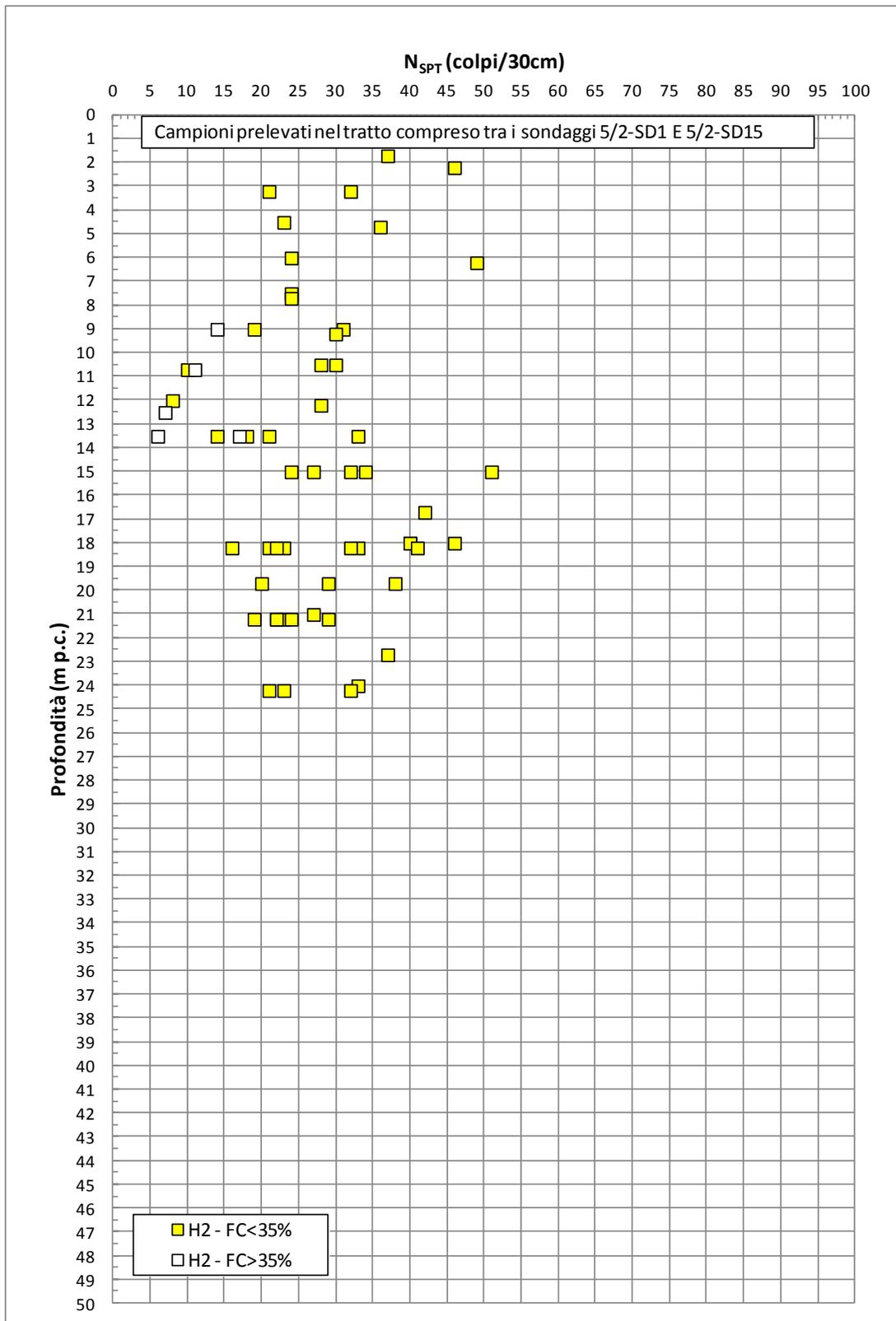
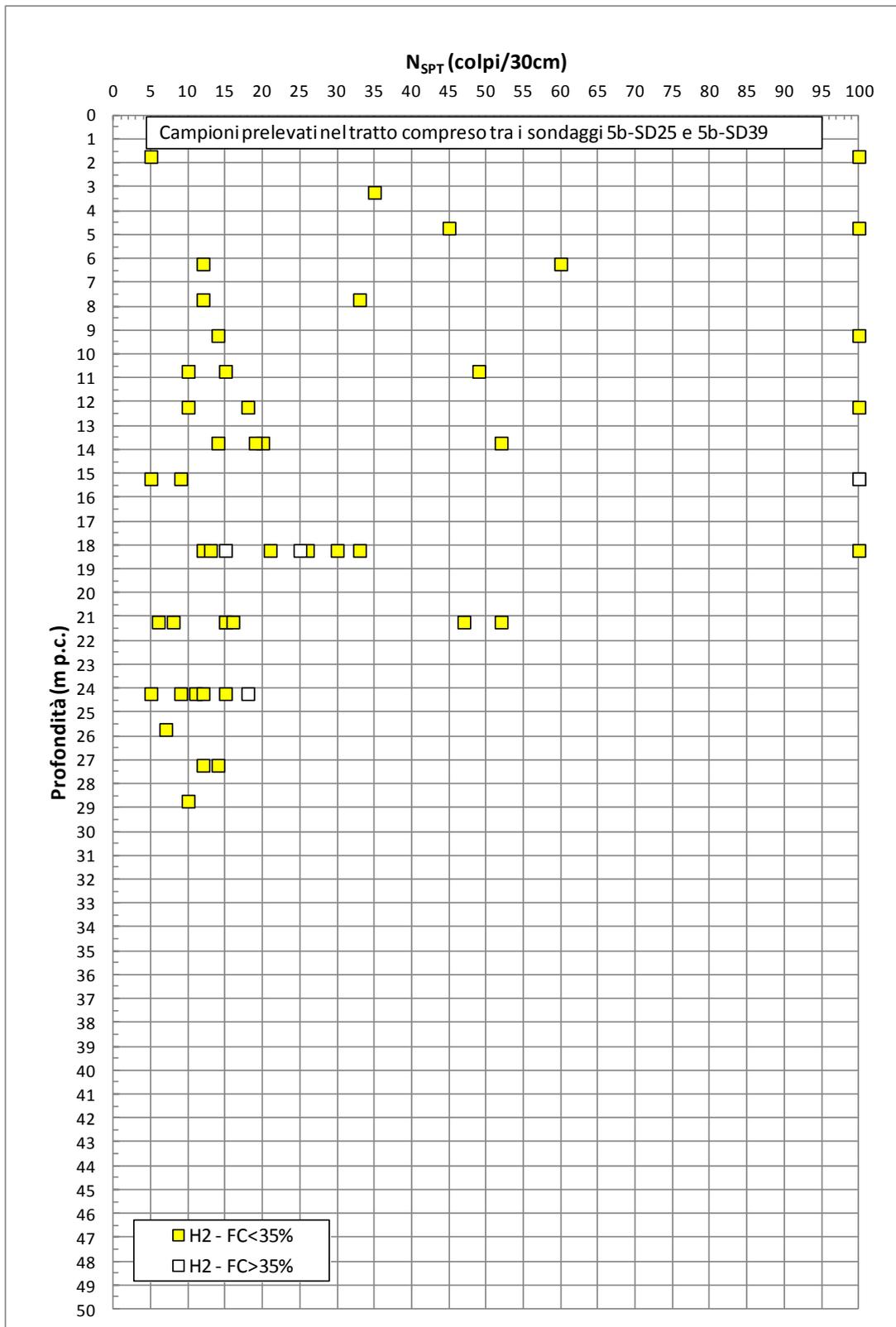


Figura 8.48: Formazione H2 (tra 4/1-SD14 e 4/1-SD30) – Valori di N<sub>SPT</sub>



**Figura 8.49: Formazione H2 (tra 5/2-SD1 e 5/2-SD15)– Valori di N<sub>SPT</sub>**



**Figura 8.50: Formazione H2 (tra 5b-SD25 e 5b-SD39)– Valori di N<sub>SPT</sub>**

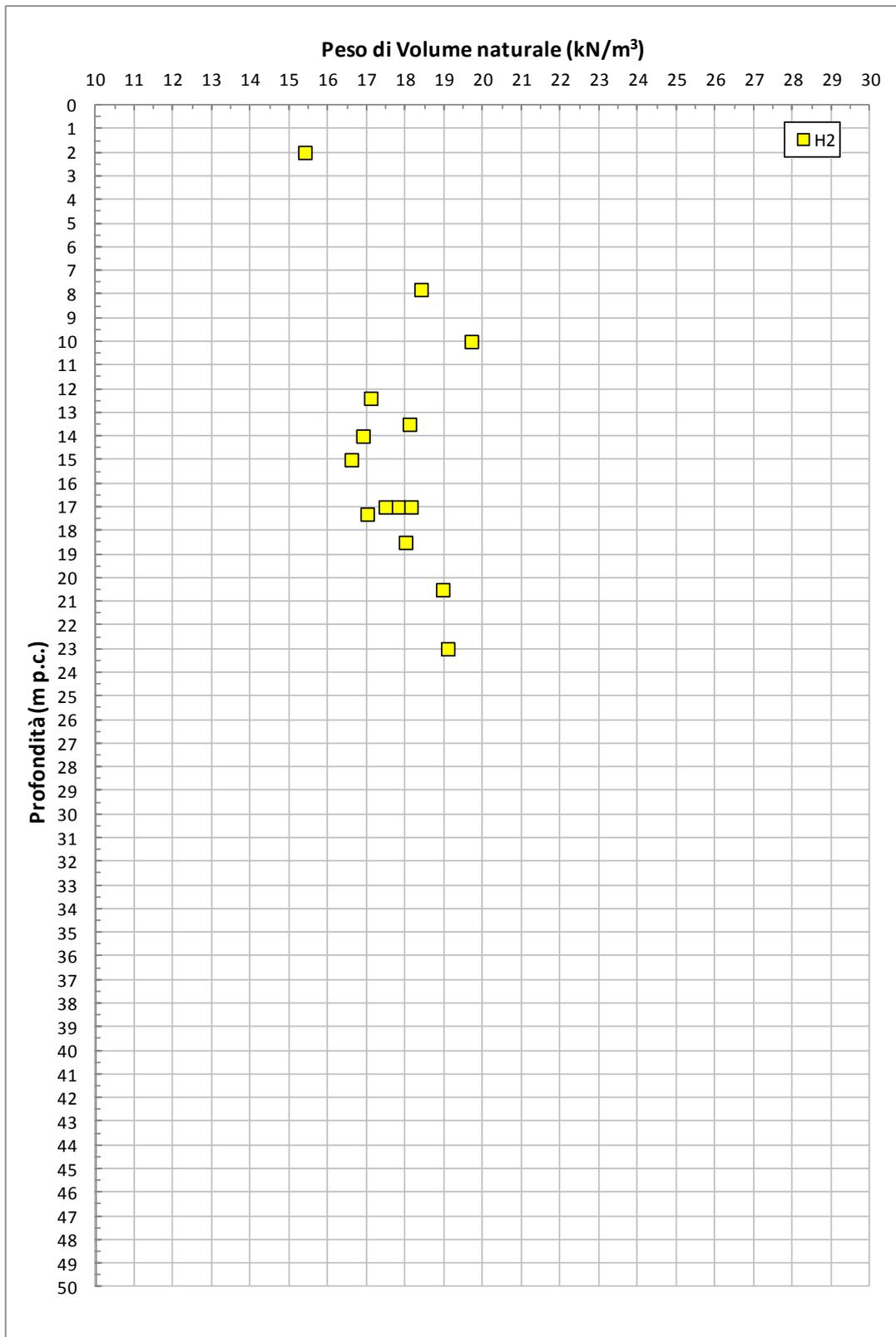
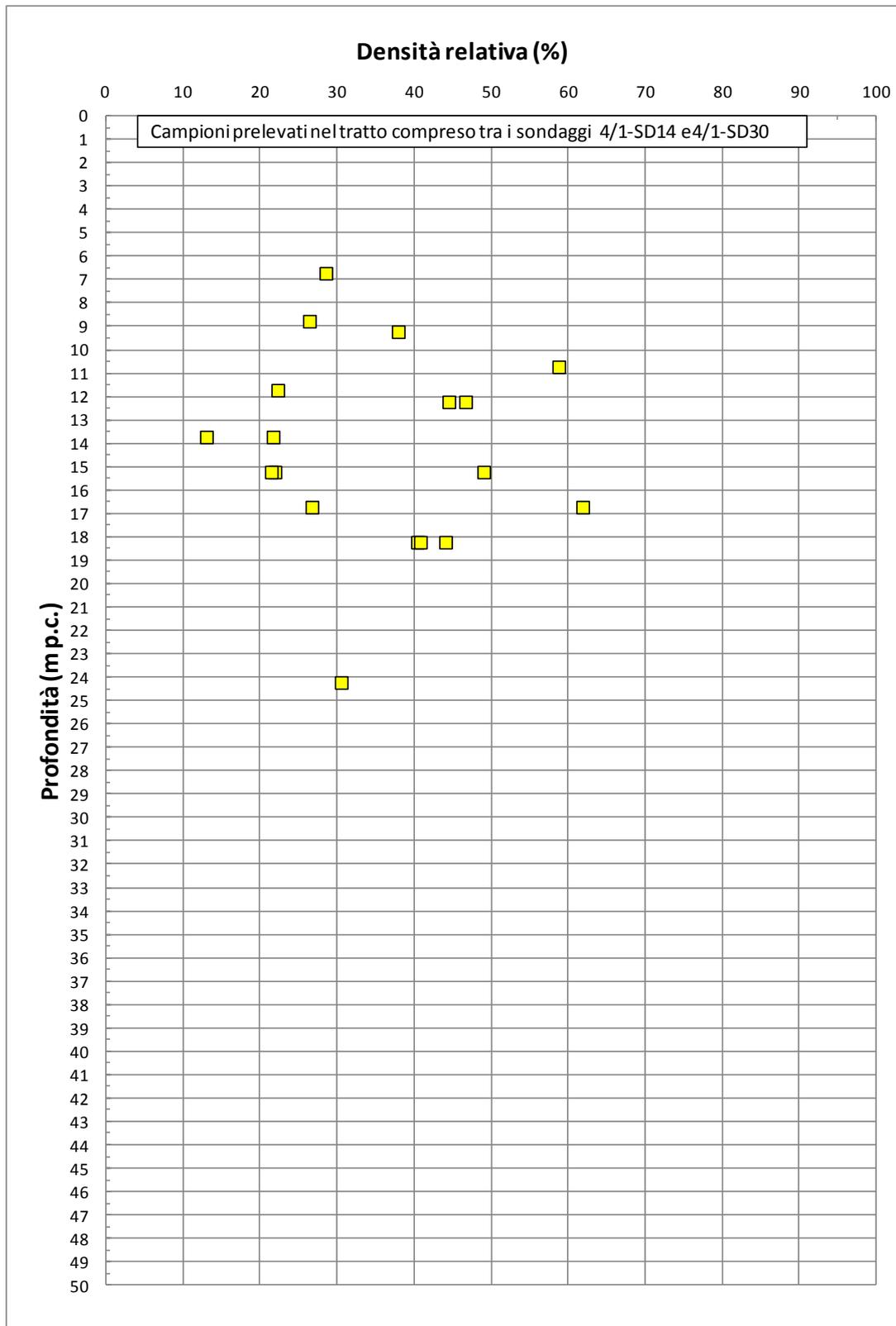
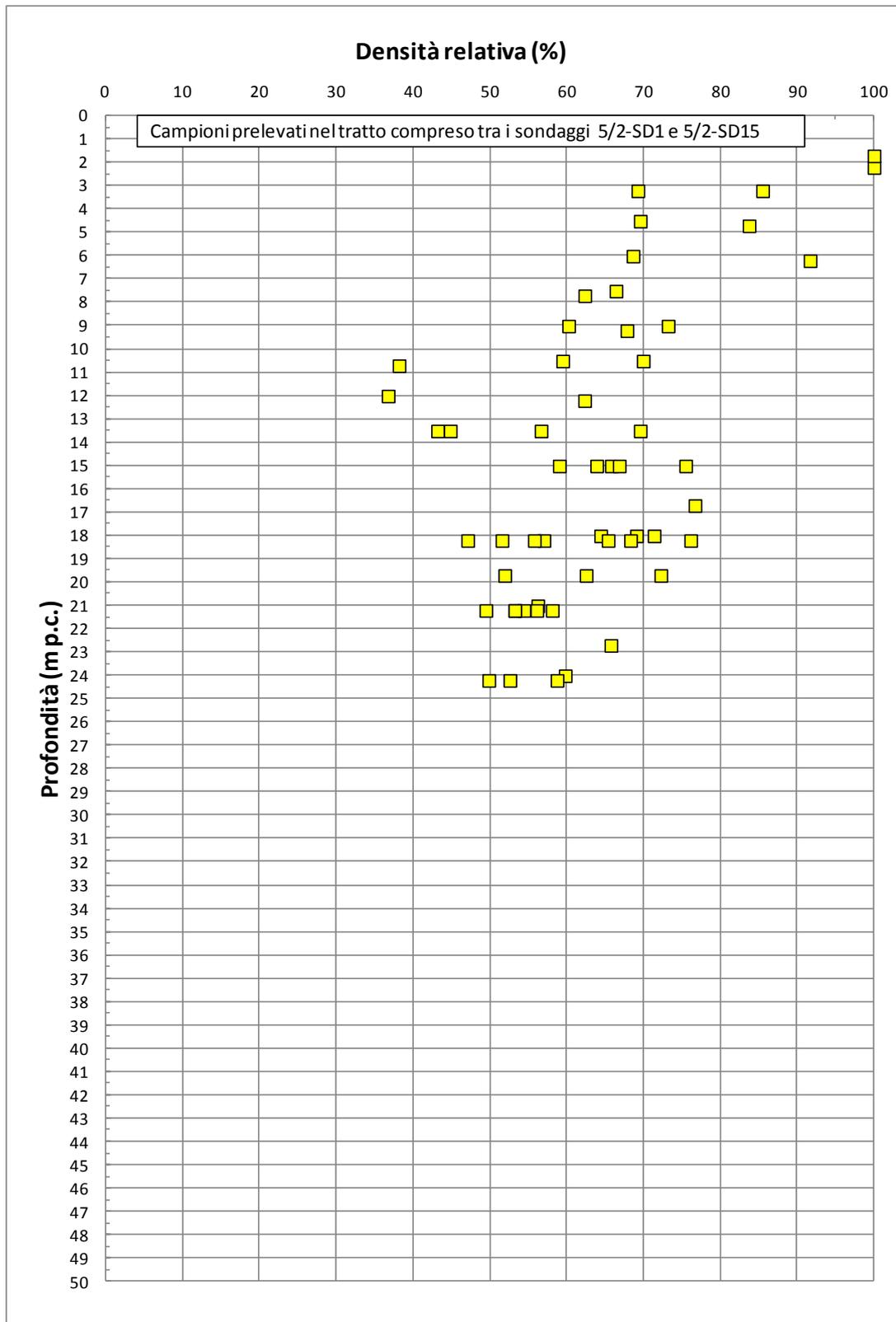


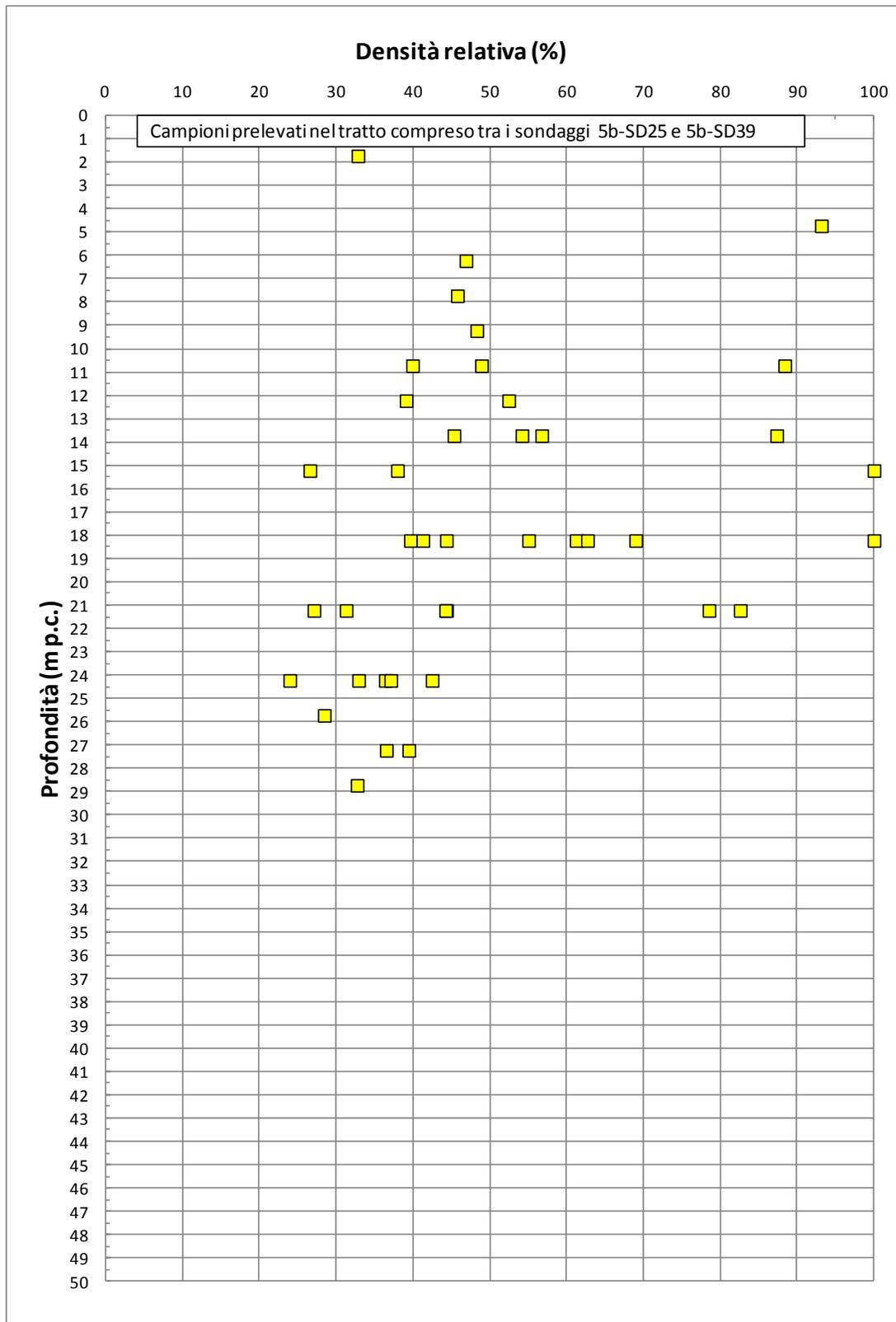
Figura 8.51: Formazione H2 – Pesì di volume naturale



**Figura 8.52: Formazione H2 (tra 4/1-SD14 e 4/1-SD30) – Densità relativa**



**Figura 8.53: Formazione H2 (tra 5/2-SD1 e 5/2-SD15) – Densità relativa**



**Figura 8.54: Formazione H2 (tra 5b-SD25 e 5b-SD30) – Densità relativa**

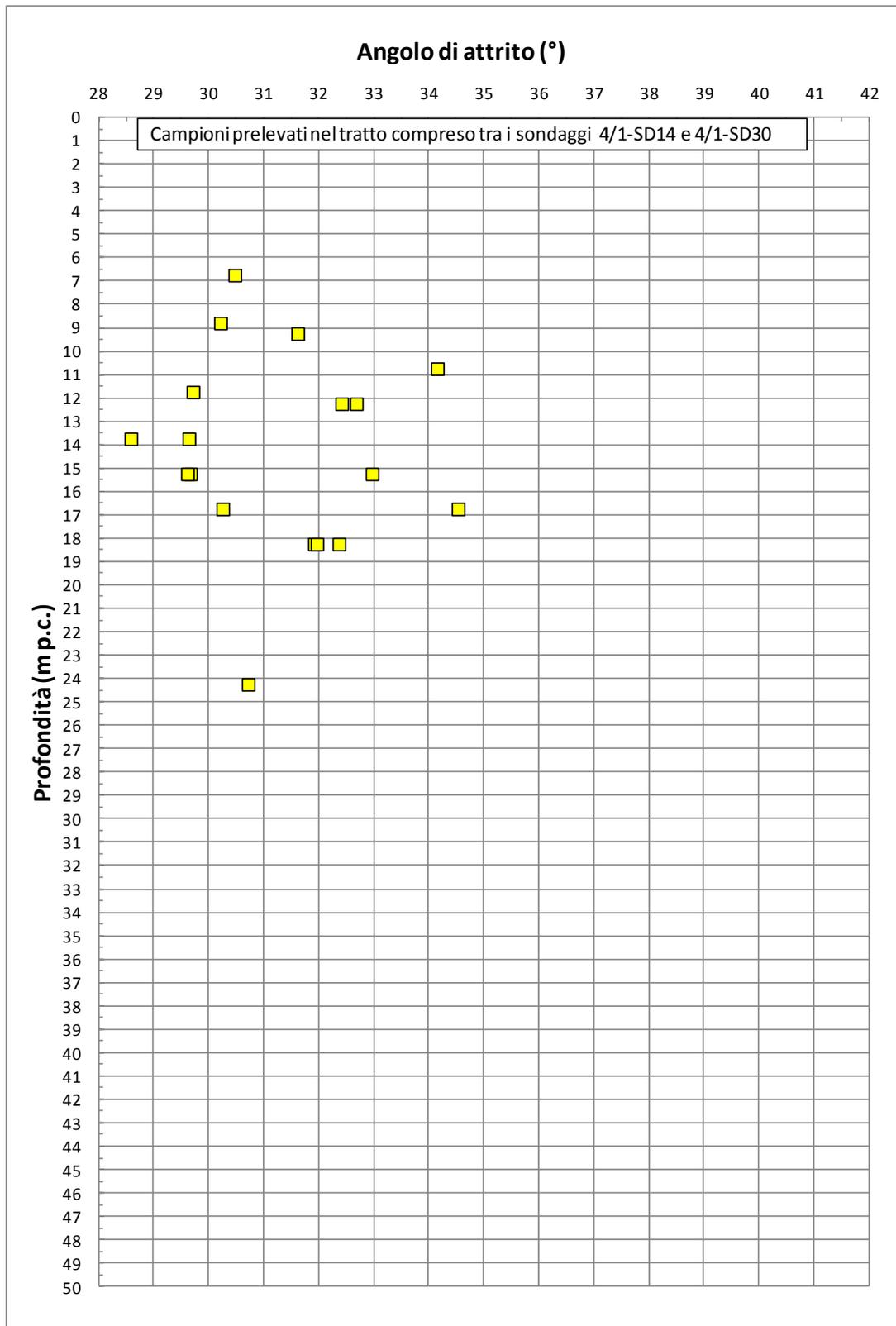
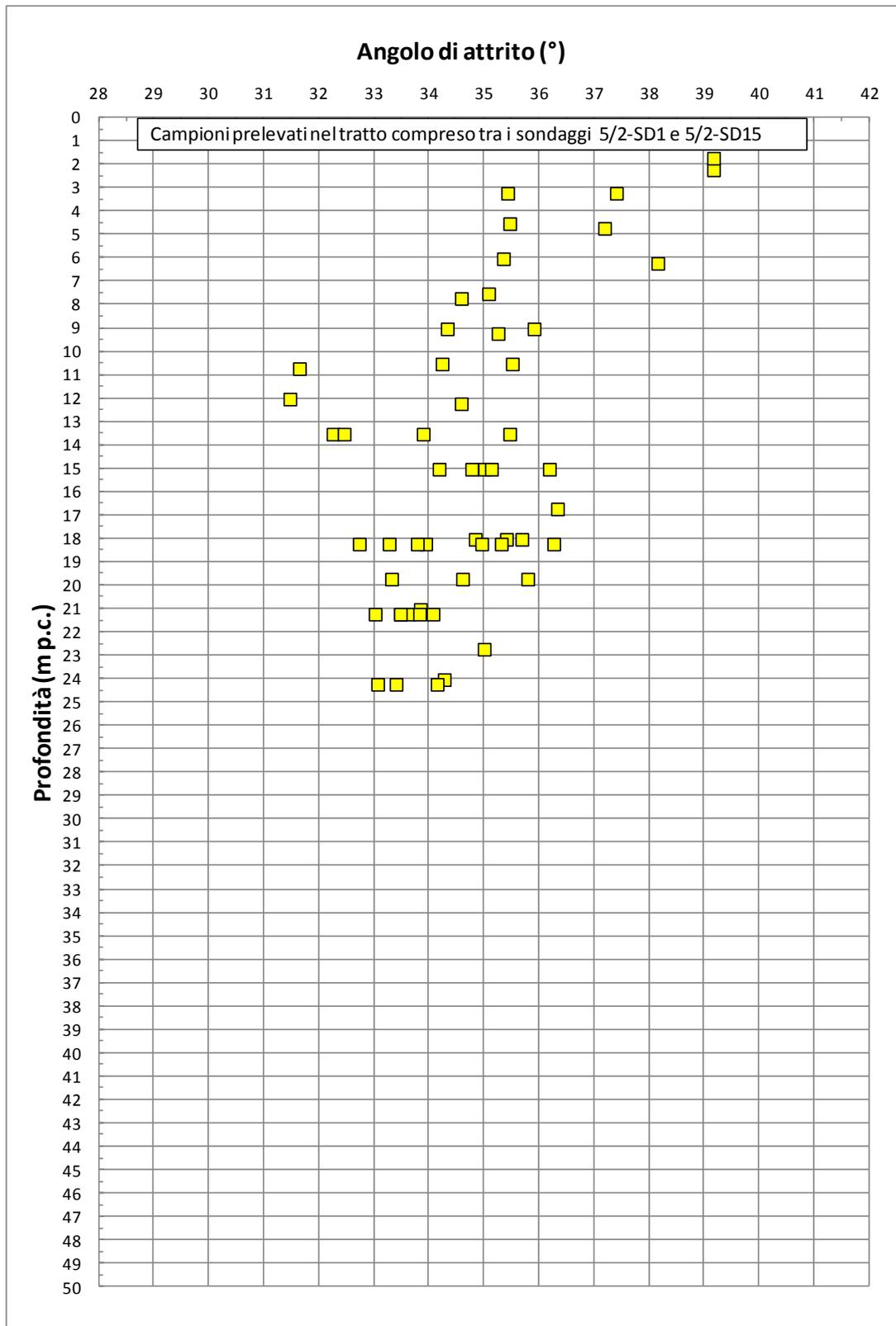
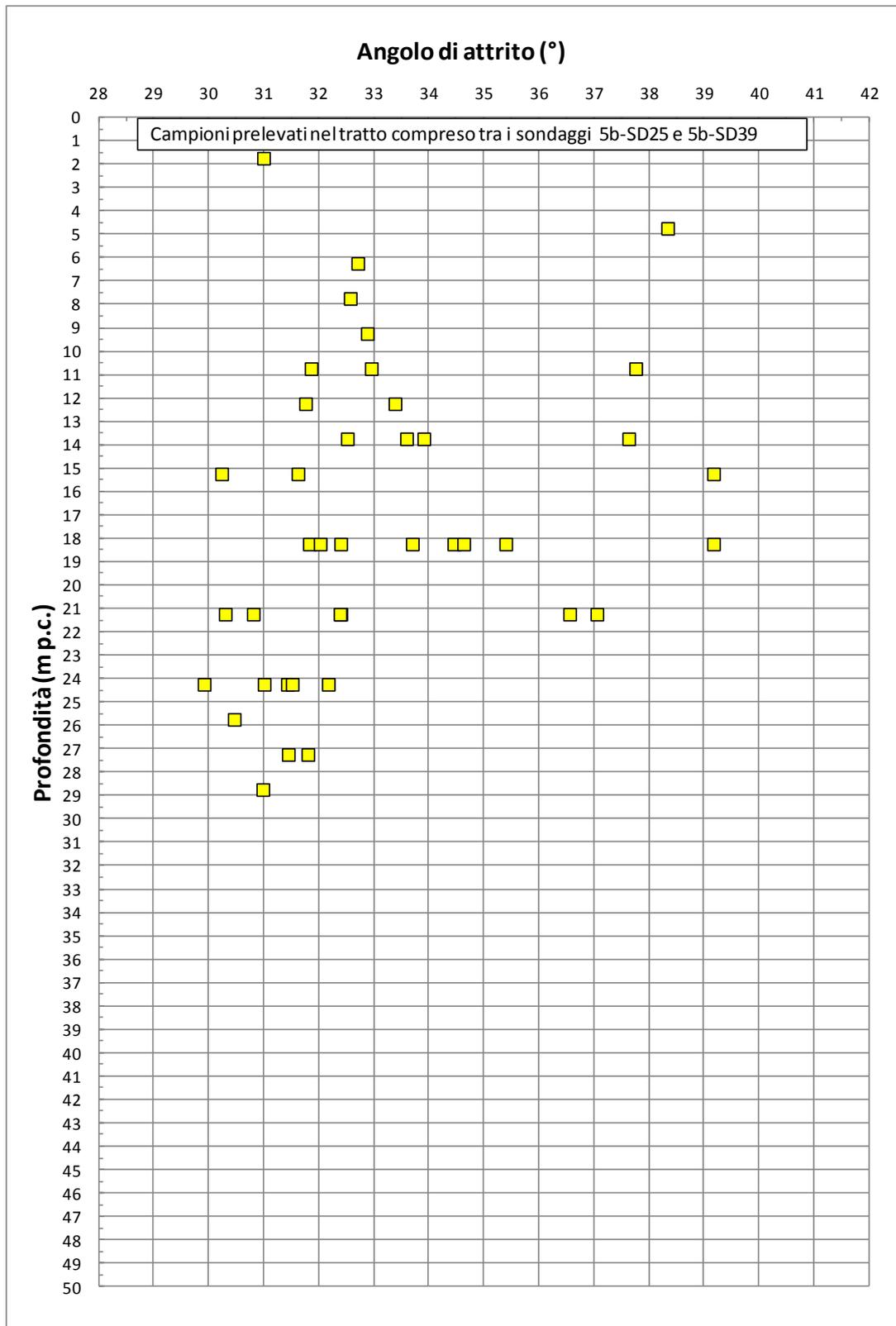


Figura 8.55: Formazione H2 (tra 4/1-SD14 e 4/1-SD30) – Angolo di attrito da prove SPT



**Figura 8.56: Formazione H2 (tra 5/2-SD1 e 5/2-SD15) – Angolo di attrito da prove SPT**



**Figura 8.57: Formazione H2 (tra 5b-SD25 e 5b-SD30) – Angolo di attrito da prove SPT**

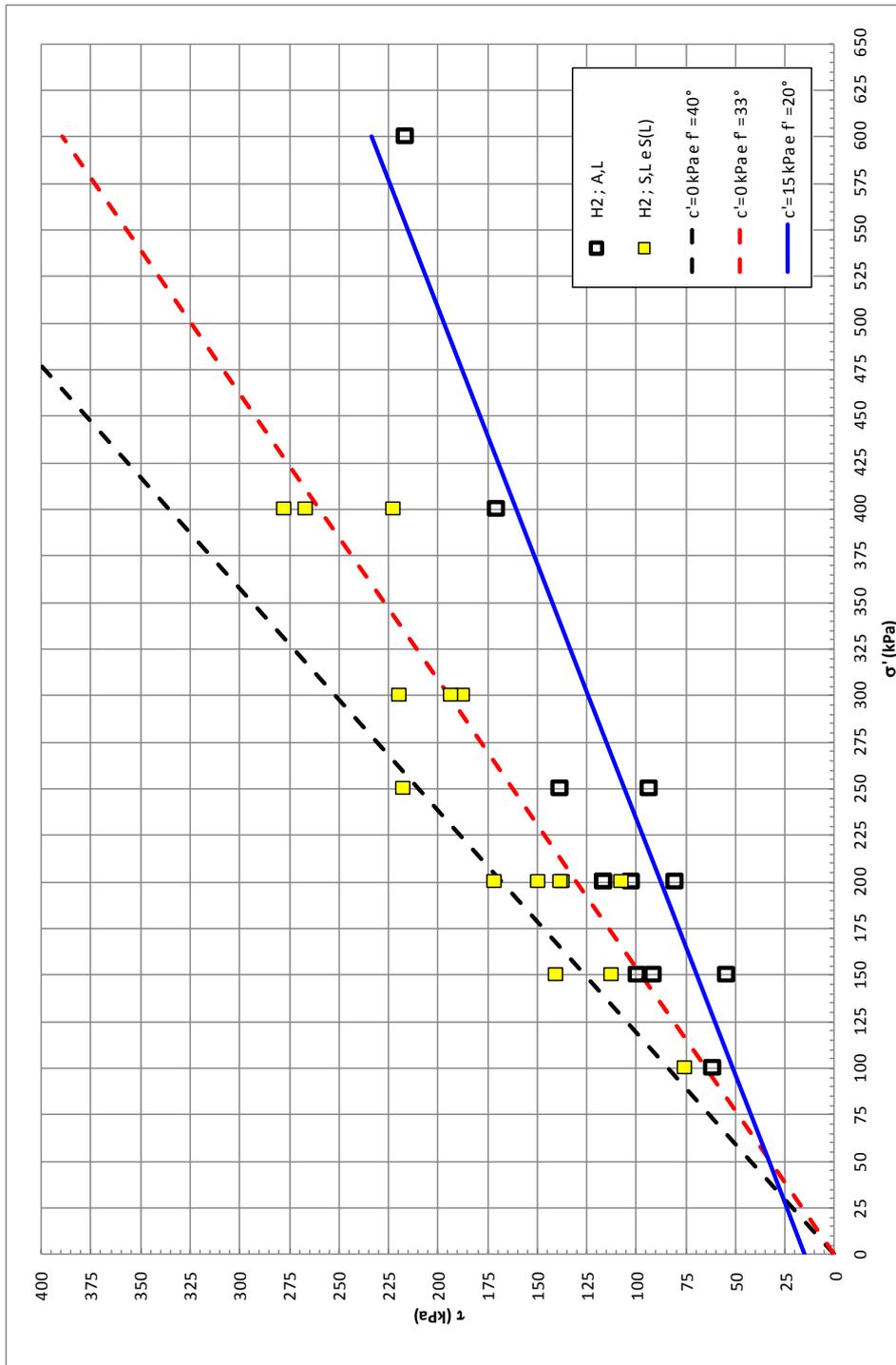


Figura 8.58: Formazione H2 – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

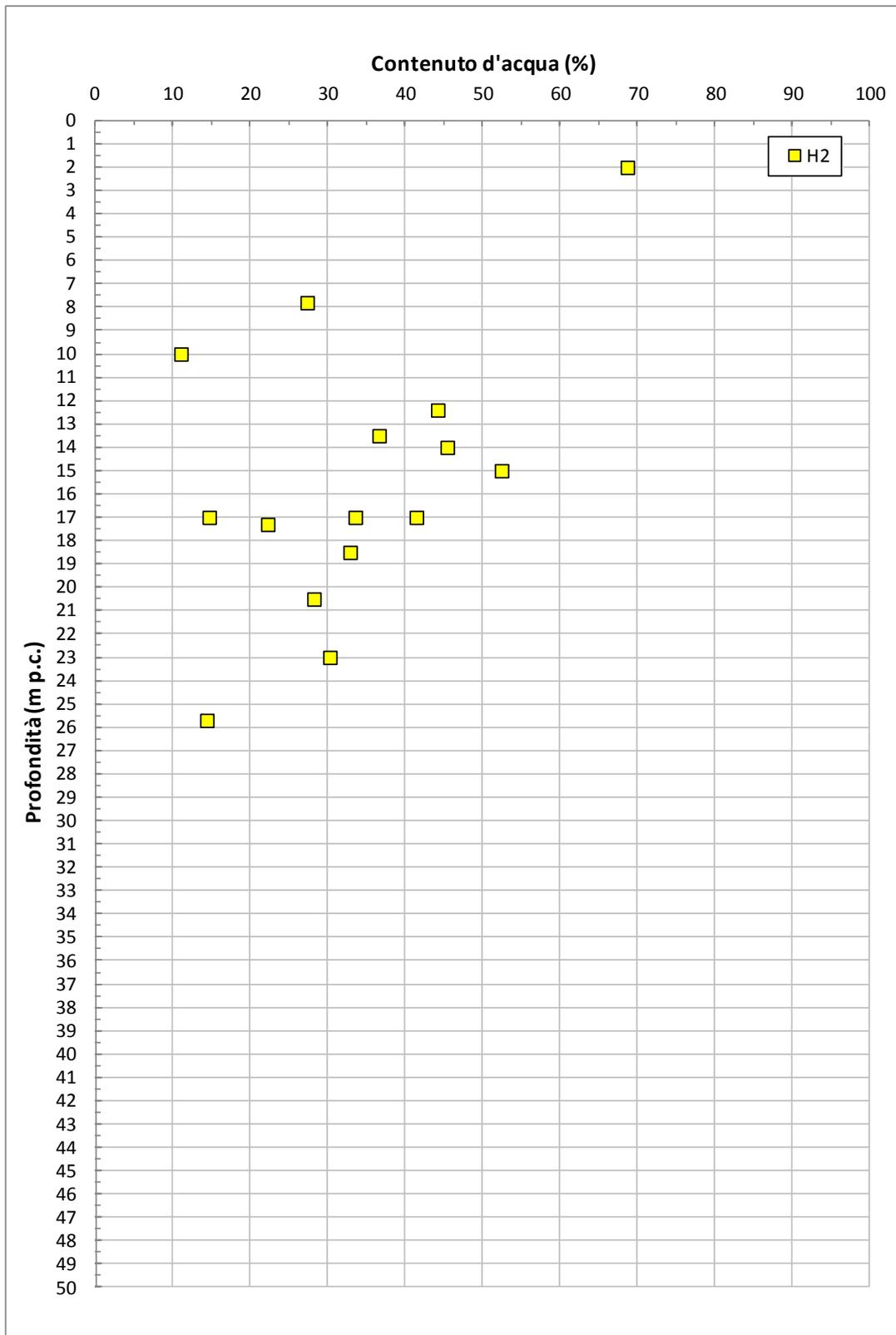


Figura 8.59: Formazione H2 – Contenuto d'acqua naturale

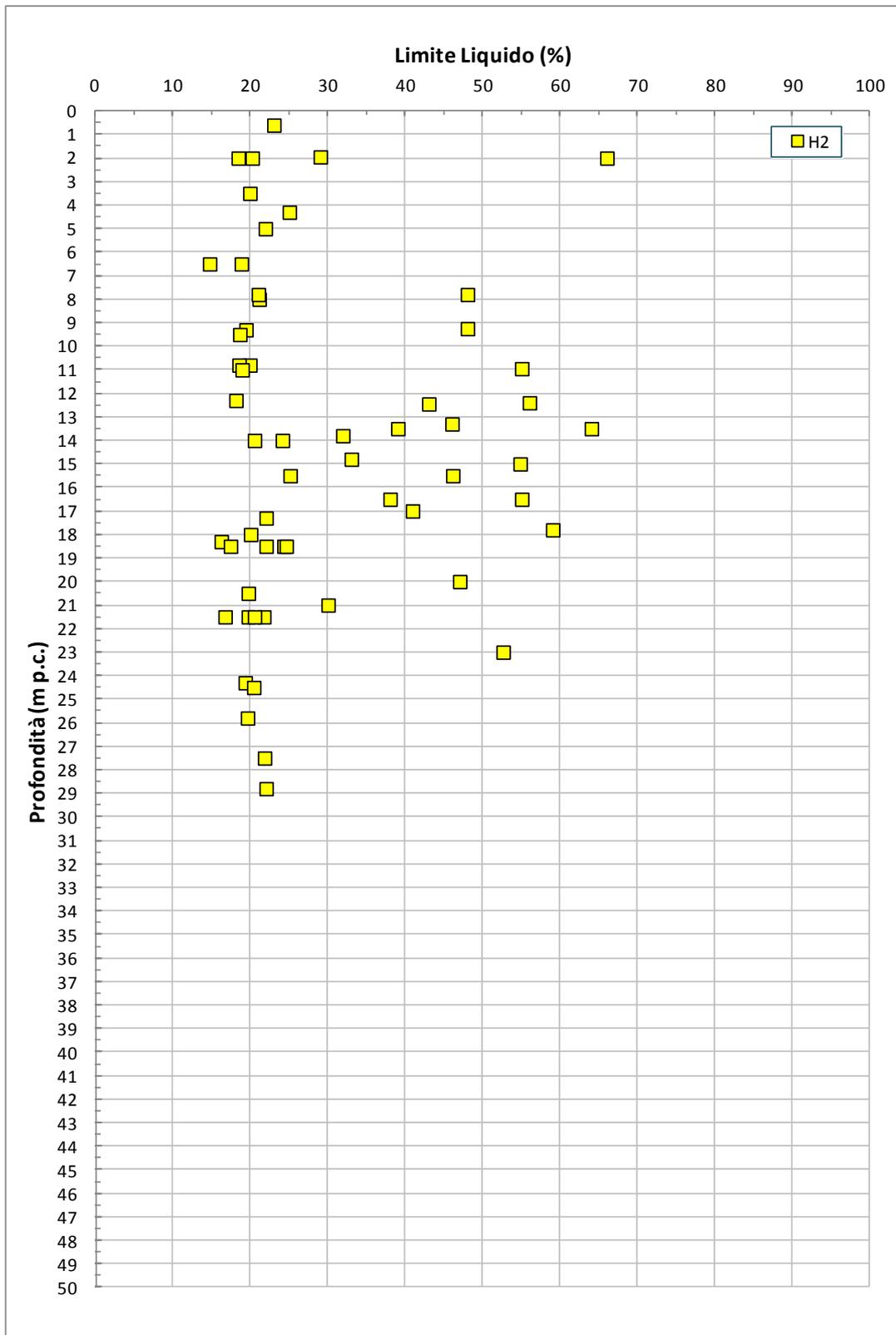


Figura 8.60: Formazione H2 – Limite Liquido

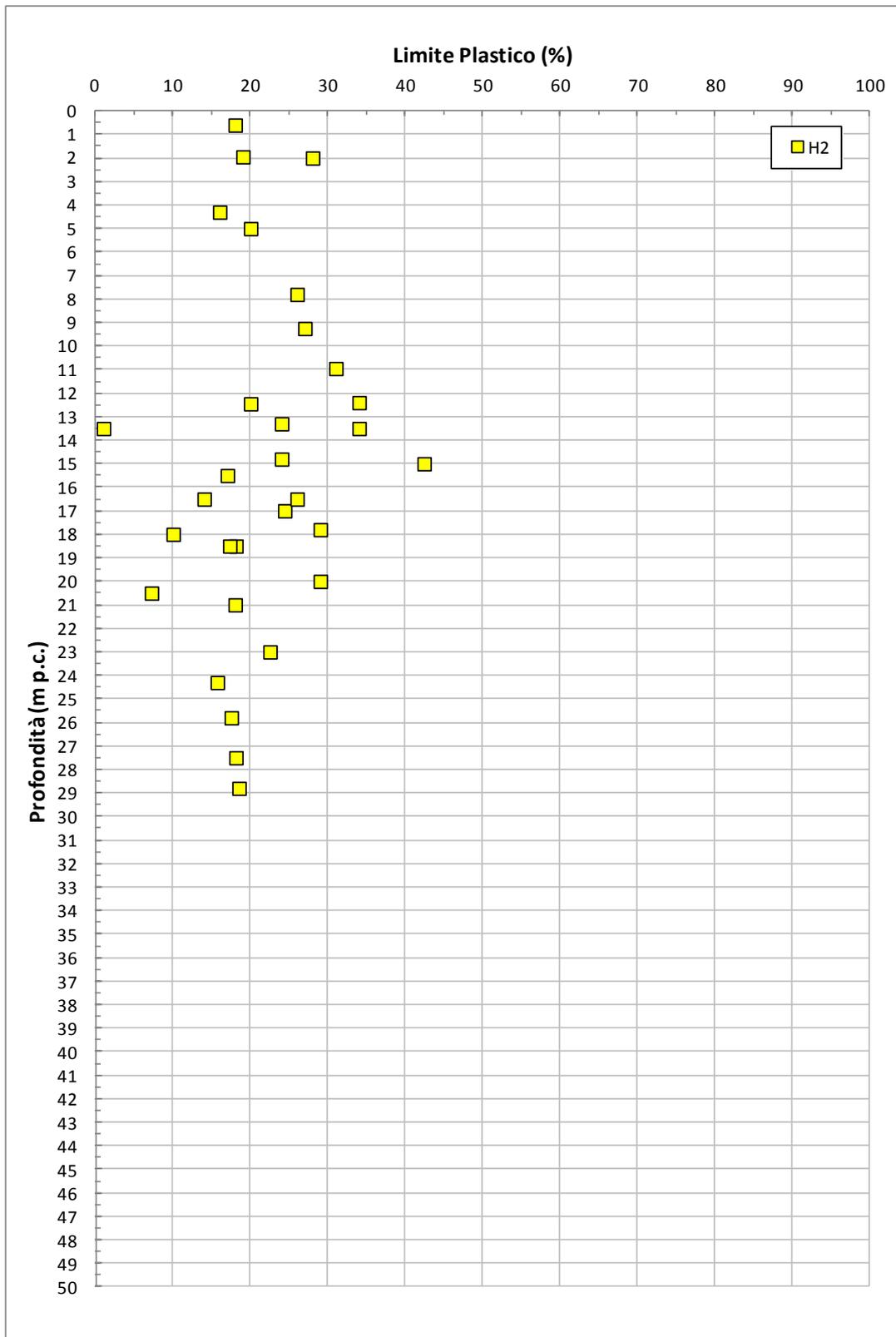


Figura 8.61: Formazione H2 – Limite Plastico

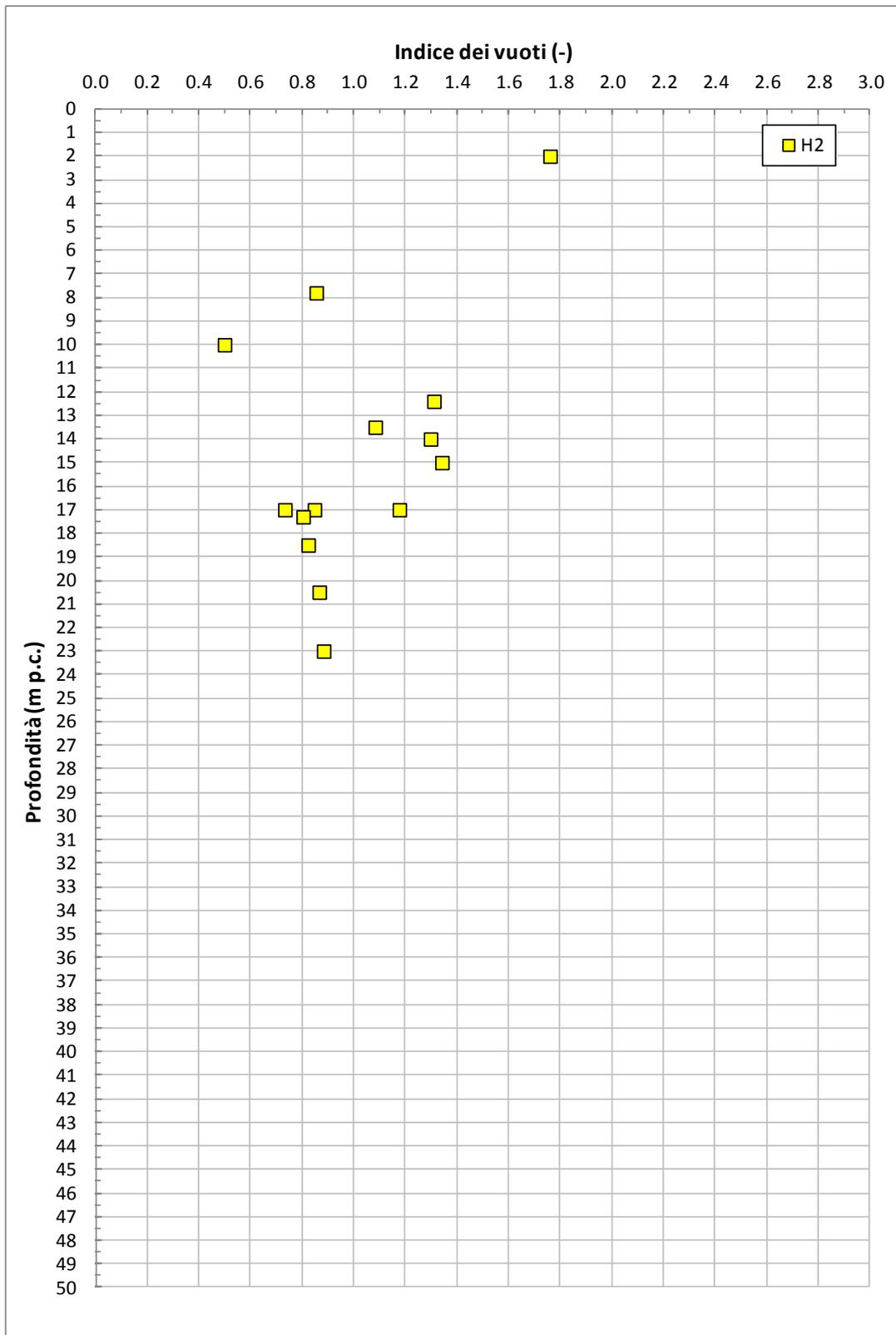


Figura 8.62: Formazione H2 – Indice dei vuoti

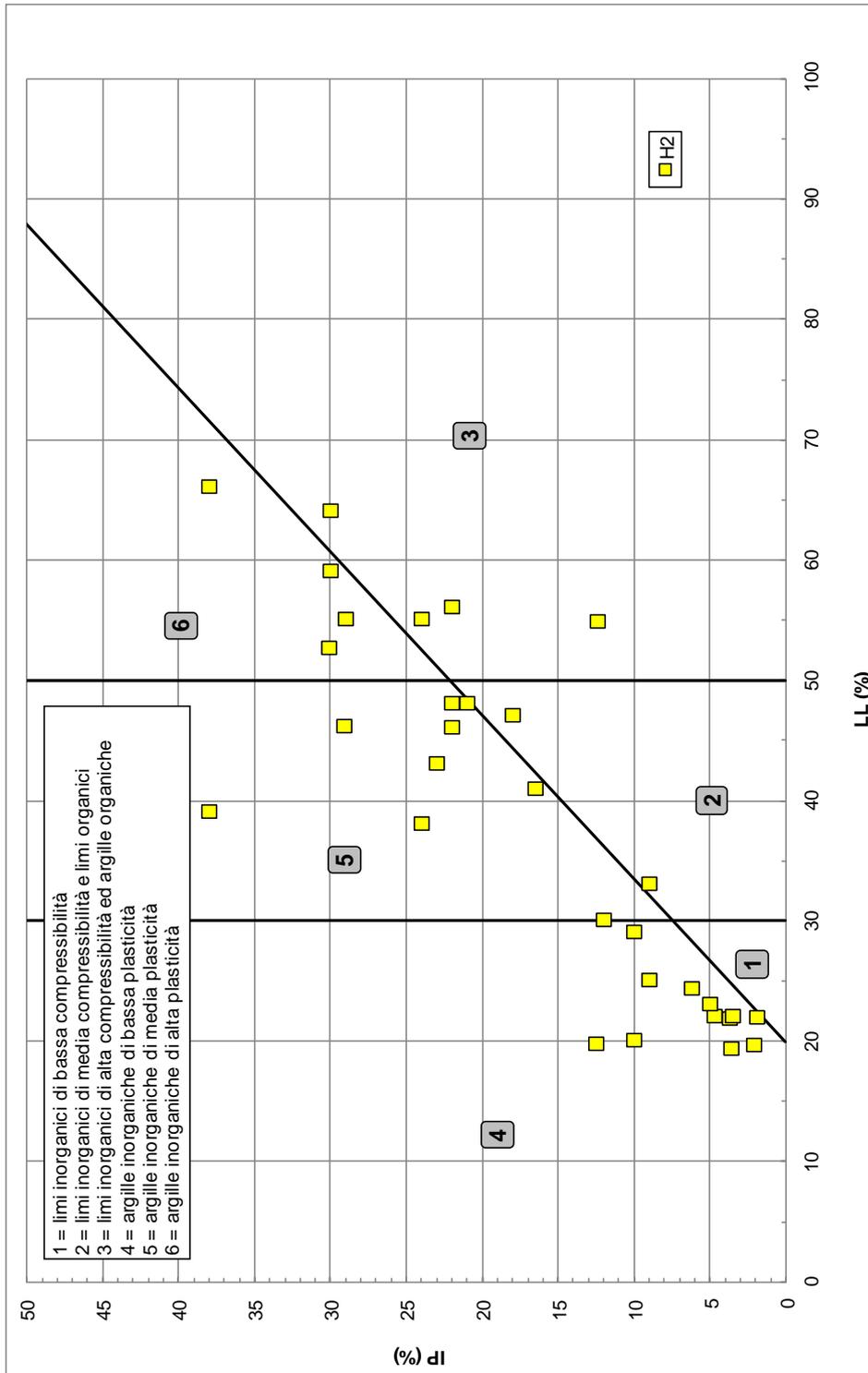
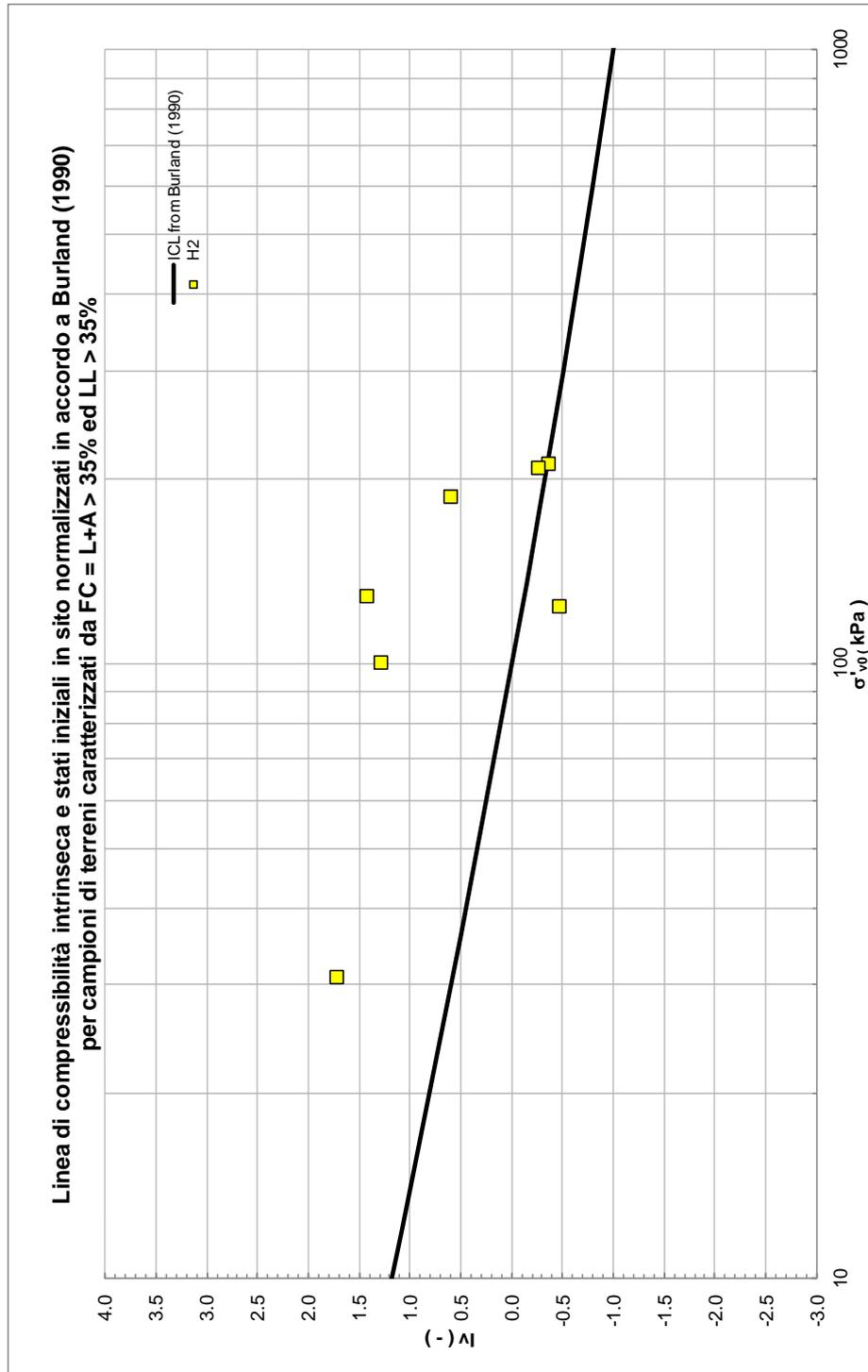
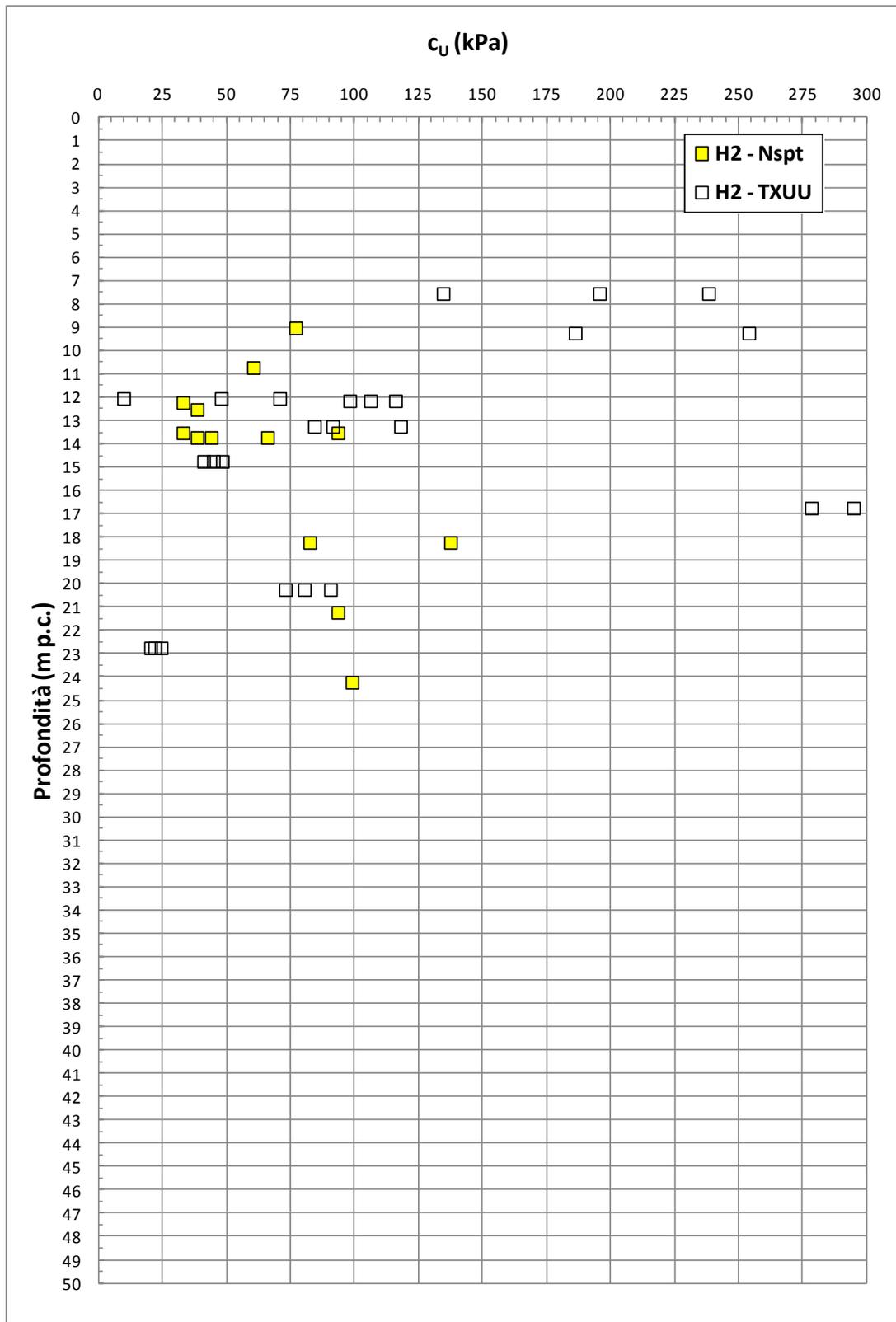


Figura 8.63: Formazione H2 – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.64: Formazione H2 – Piano di Burland**



**Figura 8.65: Formazione H2 – Coesione non drenata**

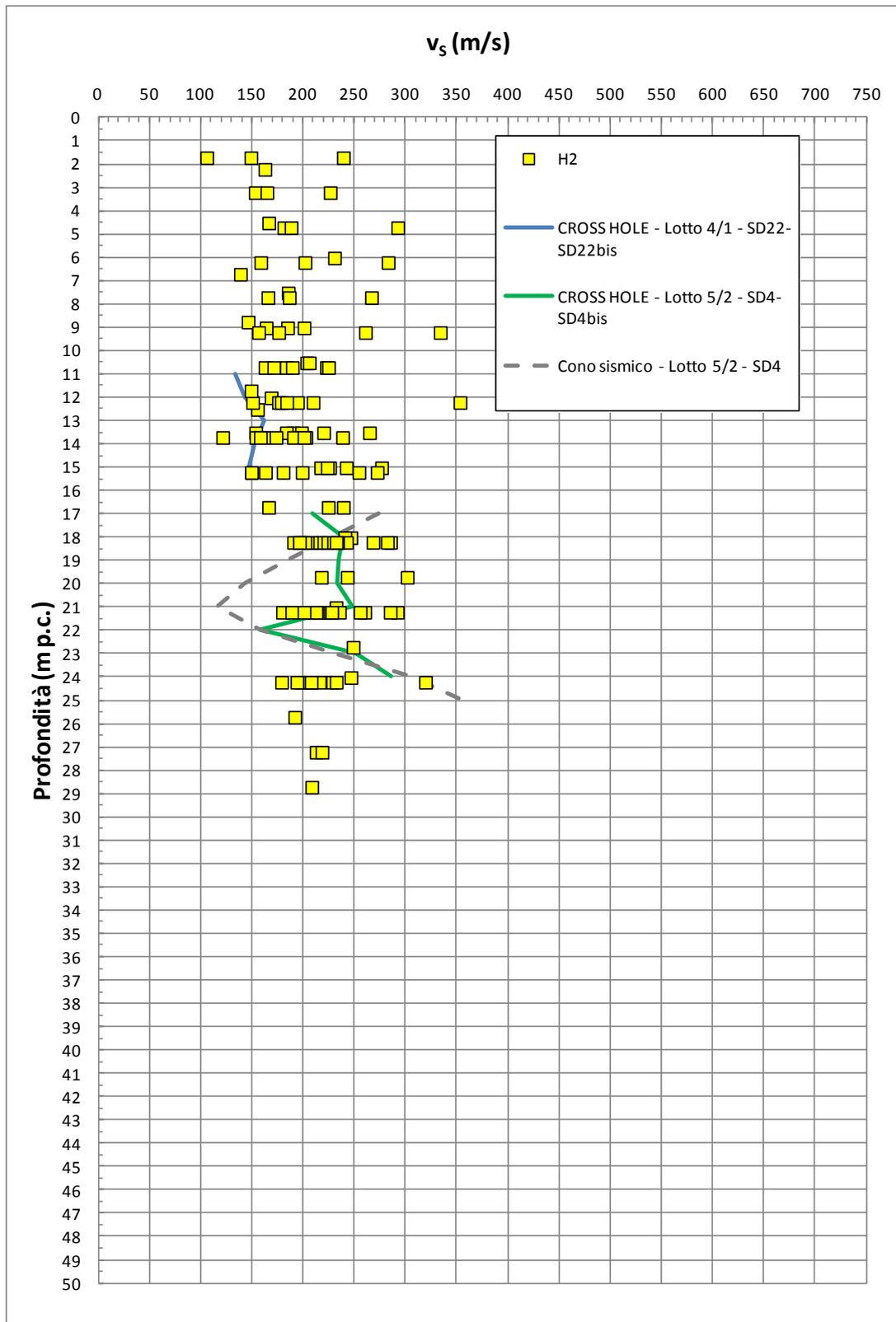
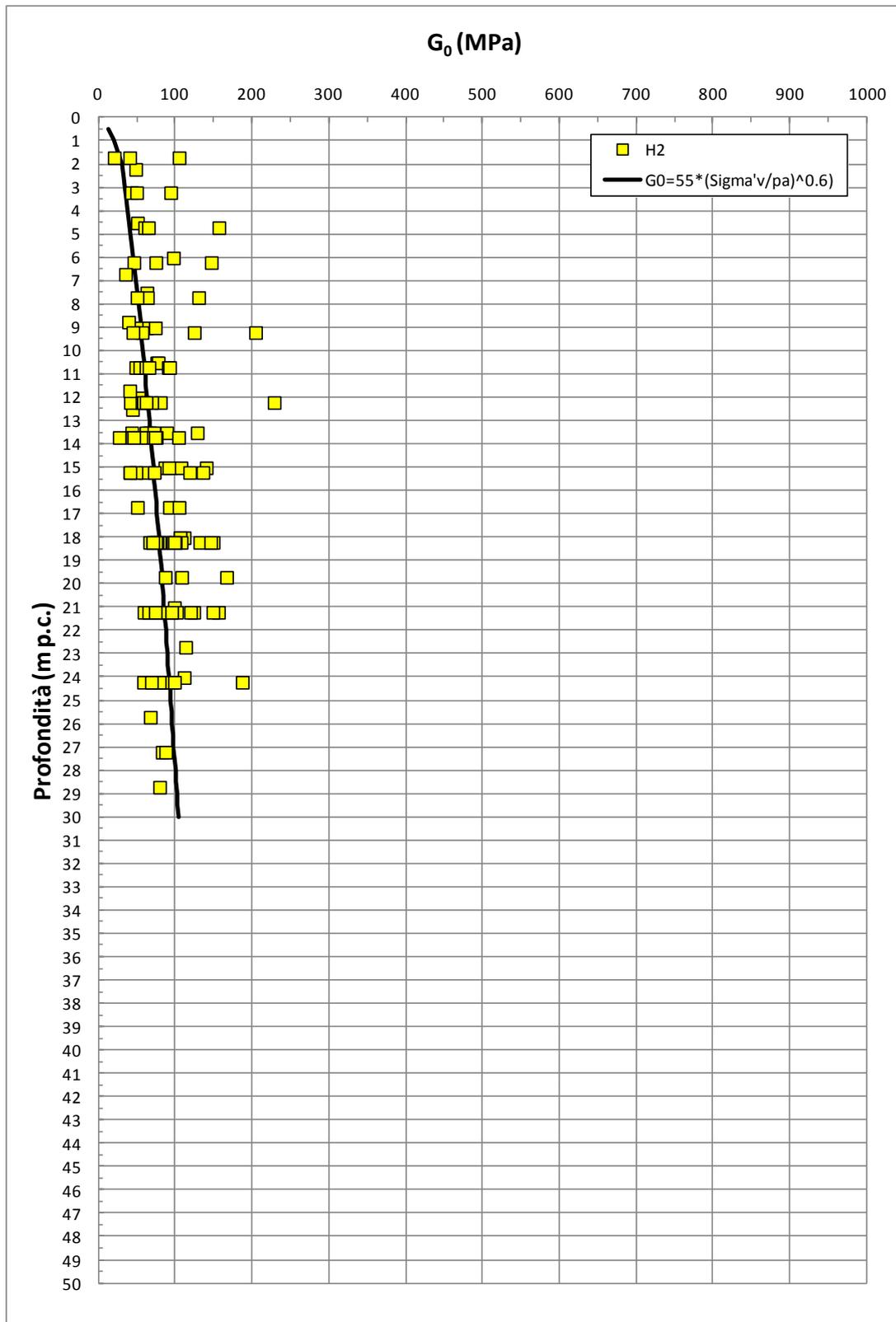


Figura 8.66: Formazione H2 – Valori di  $v_s$

Figura 8.67: Formazione H2 – Valori di  $G_0$

### 8.11 **Depositi H3a (lagunari), H3b (deltizi) ed H3c (di spiaggia)**

La natura geologica e la composizione granulometrica delle tre formazioni in oggetto sono così riassumibili:

- La formazione H3a risulta geologicamente ascrivibile a depositi olocenici lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti argille con limi, argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, talora in fitte alternanze, con inclusioni di resti vegetali e locale presenza di malacofauna di ambiente salmastro.
- La formazione H3b risulta geologicamente ascrivibile a depositi olocenici di ambiente deltizio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose con locali livelli di argilla con limo debolmente sabbioso.
- La formazione H3c risulta geologicamente ascrivibile a depositi olocenici di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbia fine e media, sabbia limosa e subordinata argilla limosa; si possono rinvenire localmente livelli di argille con limi sabbiosi, resti vegetali in decomposizione ed inclusioni torbose. Presenza di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi H3a, H3b ed H3c è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

Il contenuto di fine (FC) dei tre depositi in oggetto risulta generalmente inferiore al 35% nella formazione H3c e superiore al 35% nelle formazioni H3a ed H3b (vedi Figura 8.68); si possono tuttavia riscontrare anche intercalazioni limoso-argillose nella formazione H3c ed intercalazioni sabbioso-limose nelle formazioni H3a e H3b.

Nella Figura 8.69 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%; si può osservare quanto segue:

- formazione H3a → i valori di  $N_{SPT}$  risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 1÷75 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico:  $5 \leq N_{SPT} \leq 20$  colpi/30 cm.
- formazione H3b → i valori di  $N_{SPT}$  risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 0÷65 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico:  $5 \leq N_{SPT} \leq 15$  colpi/30 cm.
- formazione H3c → i valori di  $N_{SPT}$  risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 5÷45 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico:  $5 \leq N_{SPT} \leq 35$  colpi/30 cm.

### 8.11.1 Caratteristiche fisiche

Le formazioni in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presentano le composizioni riportate nella Tabella 8.14; per quanto attiene invece ai terreni sabbiosi della formazione H3c, caratterizzati da percentuali di fine inferiori al 35%, risulta quanto segue:

- sabbia = 41 ÷ 97% mediamente 80%
- limo = 6 ÷ 25% mediamente 16%
- argilla = 5 ÷ 16% mediamente 8%
- ghiaia = 0 ÷ 17% mediamente 4%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 3% ÷ 33% mediamente 24%

**Tabella 8.14: Formazioni H3a, H3b ed H3c  
composizione granulometrica dei livelli a grana fine**

	Formazione H3a		Formazione H3b		Formazione H3c	
	Intervallo (%)	Media (%)	Intervallo (%)	Media (%)	Intervallo (%)	Media (%)
limo	24÷89	47	23÷55	43	26÷61	40
argilla	1÷66	43	12÷57	30	11÷53	37
sabbia	2÷33	9	5÷57	26	3÷62	21
ghiaia	0÷6	<1	0÷7	<1	1÷7	2
<b>limo + argilla</b>	<b>67÷98</b>	<b>92</b>	<b>41÷95</b>	<b>82</b>	<b>37÷97</b>	<b>77</b>

Il peso di volume naturale risulta variabile in un range di valori piuttosto ampio, variabile da 17÷20 kN/m<sup>3</sup> nel caso di materiali a grana fine a 18÷21 kN/m<sup>3</sup> nel caso di materiali a grana grossa (vedi Figura 8.70).

La densità relativa ( $D_r$ ) della formazione H3c, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT presenta valori piuttosto dispersi (vedi Figura 8.71); la maggior parte dei valori ricade nell'intervallo  $D_r=30\div80\%$ . I livelli sabbiosi della formazione H3b, per i quali si dispone di relativamente pochi dati, sono caratterizzati da valori di densità relativa pari a  $D_r=30\div50\%$ ; per quanto concerne la formazione H3a, i pochi dati disponibili indicano un valore di densità relativa nell'intorno di  $D_r=20\div25\%$ . Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

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

- Figura 8.72: contenuto d'acqua
- Figura 8.73: limite liquido
- Figura 8.74: limite plastico
- Figura 8.75: indice dei vuoti
- Figura 8.76: carta di plasticità di Casagrande

Nella

Figura **8.77** si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca  $IC_{Loed}$ . I livelli limoso-argillosi appartenenti alle formazioni H3a, H3b ed H3c, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B2/A ossia risultano normalconsolidati o strutturati; tale aspetto andrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo. Per la formazione H3a si hanno anche valori ascrivibili a terreni tipo B1 ossia risultano sovraconsolidati. Alla luce di quanto sopra, in questa fase progettuale, per tali livelli limoso-argillosi i calcoli geotecnici dovranno essere effettuati utilizzando modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo Plaxis) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di Rocchi et al, 2003).

### 8.11.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati, ha fornito (vedi Figura 8.78):

- per la formazione H3a si hanno pochi valori variabili tra  $\varphi' = 29^\circ\div 30^\circ$
- nel caso della formazione H3b si hanno valori variabili tra  $\varphi' = 30^\circ\div 33^\circ$
- la formazione H3c (vedi Figura 8.78) presenta valori dispersi, compresi nell'intervallo di  $\varphi' = 31^\circ\div 37^\circ$ .

I risultati delle prove di taglio diretto eseguite su campioni sabbioso-limosi della formazione H3c hanno evidenziato valori più alti di quelli sopra riportati (vedi Figura 8.81).

Prove di taglio diretto eseguite su campioni di argille con limo delle formazioni H3a ed H3c hanno fornito valori pari di resistenza pari a  $c'=0\div 5$  kPa e  $\varphi'= 24\div 28^\circ$  (vedi Figura 8.79 e Figura 8.81). Prove triassiali TXCIU eseguite su campioni di argilla con

limo delle formazioni H3a e H3b hanno fornito valori pari di resistenza pari a  $c'=0$  kPa e  $\varphi'=23\div 32^\circ$  (vedi Figura 8.79 e Figura 8.80).

Sulla base di quanto sopra, alle formazioni H3a, H3b ed H3c possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 35\div 36^\circ$  solo per le sabbie dense e limitatamente alla formazione H3c
- $\varphi' = 31\div 33^\circ$  per le sabbie sciolte e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 28\div 31^\circ$  per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 24\div 26^\circ$  e  $c' = 0\div 5$  kPa per i limi argillosi e limi con argilla

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$ , determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella Figura 8.84; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU. Si osserva che i valori di  $c_u$  risultano molto dispersi, potendo variare tra i 25 e 250 kPa; in sede di progettazione delle opere sarà pertanto opportuno considerare i valori attinenti ai soli sondaggi più vicini all'opera in oggetto. I valori di  $c_u$  relativi ai livelli limosi delle formazioni H3b e H3c risultano invece compresi tra 25 e 75 kPa (vedi Figura 8.84), con valori locali anche superiori.

### 8.11.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.85, Figura 8.86 e Figura 8.87. Nelle figure sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole e dalla prova con cono simico, limitati alle profondità in cui sono state incontrate le formazioni in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.5.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.88. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$\text{Formazione H3a e H3b} \quad \rightarrow G_{01} = 35000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65} \quad \text{in kPa}$$

$$\text{Formazione H3c} \quad \rightarrow G_{01} = 50000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi  $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di  $E_0$ ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$ , essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

#### 8.11.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc ai sabbioso-limosi della formazione H3c possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s; la permeabilità dei depositi in oggetto può variare

nell'ambito di intervalli piuttosto ampi (in relazione alla percentuale di materiale fine presente):

- H3a →  $1 \cdot 10^{-4} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s
- H3b →  $1 \cdot 10^{-3} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-7}$  m/s
- H3c →  $1 \cdot 10^{-3} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-7}$  m/s

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

### **8.11.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali delle formazioni H3a, H3b ed H3c.

**Tabella 8.15: Formazioni H3a, H3b ed H3c  
Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Sabbie e Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19÷21		16÷19
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	5÷30		
D <sub>r</sub> (%)	30÷80		-
c' (kPa)	0	0	0÷5
$\varphi'$ (°)	32÷34 35÷37 <sup>(1)</sup>	28÷ 32	24÷26
c <sub>u</sub> (kPa)	-		25÷100
GSC = $\sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		-
OCR* = $\sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$ (-)	-		1.05÷1.10
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{GSC}$		$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{OCR^*}$
v <sub>s</sub> (m/sec)	150+5·(z-15) ≥ 150 per H3a 150÷200 per H3b 150+5·(z-7) ≥ 150 per H3c		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.65}$ per H3a e H3b $G_{01} = 50000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.65}$ per H3c		$G_{01} = 700 \cdot c_u$
E <sub>op1</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3\div 5)$ <sup>(2)</sup>		
E <sub>op2</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ <sup>(2)</sup>		
E <sub>op3</sub> (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ <sup>(2)</sup>		
c <sub>c</sub> (-)	-		0.3÷0.5 <sup>(3)</sup>
c <sub>r</sub> (-)	-		0.2 · c <sub>c</sub> <sup>(3)</sup>
c <sub>αe</sub> (%)	-		0.5÷2.0 <sup>(3)</sup>

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 D<sub>r</sub> = densità relativa;  
 $\varphi'$  = angolo di attrito operativo;  
 GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;

OCR*	= grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
$\sigma'_{v,y}$	= pressione di snervamento;
$k_0$	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
$v_s$	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
$z$	= profondità dal piano campagna locale in metri;
$G_{01}$	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	= dimensione minore della fondazione (m).
$C_c$	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_r$	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_v$	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

(1) solo per sabbie dense e limitatamente alla formazione H3c.

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

(3) in assenza di dati si sono assunti i valori caratteristici della formazione H1a; tali valori dovranno essere verificati sulla base dei risultati delle prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Tabella 8.16: Formazione H3a – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	Gs (-)	e (-)	
4/1 - SD22	SPT9	S9	1.65	15.00	15.45	0.06	9.76	47.02	43.18	48.0	22.0	26.0	CL	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	CI 4	I4	1.65	16.50	17.00	0.00	2.17	47.54	50.29	60.0	27.0	33.0	CH	A7-6	A,L	48.37	16.90	2.87	-	TX-UU
4/1 - SD22	SPT11	S11	1.65	21.00	21.45	0.00	2.33	44.68	52.99	56.0	29.0	27.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	CI 5	I5	2.00	22.50	23.00	1.11	6.90	47.93	44.06	56.0	30.0	26.0	MH	A7-5	L,A[S]	35.04	18.80	2.77	-	-
4/1 - SD27	3S	I3	1.01	16.50	17.00	2.75	7.41	45.30	44.54	55.0	14.0	41.0	CH	A7-6	L,A[S]	47.33	16.80	2.74	1.35	TX-UU
4/1 - SD27	SPT11 - CR12	S11	1.97	18.00	18.00	0.55	4.25	36.72	58.48	58.0	-2.0	60.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	CI 4	I4	1.97	25.50	26.00	0.08	2.91	44.57	52.45	43.0	-3.0	46.0	CL	A7-6	A,L	27.94	19.10	2.79	-	TX-UU
4/1 - SD28	SPT13 - CR14	S13	1.56	21.00	21.00	0.04	6.56	49.81	43.58	42.0	16.0	26.0	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	CI 3	I3	1.56	22.50	23.00	0.00	1.91	61.71	36.38	42.0	14.0	28.0	ML	A7-6	L,A	29.43	19.20	2.75	-	TX-UU
4/1 - SD29	SPT14 - CR15	S14	1.64	24.00	24.00	0.00	3.39	52.07	44.53	46.0	17.0	29.0	CL	A7-6	L,A	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	CI 3	I3	1.64	28.50	29.00	1.97	23.45	41.00	33.58	47.0	23.0	24.0	ML	A7-6	L,A(S)	14.43	20.60	2.76	-	TD
4/1 - SD30	SPT14 - CR15	S14	0.00	27.00	27.00	-	-	-	-	-	-	-	CL	A6	-	-	-	-	-	-
5/2-SD10	CI 4	I4	4.23	17.90	18.50	0.00	67.41	30.20	2.39	23.0	15.0	8.0	DC	A72-4	S,L	20.86	20.20	2.65	0.55	TX-UU
5/2-SD10	CI 5	I5	1.01	22.30	22.90	1.29	9.14	83.00	6.58	65.0	37.0	28.0	MH	A7-5	L[S][A]	31.22	19.00	2.72	0.84	TX-UU
5/2-SD4	CI 4	I4	6.93	24.00	24.50	1.46	11.13	65.18	22.24	41.0	20.0	21.0	CH	A7-6	L(A)(S)	10.69	19.70	2.68	0.48	TD
5/2-SD4	CI5	I5	7.49	25.50	26.10	0.31	9.83	47.15	42.72	59.0	28.0	31.0	CL	A7-6	L,A[S]	19.16	19.80	2.72	0.61	TX-UU
5/2-SD6	SPT11 - CR12	S11	7.97	24.50	24.50	1.51	4.34	88.46	5.69	49.0	24.0	25.0	SP-SM	A3	L[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD7	CI 3	I3	7.57	22.50	23.00	0.31	14.18	55.32	30.19	50.0	26.0	24.0	CH	A7-6	L,A(S)	31.08	18.80	2.72	0.86	TD
5/2-SD8	CI 4	I4	4.92	19.30	19.90	1.57	12.67	38.39	47.37	63.0	25.0	38.0	CH	A7-6	A,L(S)	24.36	19.70	2.63	0.63	-
5/2-SD8	SPT10 - CR12	S10	4.23	23.80	24.25	50.09	19.52	21.21	9.18	37.0	15.0	22.0	GC	A2-6	G(L)(S)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD11	SPT10-CR10	S10	1.25	18.00	18.45	0.00	7.00	56.00	37.00	48.0	26.0	22.0	CL	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
5b-SD11	CI5	I5	1.25	19.50	20.00	0.00	2.00	40.00	58.00	55.0	28.0	27.0	CH	A7-5	A,L	45.20	17.70	2.78	-	TX-UU
5b-SD11	CI6	I6	1.25	22.50	23.00	0.00	6.00	56.00	38.00	55.0	28.0	27.0	CH	A7-6	L,A[S]	37.80	18.00	2.74	-	TX-UU

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD11	SPT12-CR12	S12	1.25	24.00	24.45	0.00	9.00	53.00	38.00	46.0	24.0	22.0	CL	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
5b-SD11	SPT13-CR13	S13	1.25	25.50	26.00	0.00	11.00	56.00	33.00	54.0	25.0	29.0	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD11	CI7	I7	1.25	27.00	27.60	0.00	11.00	54.00	35.00	55.0	28.0	27.0	CH	A7-6	L,A(S)	35.90	18.30	2.73	-	TX-UU
5b-SD11	CI8	I8	1.25	30.00	30.45	0.00	28.00	42.00	30.00	46.0	28.0	18.0	ML	A7-6	L,A,S	37.70	18.30	2.73	-	TX-UU
5b-SD12	CI4	I4	1.81	19.50	20.10	0.00	3.00	43.00	54.00	66.0	31.0	35.0	CH	A7-5	A,L	41.90	17.60	2.69	-	TX-UU
5b-SD12	SPT12-CR12	S12	1.81	21.00	21.45	0.00	12.00	52.00	36.00	52.0	28.0	24.0	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD12	CI5	I5	1.81	22.50	23.00	0.00	26.00	54.00	20.00	33.0	21.0	12.0	CL	A6	L,S(A)	28.90	18.50	2.76	-	TD
5b-SD12	SPT13-CR13	S13	1.81	24.00	24.45	0.00	20.00	53.00	27.00	36.0	22.0	14.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD12	CI6	I6	1.81	25.50	26.00	0.00	15.00	61.00	24.00	41.0	24.0	17.0	CL	A7-6	L(A)(S)	30.10	18.60	2.72	-	TX-UU
5b-SD12	CI7	I7	1.81	30.00	30.55	0.00	31.00	68.00	1.00	104.0	67.0	37.0	ML	A7-5	L,S	60.70	17.00	2.43	-	TD
5b-SD13	CI2	I2	0.65	19.60	20.20	0.00	6.00	50.00	44.00	78.0	22.0	56.0	CH	A7-6	L,A[S]	46.20	16.80	2.70	-	TX-UU
5b-SD13	SPT11-CR12	S11	0.65	22.40	22.85	0.00	4.00	54.00	42.00	48.0	26.0	22.0	CL	A7-6	L,A	-	-	-	-	-
5b-SD13	CI3	I3	0.65	23.80	24.40	1.00	64.00	22.00	13.00	36.0	24.0	12.0	SC	A6	S(L)(A)	25.10	20.40	2.76	-	TD
5b-SD13	SPT13-CR14	S13	0.65	28.50	28.95	1.00	75.00	17.00	7.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD13	CI4	I4	0.65	30.00	30.60	0.00	24.00	40.00	36.00	42.0	25.0	17.0	CL	A7-6	L,A(S)	28.40	19.60	2.72	-	TX-UU
5b-SD22	CI6	I6	2.00	22.50	23.10	0.57	3.00	38.54	57.89	52.8	23.1	29.7	CH	A7-6	A,L	29.63	18.55	2.80	0.92	TX-UU
5b-SD22	CI7	I7	2.00	27.00	27.50	0.00	7.52	40.59	51.88	49.3	26.7	22.6	CL	A7-6	A,L[S]	22.78	19.37	2.81	0.75	TX-UU
5b-SD22	SPT10-CR10	S10	2.00	24.00	24.45	0.00	3.03	35.79	61.18	51.0	26.7	24.3	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD22	SPT12-CR12	S12	1.79	30.00	30.45	0.00	33.19	23.85	42.96	38.5	18.5	20.0	CL	A6	A,S(L)	-	-	-	-	-
5b-SD23	CI5	I5	1.79	22.50	23.10	0.63	2.71	39.73	56.94	52.4	27.2	25.2	CH	A7-6	A,L	33.37	18.04	2.81	1.04	TX-CIU
5b-SD23	CI6	I6	1.79	28.50	29.10	0.00	3.53	30.19	66.28	52.0	26.6	25.4	CH	A7-6	A,L	38.97	17.76	2.82	1.17	TX-UU
5b-SD23	CI7	I7	1.79	31.50	32.10	0.00	4.74	31.84	63.42	51.4	26.3	25.1	CH	A7-6	A,L	31.71	18.07	2.83	1.02	TX-CIU
5b-SD23	CI8	I8	1.79	36.00	36.50	0.00	3.77	33.92	62.30	48.4	26.3	22.1	CL	A7-6	A,L	32.50	18.52	2.88	1.01	TX-UU
5b-SD24	CI5	I5	1.69	22.50	23.10	0.00	6.35	33.88	59.77	61.9	31.5	30.4	MH-CH	A7-5	A,L[S]	40.41	17.08	2.74	1.21	TX-CIU

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD24	CI6	I6	1.69	25.50	26.10	0.00	7.35	39.00	53.65	53.5	27.6	25.9	CH	A7-6	A,L[S]	36.66	17.88	2.76	1.07	TX-UU
5b-SD24	CI7	I7	1.69	31.50	32.10	0.00	3.66	46.28	50.06	56.6	30.0	26.6	MH-CH	A7-5	A,L	35.69	18.23	2.77	1.02	TX-UU
5b-SD24	SPT9-CR9	S9	1.69	21.00	21.50	0.00	3.15	37.44	59.41	55.1	29.2	25.9	MH-CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD24	SPT11-CR11	S11	1.12	27.00	27.35	0.85	2.83	46.88	49.43	50.2	28.0	22.2	MH-CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD27	CI5	I5	1.12	12.00	12.50	0.00	3.07	43.79	53.13	45.4	23.0	22.4	CL	A7-6	A,L	25.42	19.45	2.74	0.74	TX-UU
5b-SD29	CI5	I5	3.00	24.00	24.60	0.20	17.31	68.08	14.41	20.3	-	-	SM	A2-4	L(S)[A]	23.68	18.99	2.75	0.76	-
5b-SD31	SPT10-CR10	S10	6.93	27.00	27.50	1.52	8.99	33.09	56.40	48.7	-	-	CL	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-SD32	CI5	I5	7.57	22.00	22.50	4.25	3.71	29.00	63.05	51.8	25.1	26.7	CH	A7-6	A,L	31.70	18.83	2.67	0.83	-
5b-SD32	CI6	I6	7.57	25.50	26.00	5.52	2.91	36.66	54.90	53.2	24.0	29.2	CH	A7-6	A,L[G]	33.55	18.29	2.59	0.86	TX-UU
5b-SD33	CI4	I4	5.50	19.50	20.00	1.16	2.54	49.64	46.66	45.3	22.6	22.7	CH	A7-6	L,A	20.63	19.11	2.73	0.69	TD

Tabella 8.17: Formazione H3b – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1 - SD21	SPT6	S6	0.94	15.00	15.45	1.00	82.00	11.00	6.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT7	S7	0.94	18.55	19.00	0.00	5.00	55.00	40.00	50.0	24.0	26.0	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT8	S8	1.65	22.00	22.45	0.00	8.00	52.00	40.00	50.0	22.0	28.0	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	SPT13	S13	0.35	27.00	27.45	0.16	76.11	17.90	5.83	-	-	-	SC-SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1 - SD23	SPT12 - CR13	S12	0.35	21.00	21.00	0.11	5.73	37.65	56.50	46.0	-	-	ML	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD23	SPT14 - CR15	S14	0.35	27.00	27.00	0.00	27.63	43.56	28.81	29.0	-	-	CL-ML	A4	L,A,S	-	-	-	-	-
4/1 - SD23	CI 4	I4	1.47	28.50	29.00	0.00	14.51	49.65	35.84	37.0	22.0	15.0	CL	A6	L,A(S)	21.88	19.30	2.52	-	TX-CIU
4/1 - SD27	IO		1.01	25.50	26.00	0.00	36.48	51.88	11.64	-	-	-	CL	A4	L,S(A)	69.96	15.40	2.58	1.92	-
4/1 - SD27	SPT13 - CR14	S13	0.00	24.00	24.00	0.00	33.76	44.65	21.59	26.0	-24.0	50.0	ML	A4	L,S(A)	-	-	-	-	TD
5b-SD18	SPT9-CR9	S9	1.36	18.00	18.45	0.00	39.00	37.00	24.00	32.0	21.0	11.0	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-
5b-SD18	CI5	I5	1.36	19.50	19.95	0.00	66.00	22.00	12.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	22.50	18.90	2.77	-	TD
5b-SD18	SPT10-CR10	S10	1.36	21.00	21.45	2.00	57.00	23.00	18.00	25.0	17.0	8.0	SC	A4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD18	SPT11-CR11	S11	0.94	24.00	24.45	7.00	31.00	39.00	23.00	32.0	20.0	12.0	CL	A6	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD20	CI5	I5	1.12	31.50	32.10	0.00	31.00	41.00	28.00	32.0	19.0	13.0	CL	A6	L,S,A	27.10	19.90	2.81	-	TX-CIU
5b-SD20	SPT8-CR8	S8	1.47	27.00	27.45	0.00	75.00	19.00	6.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD20	SPT9-CR9	S9	1.01	30.00	30.45	0.00	28.00	43.00	29.00	34.0	21.0	13.0	CL	A6	L,A,S	-	-	-	-	-

Tabella 8.18: Formazione H3c – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1-SD15	SD15/C2	I2	0.61	9.5	10	0	69	24	7	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	13.16	21.16	2.72	0.36	TD
4/1-SD16	CI1	I1	0.61	5.5	6	0	97	-	-	-	-	-	SP	A3	S	23.08	18.80	2.74	0.63	TD
4/1-SD16	SPT3	S3	0.61	7.5	7.95	1	94	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	S	-	-	-	-	-
4/1-SD16	SPT4	S4	0.61	9.5	9.95	1	90	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	S	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA					ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)		
4/1-SD16	SPT5	S5	2.48	13.55	14	0	69	25	6	-	-	-	SM	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-	
4/1-SD17	SD17/C2	I2	2.48	8.5	9	3	22	32	43	80	26	54	CH	A7-6	A,L(S)	62.05	16.12	2.73	1.70	TD	
4/1-SD17	SD17/C2	I2	2.48	8.5	9	3	22	32	43	61	25	36	CH	A7-6	A,L(S)	62.05	16.12	2.73	1.70	-	
4/1-SD17	SPT3	S3	2.48	10.5	10.95	1	4	50	45	55	25	30	CH	A7-6	L,A	-	-	-	-	-	
4/1-SD17	SPT4	S4	2.48	12.55	13	0	91	-	-	-	-	-	-	-	S	-	-	-	-	-	
4/1-SD17	SPT5	S5	2.62	19.5	19.95	13	66	12	9	-	-	-	-	-	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-	
4/1-SD18	C3	I3	0.83	13.5	14	0	88	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	26.86	20.28	2.72	0.73	TD	
4/1-SD18	SPT4	S4	0.83	7.5	7.95	0	69	15	16	-	-	-	SM	A2-4	S(A)(L)	-	-	-	-	-	
4/1-SD18	SPT5	S5	0.83	14	14.45	0	79	16	5	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	
4/1-SD18	SPT7	S7	0.42	21	21.45	0	81	6	13	-	-	-	SM	A2-4	S(A)[L]	-	-	-	-	-	
4/1-SD19	SD19/C3	I3	2.62	14.5	15	0	74	20	6	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	15.57	21.66	2.74	0.43	TD	
4/1-SD19	SPT4	S4	2.62	9	9.45	1	22	35	42	85	29	56	SM	A2-4	A,L(S)	-	-	-	-	-	
4/1-SD19	SPT6	S6	2.62	12	12.45	0	74	16	10	-	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-	
4/1-SD19	SPT8	S8	2.62	17	17.45	17	74	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	S(G)	-	-	-	-	-	
4/1-SD19	SPT9	S9	0	21	21.45	1	62	26	11	-	-	-	SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-	
4/1-SD20	SPT5	S5	1.08	13.5	13.95	0	91	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
4/1-SD20	SPT7	S7	1.68	22.55	23	13	59	20	8	18	14	4	SC-SM	A2-4	S(L)(G)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD10	SPT3-CR3	S3	0.84	7.50	7.95	1.00	81.00	12.00	6.00	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD10	SPT4-CR4	S4	0.84	9.00	9.45	1.00	88.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD10	SPT6-CR6	S6	0.84	12.00	12.45	1.00	94.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD10	SPT7-CR7	S7	0.84	13.50	13.95	0.00	94.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD10	SPT8-CR8	S8	1.25	15.00	15.45	7.00	39.00	25.00	29.00	37.0	19.0	18.0	CL	A6	S,A,L[G]	-	-	-	-	-	
5b-SD11	SPT5-CR5	S5	1.25	10.50	10.95	1.00	89.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD11	SPT6-CR6	S6	1.25	12.00	12.45	3.00	87.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD11	SPT7-CR7	S7	1.25	13.50	13.95	2.00	93.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA					ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)		
5b-SD11	SPT8-CR8	S8	1.81	15.00	15.45	0.00	97.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD12	SPT8-CR8	S8	1.81	12.00	12.45	1.00	90.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD12	SPT9-CR9	S9	1.81	13.50	13.95	1.00	94.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD12	SPT10-CR10	S10	0.65	15.00	15.45	0.00	91.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD13	CR5	R5	0.65	9.00	9.20	10.00	80.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD13	SPT7-CR7	S7	0.65	12.00	12.45	3.00	86.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD13	SPT9-CR10	S9	0.78	15.00	15.45	1.00	96.00	-	-	-	-	-	SP	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD14	CI2	I2	0.78	11.90	12.50	0.00	3.00	44.00	53.00	59.0	30.0	29.0	CH	A7-6	A,L	25.30	20.00	2.73	-	TX-UU/EDO	
5b-SD14	SPT5-CR5	S5	0.78	10.5	10.95	15	63	14	8	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD14	SPT7-CR7	S7	0.78	15	15.45	14	65	14	7	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD14	SPT9-CR9	S9	0.83	18	18.45	1	66	21	12	-	-	-	SM	A4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD15	CI4	I4	0.42	16.5	17.1	1	78	13	8	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	27.2	19.8	2.804	-	TX-UU	
5b-SD15	SPT4-CR4	S4	0.42	7.5	7.95	17	69	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD15	SPT6-CR7	S6	0.42	10.5	10.95	7	80	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD15	SPT8-CR10	S8	0.34	13.5	13.95	0	4	54	42	63	31	32	CH	A7-5	L,A	-	-	-	-	-	
5b-SD16	CI3	I3	0.34	6	6.4	2	86	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	31.2	18.3	2.723	-	TX-UU/EDO	
5b-SD16	CI5	I5	0.34	16.5	16.95	0	90	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	24.1	20.3	2.784	-	TX-UU/EDO	
5b-SD16	SPT3-CR3	S3	0.34	5	5.45	10	80	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT4-CR4	S4	0.34	7.5	7.95	40	47	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT5-CR5	S5	0.34	9	9.45	1	89	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT6-CR6	S6	0.34	12	12.45	0	80	13	7	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT7-CR7	S7	0.34	13.5	13.95	2	84	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	
5b-SD16	SPT9-CR9	S9	1.08	18	18.45	1	92	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-	
5b-SD17	SPT3-CR3	S3	1.08	6	6.45	3	82	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-	

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD17	SPT4-CR4	S4	1.08	7.5	7.95	17	61	13	9	-	-	-	SM	A2-4	S(G)(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT5-CR5	S5	1.08	9	9.45	0	95	-	-	-	-	-	SP	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT6-CR6	S6	1.08	10.5	10.95	1	91	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT7-CR7	S7	1.08	12	12.45	2	79	14	5	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT8-CR8	S8	1.08	13.5	13.95	7	82	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT9-CR9	S9	1.08	15	15.45	1	81	12	6	-	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT10-CR10	S10	1.08	16.5	16.95	1	89	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD17	SPT11-CR11	S11	1.36	18	18.45	1	88	-	-	-	-	-	SP-SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD18	SPT4-CR4	S4	1.36	9	9.45	3	89	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	-	-	-	-	-
5b-SD18	SPT5-CR5	S5	1.36	10.5	10.95	45	41	-	-	-	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-
5b-SD18	CI4	I4	1.36	12	12.5	0	11	61	28	42	22	20	CL	A7-6	L,A(S)	22.8	20.2	2.784	-	TX-UU
5b-SD18	SPT8-CR8	S8	1.08	16.5	16.95	16	70	-	-	27	18	9	SC	A2-4	-	-	-	-	-	-

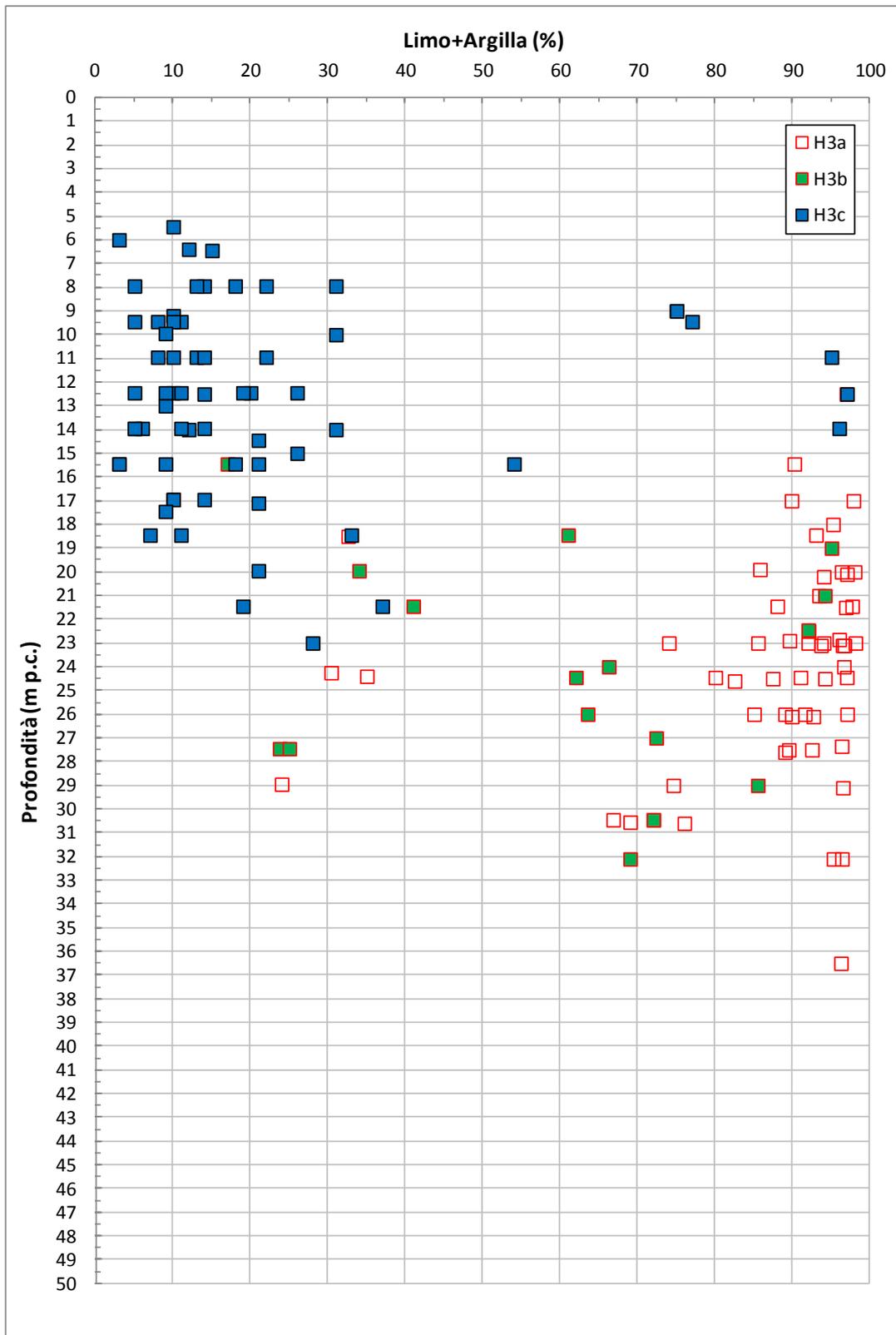


Figura 8.68: Formazione H3a, H3b, H3c – Contenuti di fine (CF)

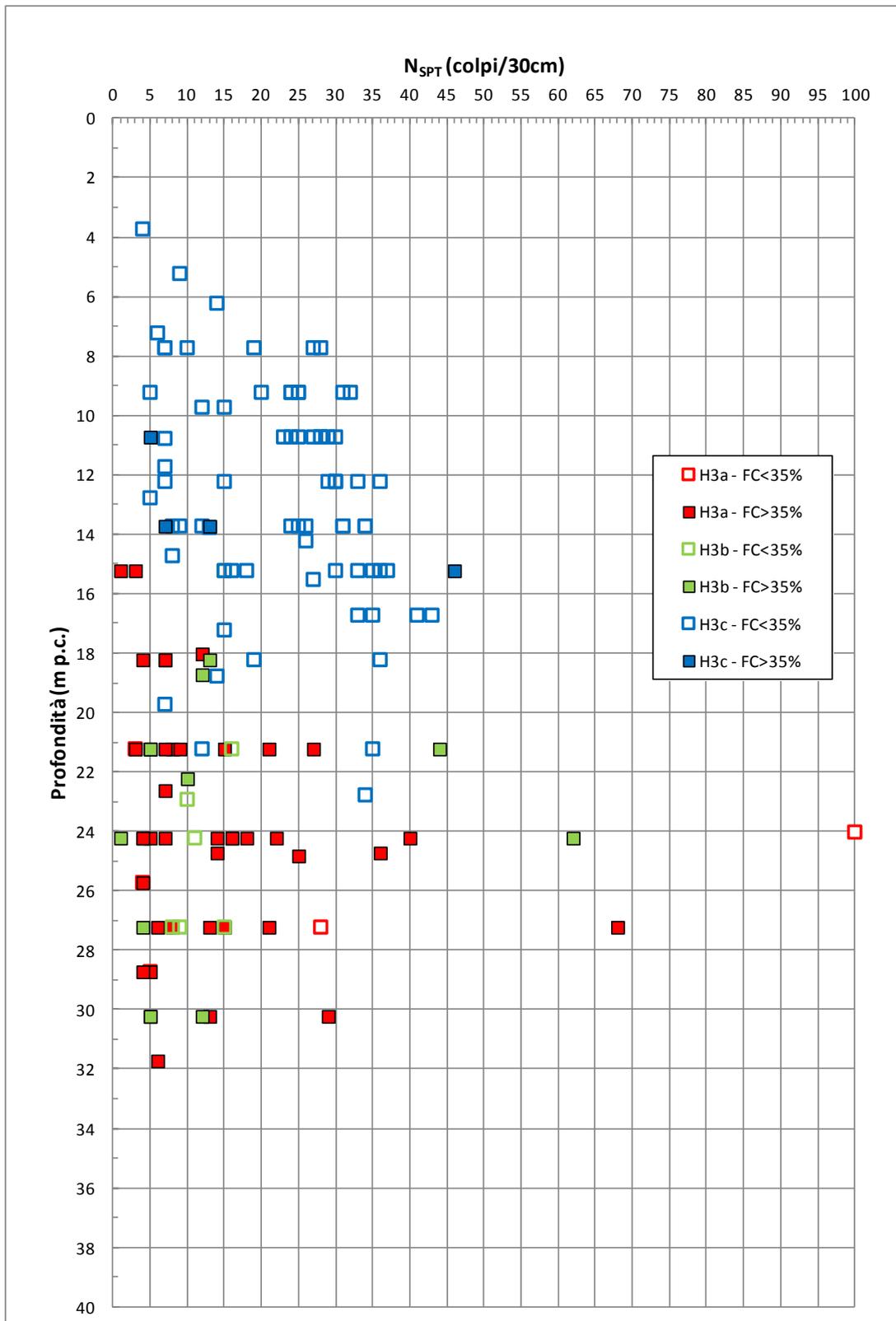


Figura 8.69: Formazione H3a, H3b, H3c – Valori di  $N_{SPT}$

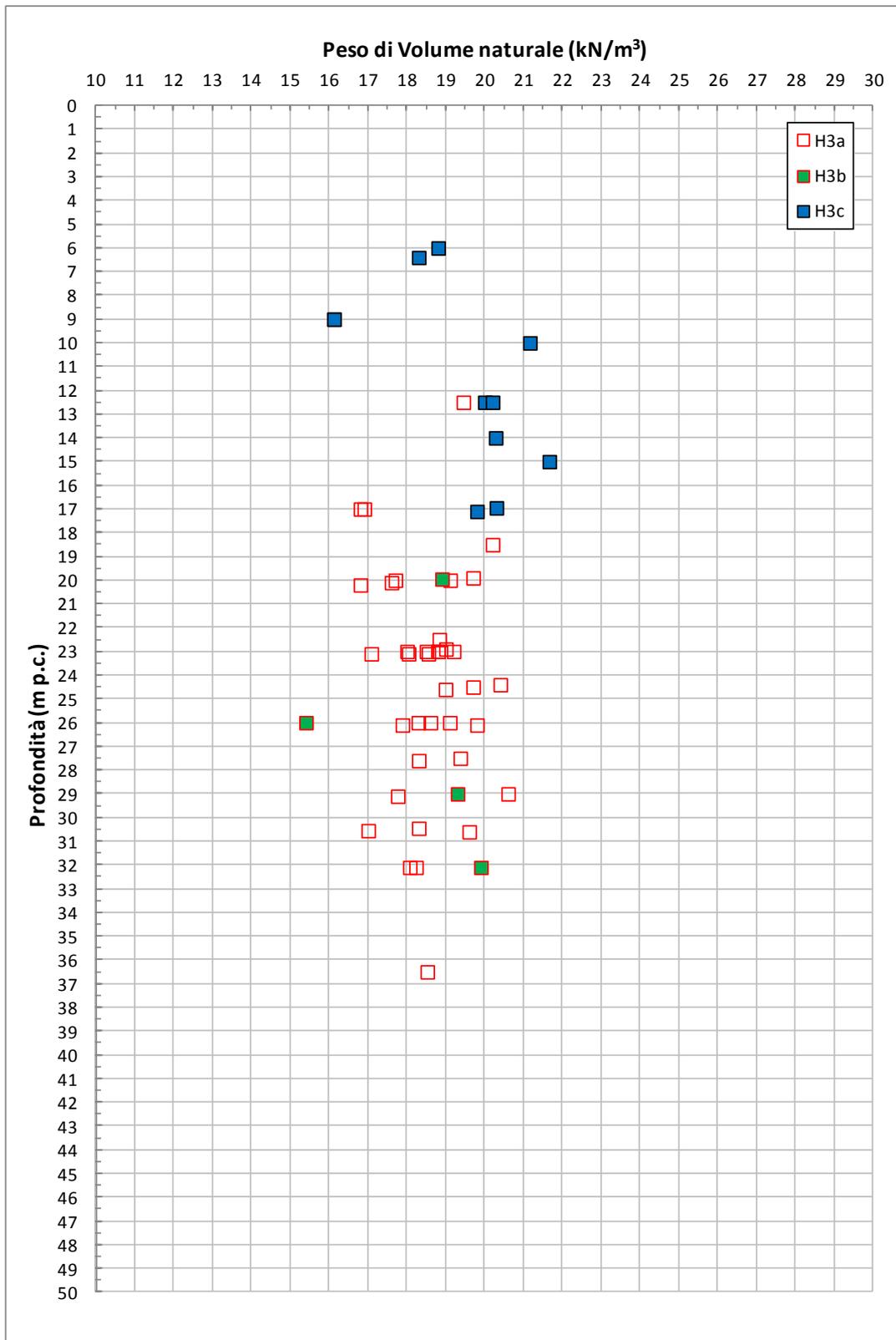
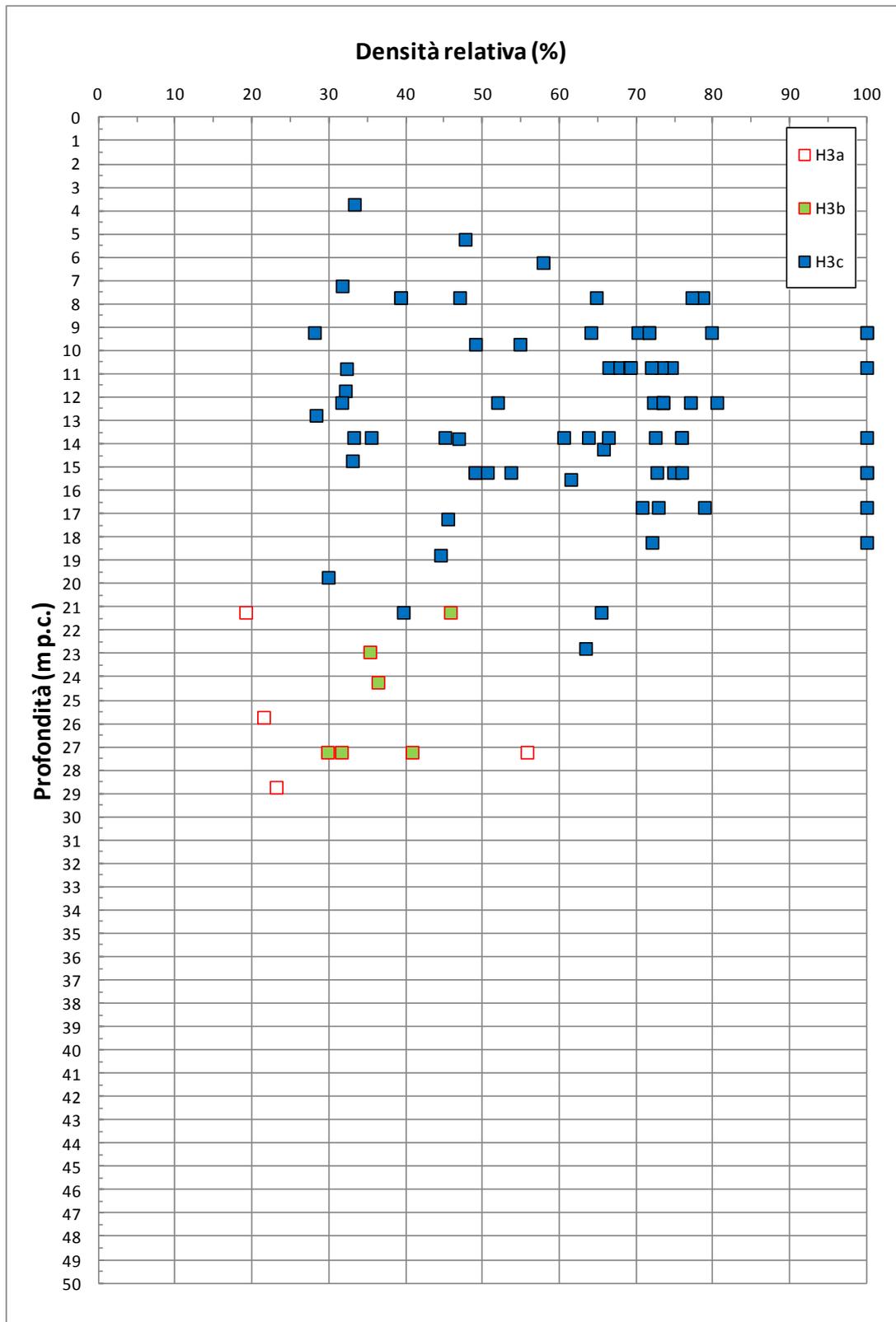


Figura 8.70: Formazione H3a, H3b, H3c – Pesi di volume naturale



**Figura 8.71: Formazione H3a, H3b, H3c – Densità relativa**

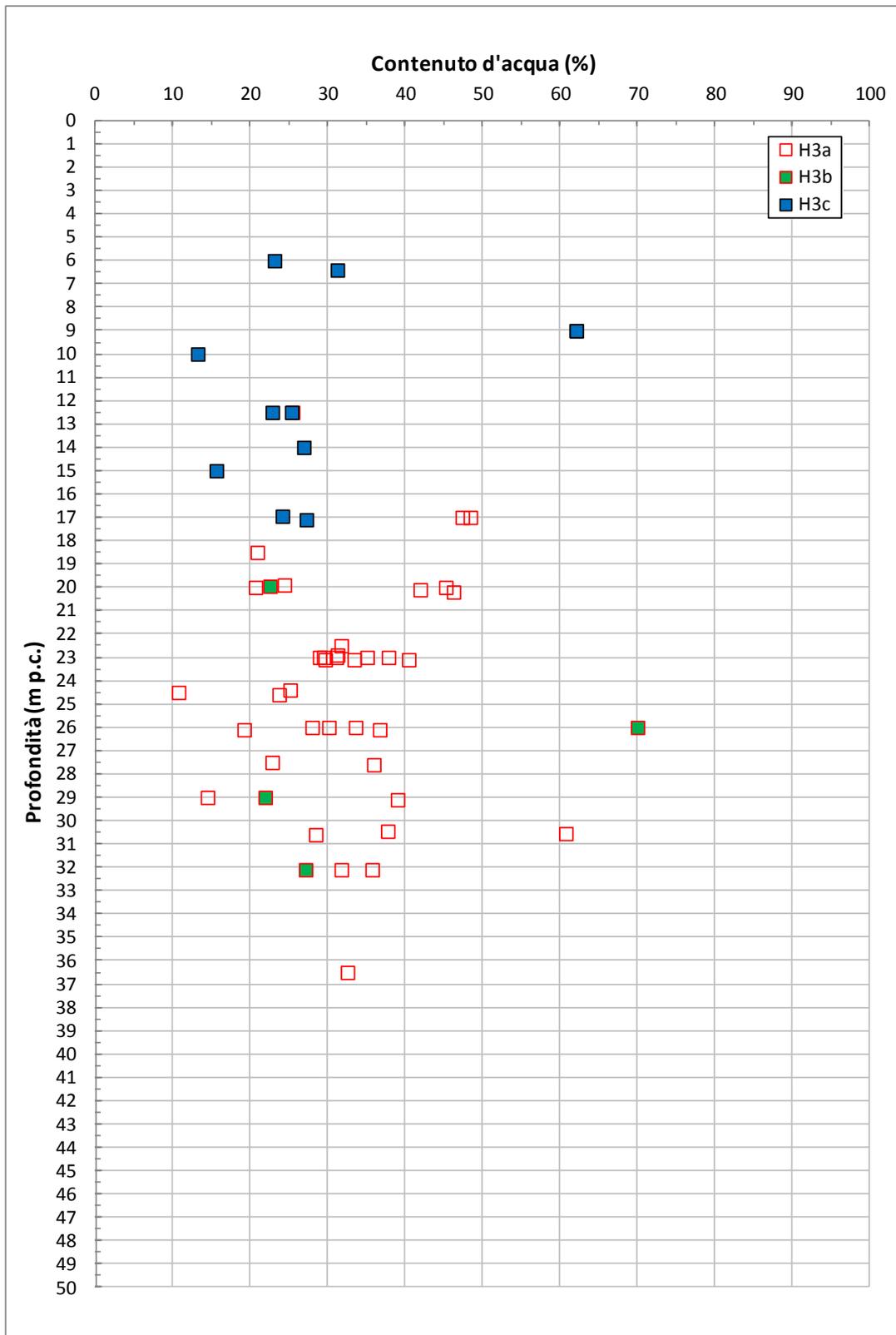


Figura 8.72: Formazione H3a, H3b, H3c – Contenuto d'acqua naturale

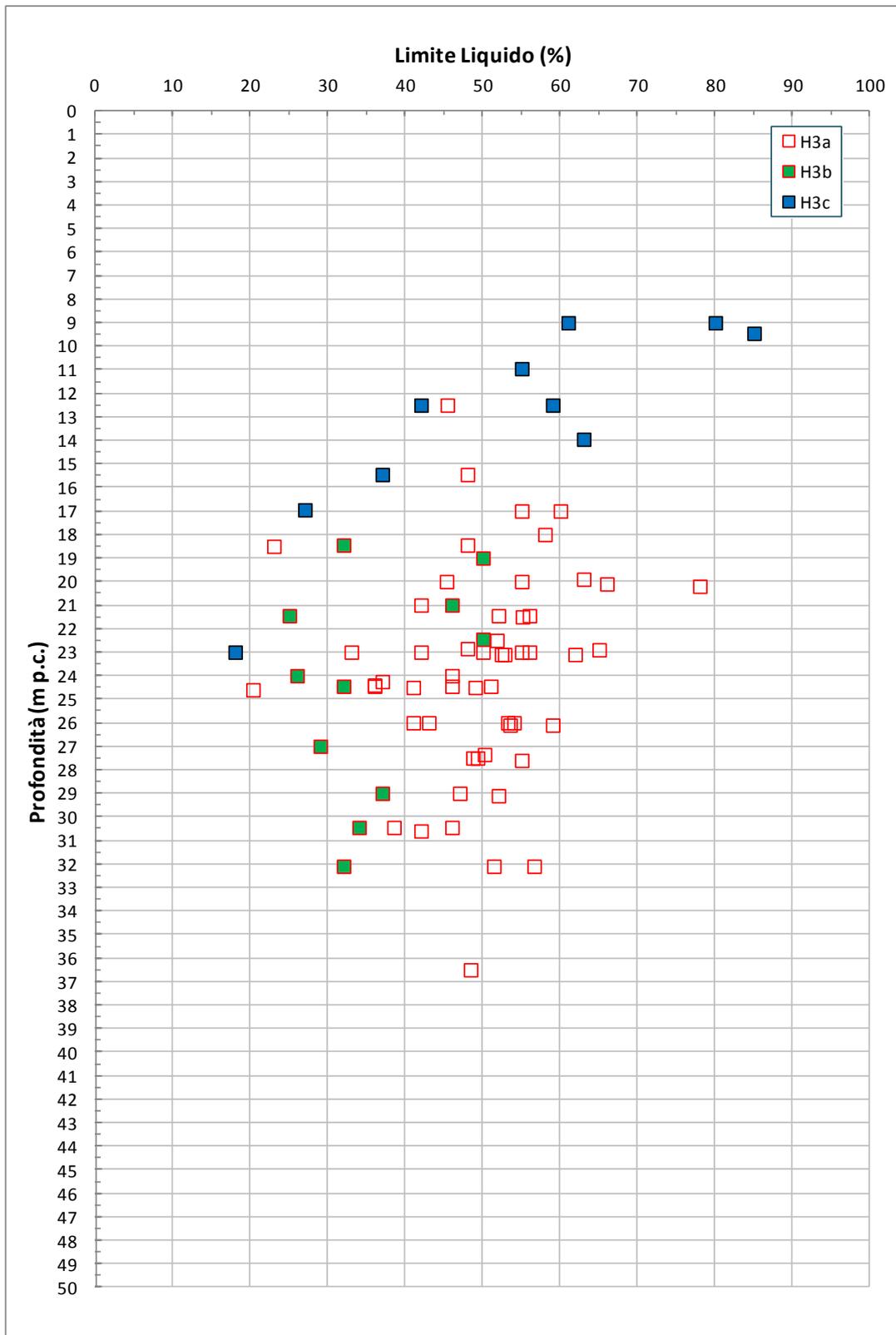


Figura 8.73: Formazione H3a, H3b, H3c – Limite Liquido

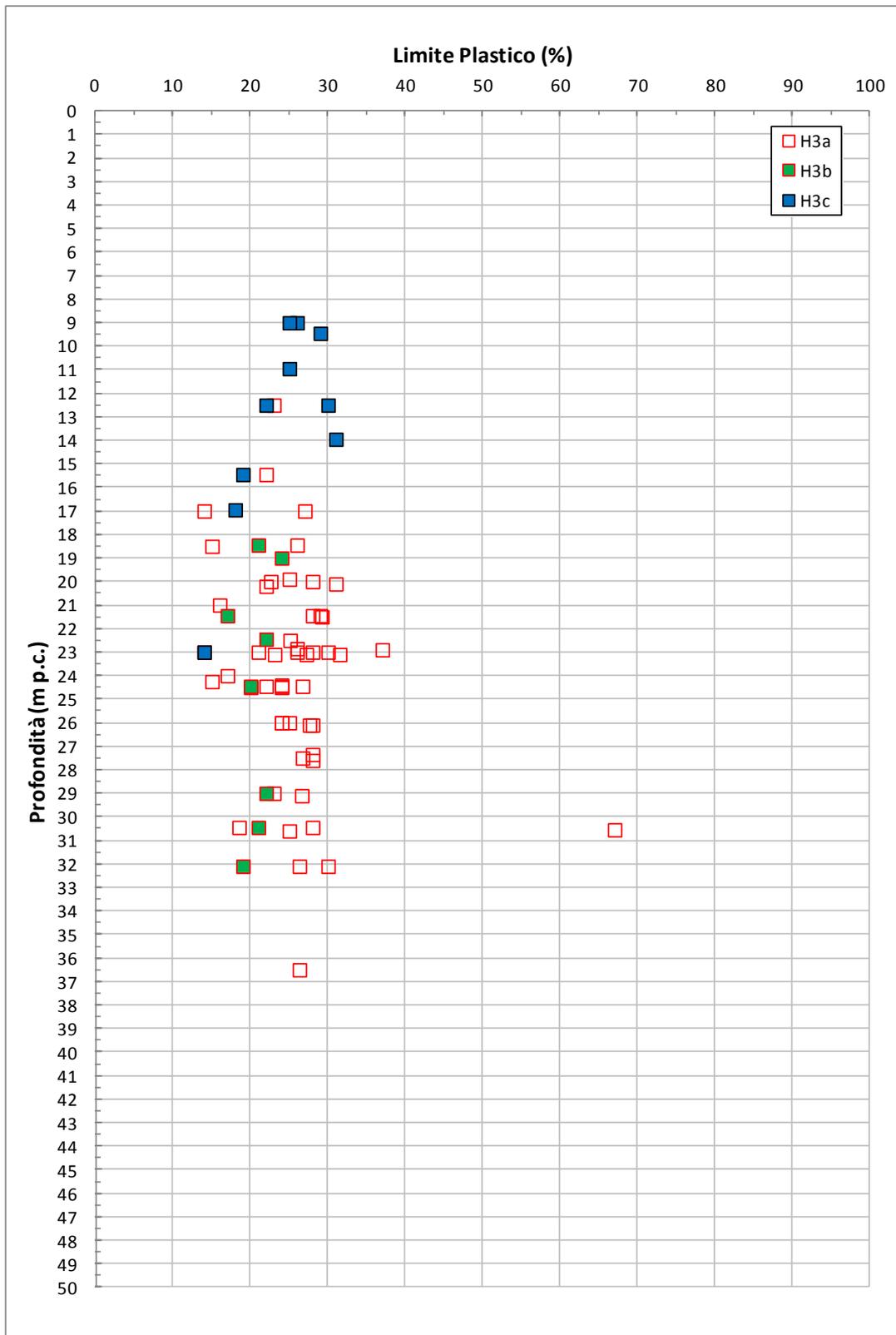


Figura 8.74: Formazione H3a, H3b, H3c – Limite Plastico

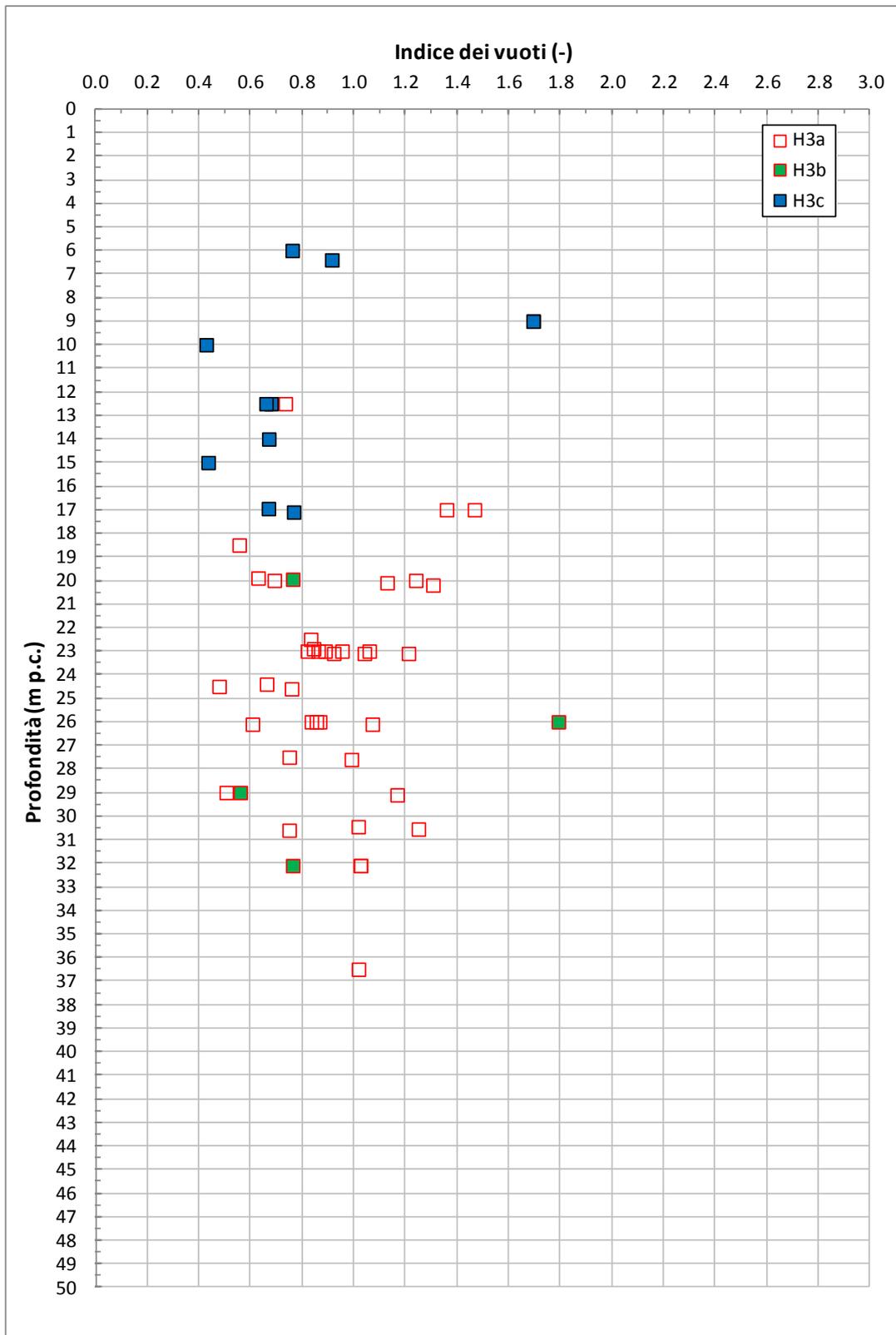


Figura 8.75: Formazione H3a, H3b, H3c – Indice dei vuoti

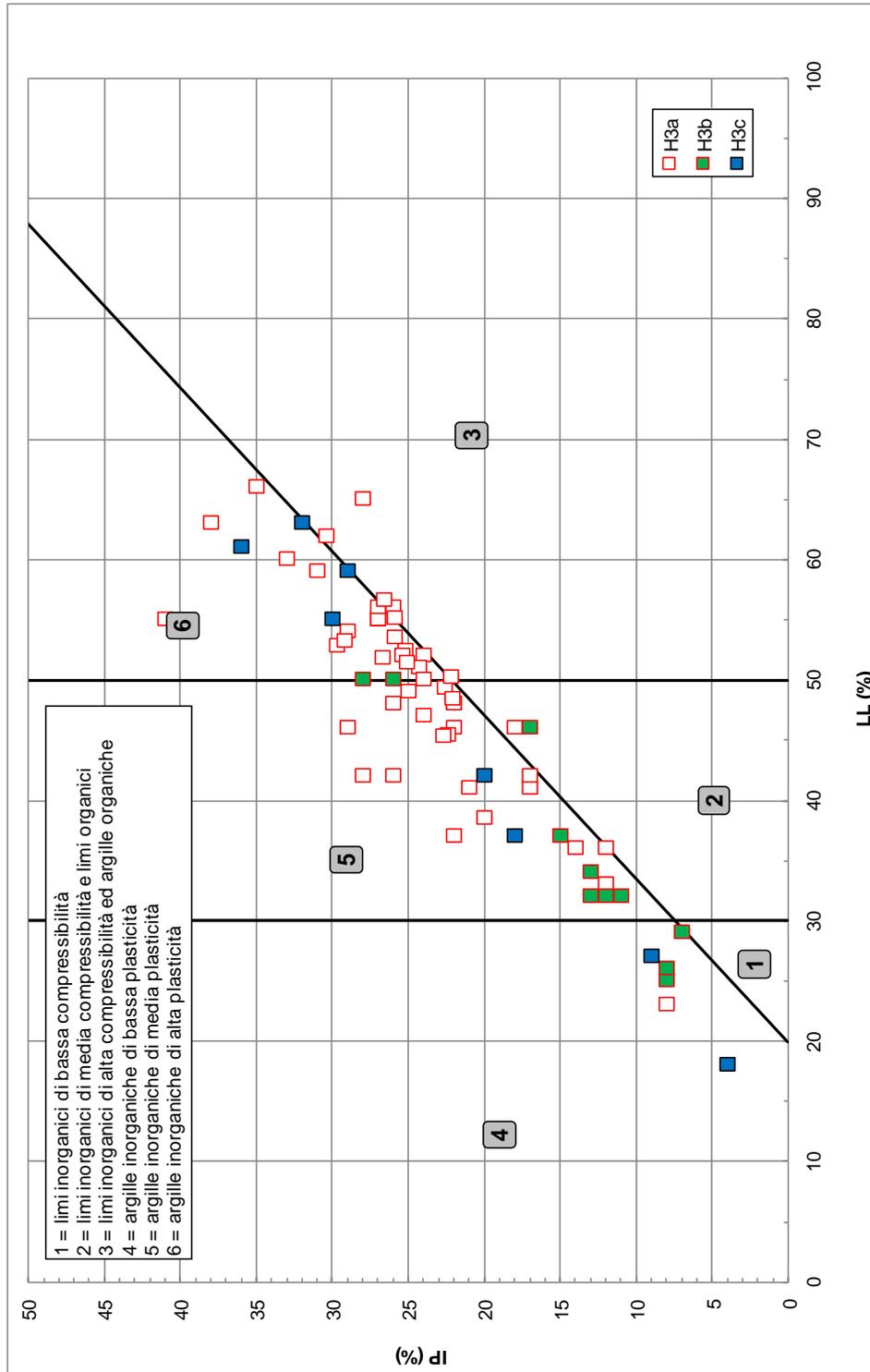
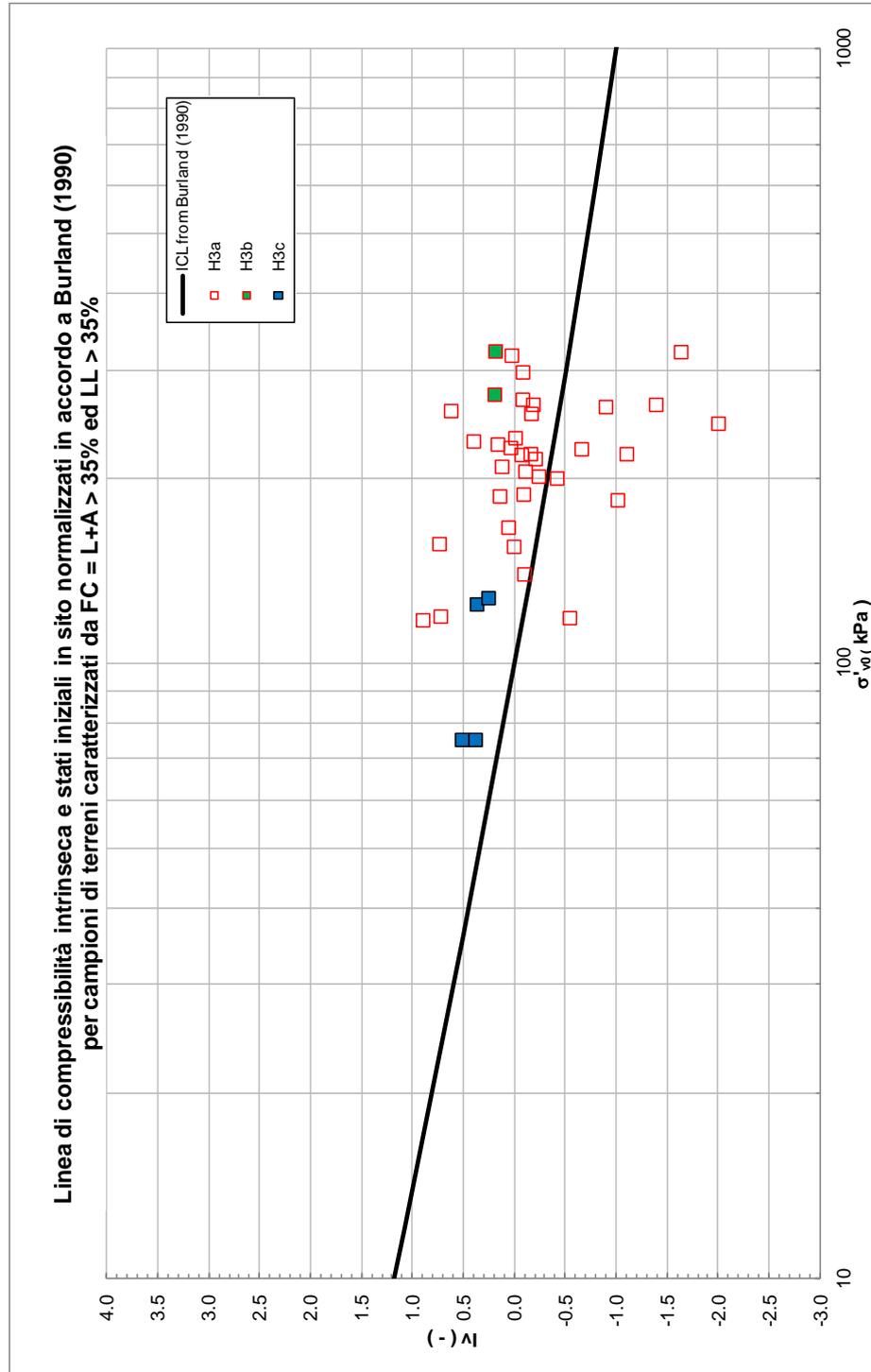


Figura 8.76: Formazione H3a, H3b, H3c – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.77: Formazione H3a, H3b, H3c – Piano di Burland**

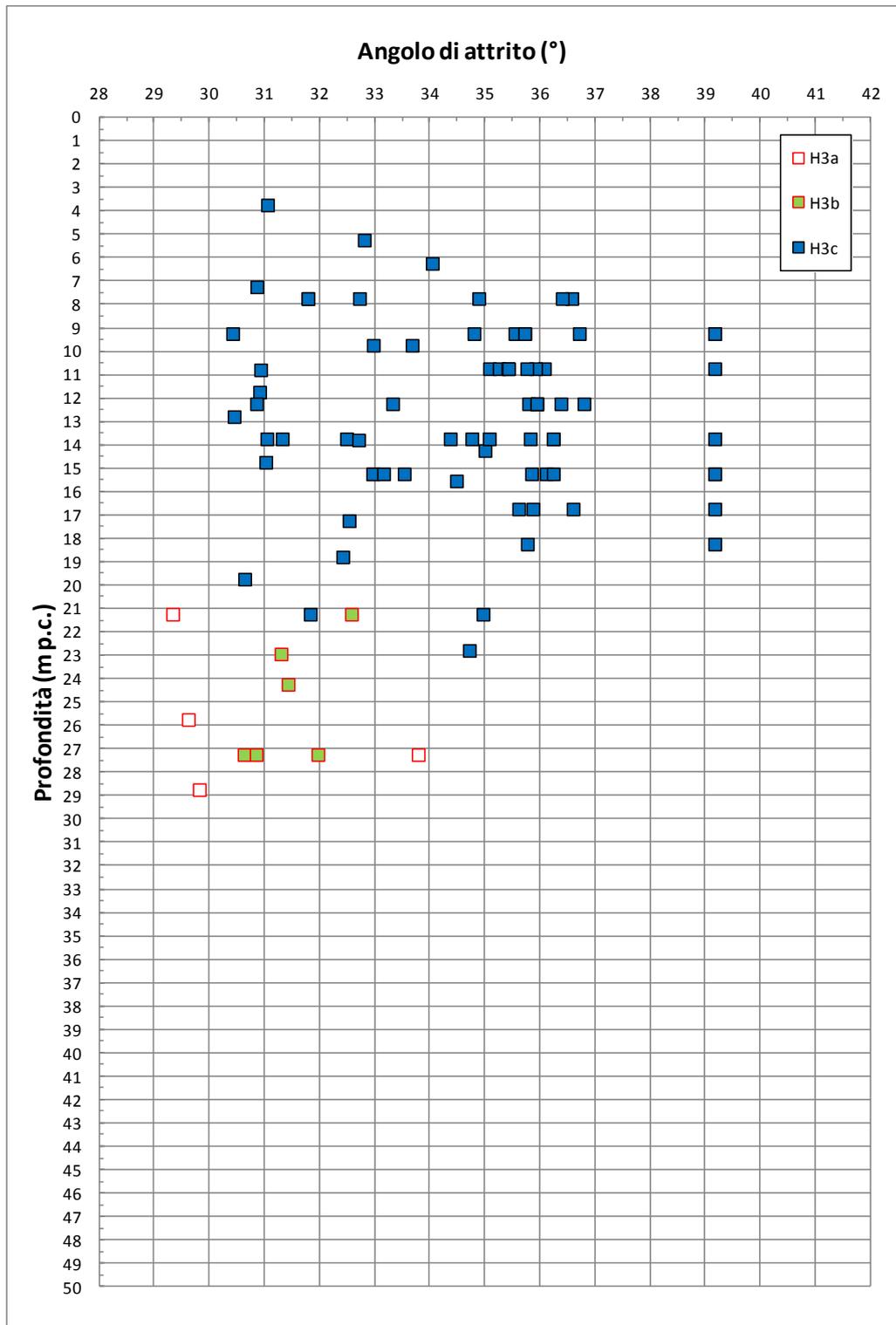


Figura 8.78: Formazione H3a, H3b, H3c – Angolo di attrito da prove SPT

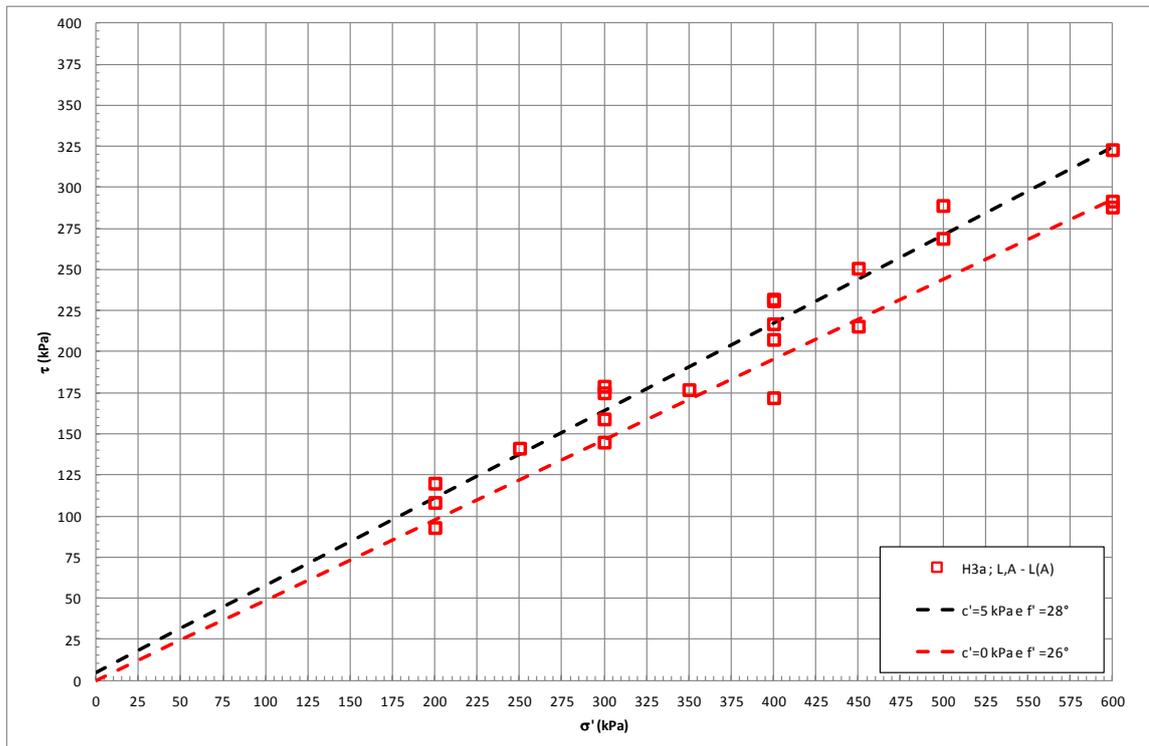


Figura 8.79: Formazione H3a – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

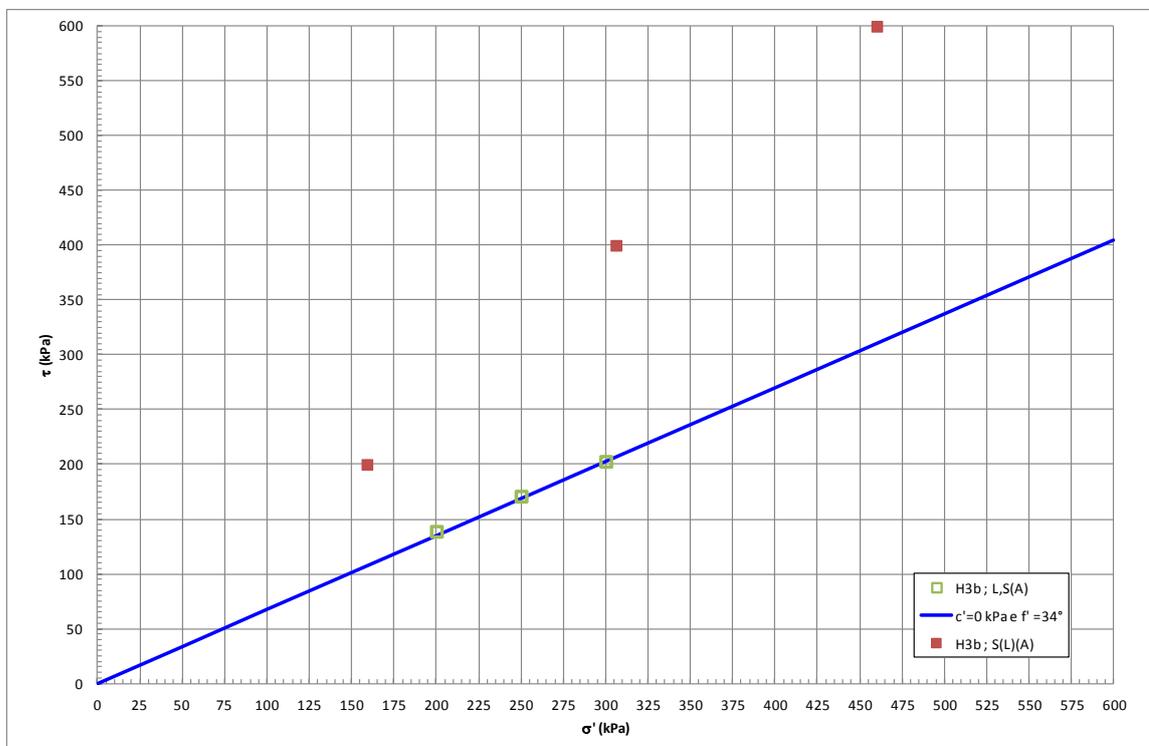


Figura 8.80: Formazione H3b – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

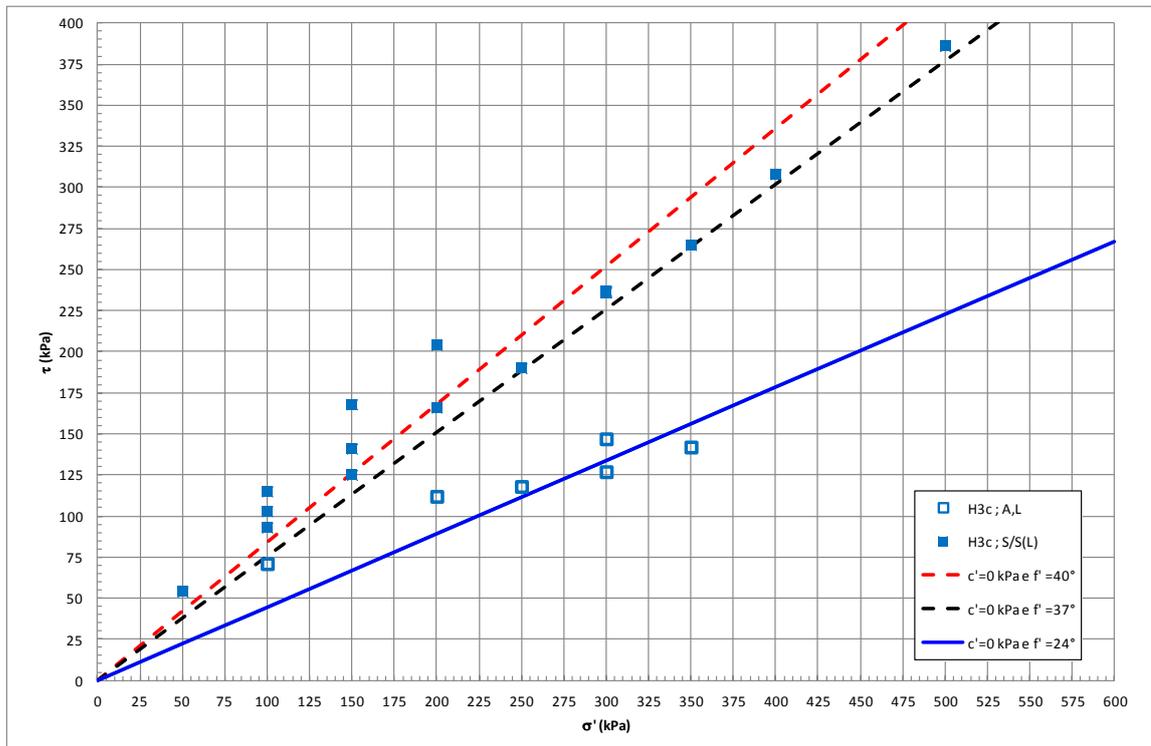


Figura 8.81: Formazione H3c – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

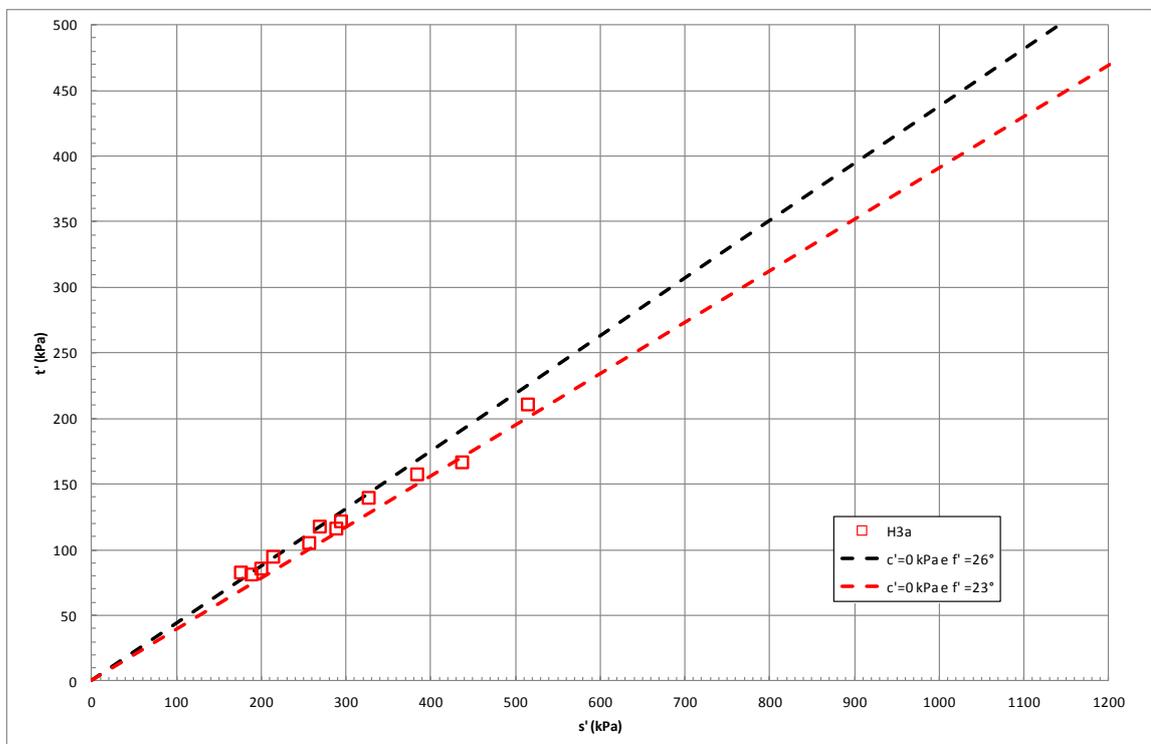
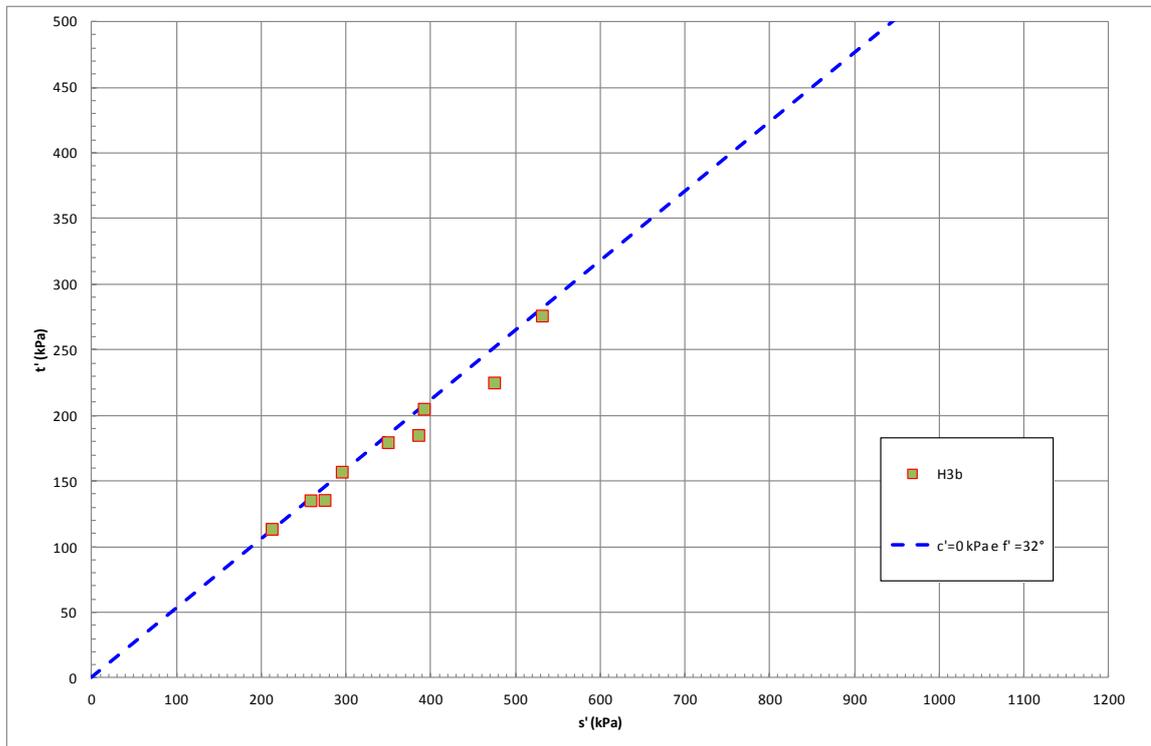


Figura 8.82: Formazione H3a – Angolo di attrito da prove triassiali



**Figura 8.83: Formazione H3b – Angolo di attrito da prove triassiali**

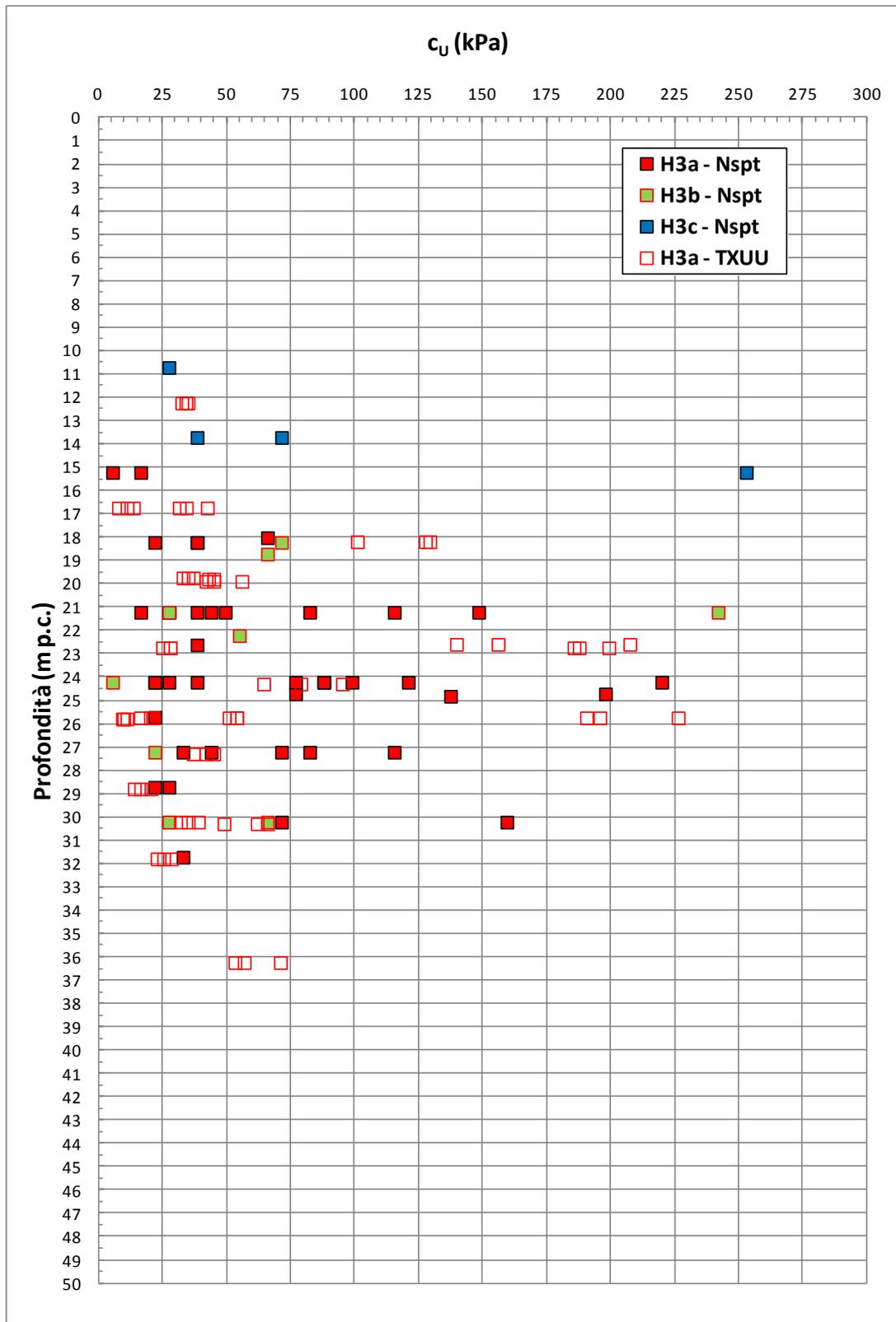


Figura 8.84: Formazione H3a, H3b, H3c – Coesione non drenata

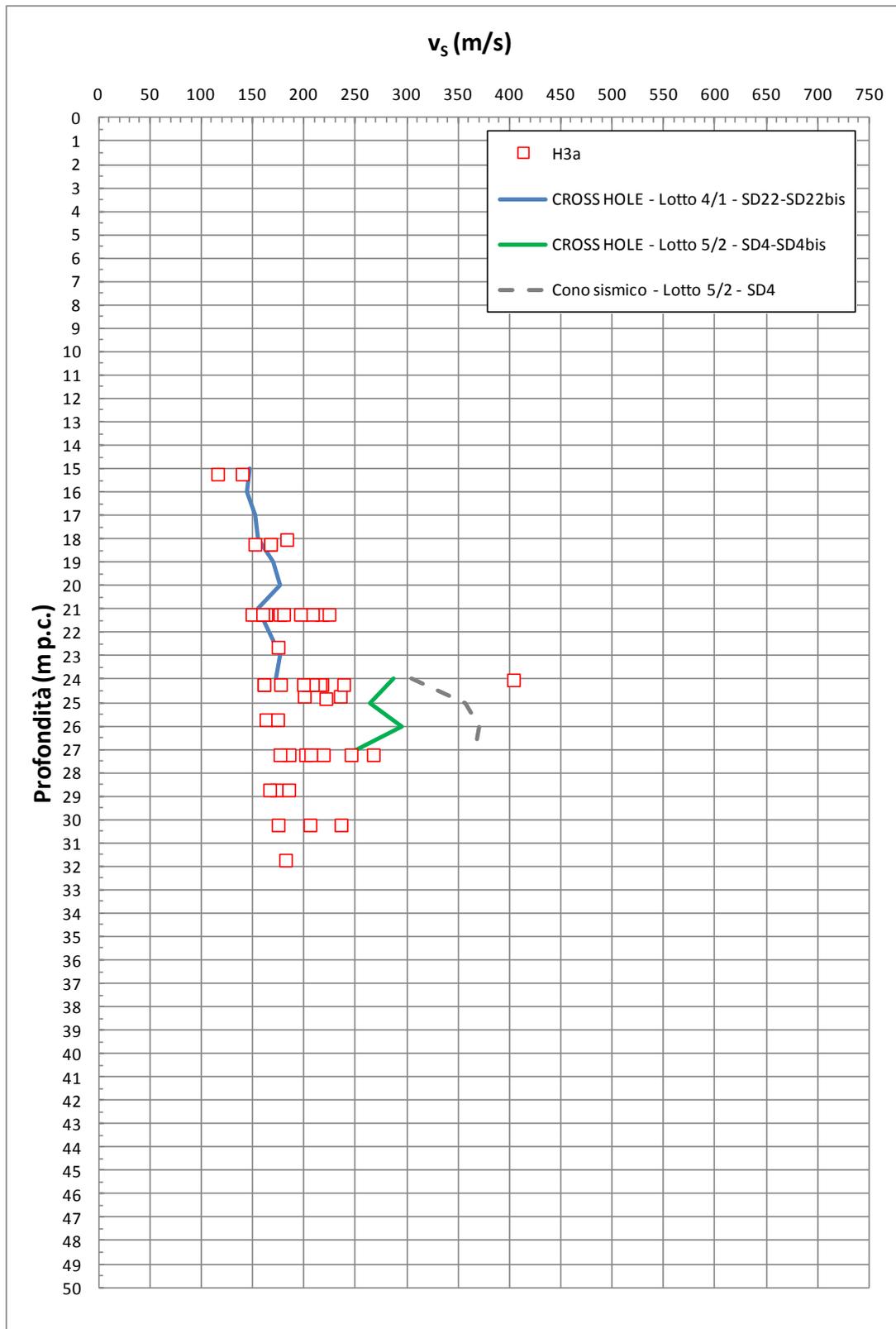


Figura 8.85: Formazione H3a- Valori di  $v_s$

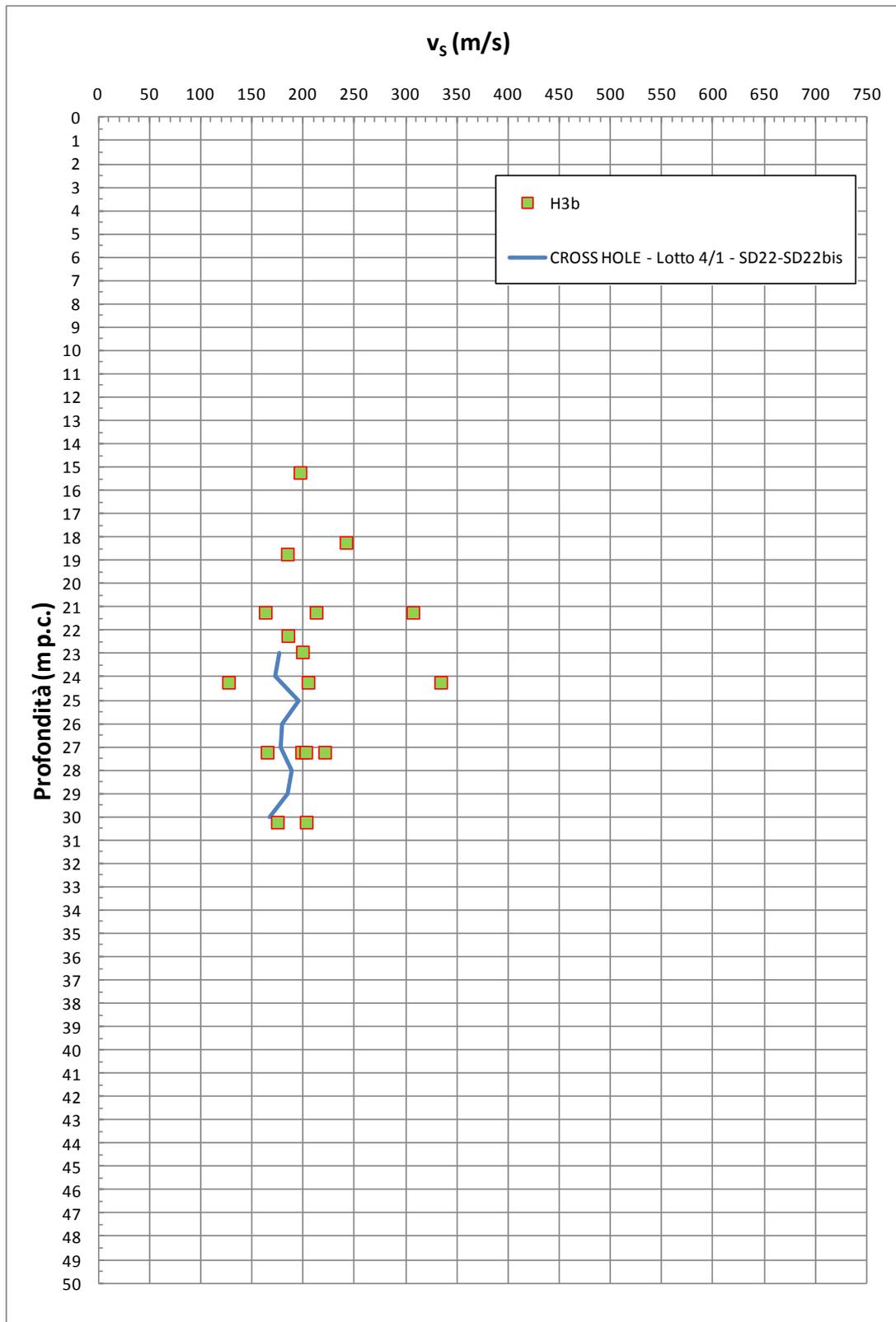


Figura 8.86: Formazione H3b– Valori di  $v_s$

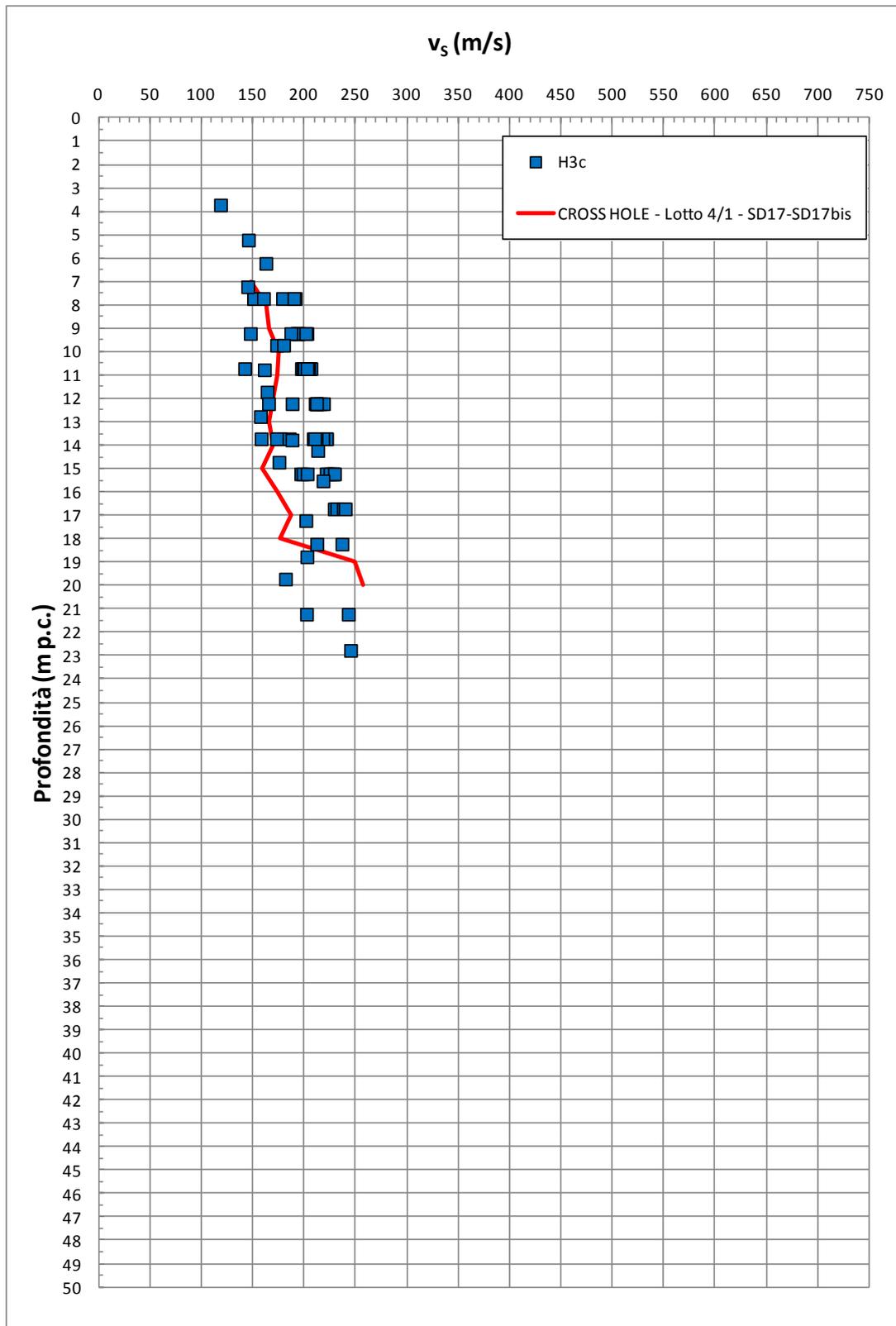


Figura 8.87: Formazione H3c– Valori di  $v_s$

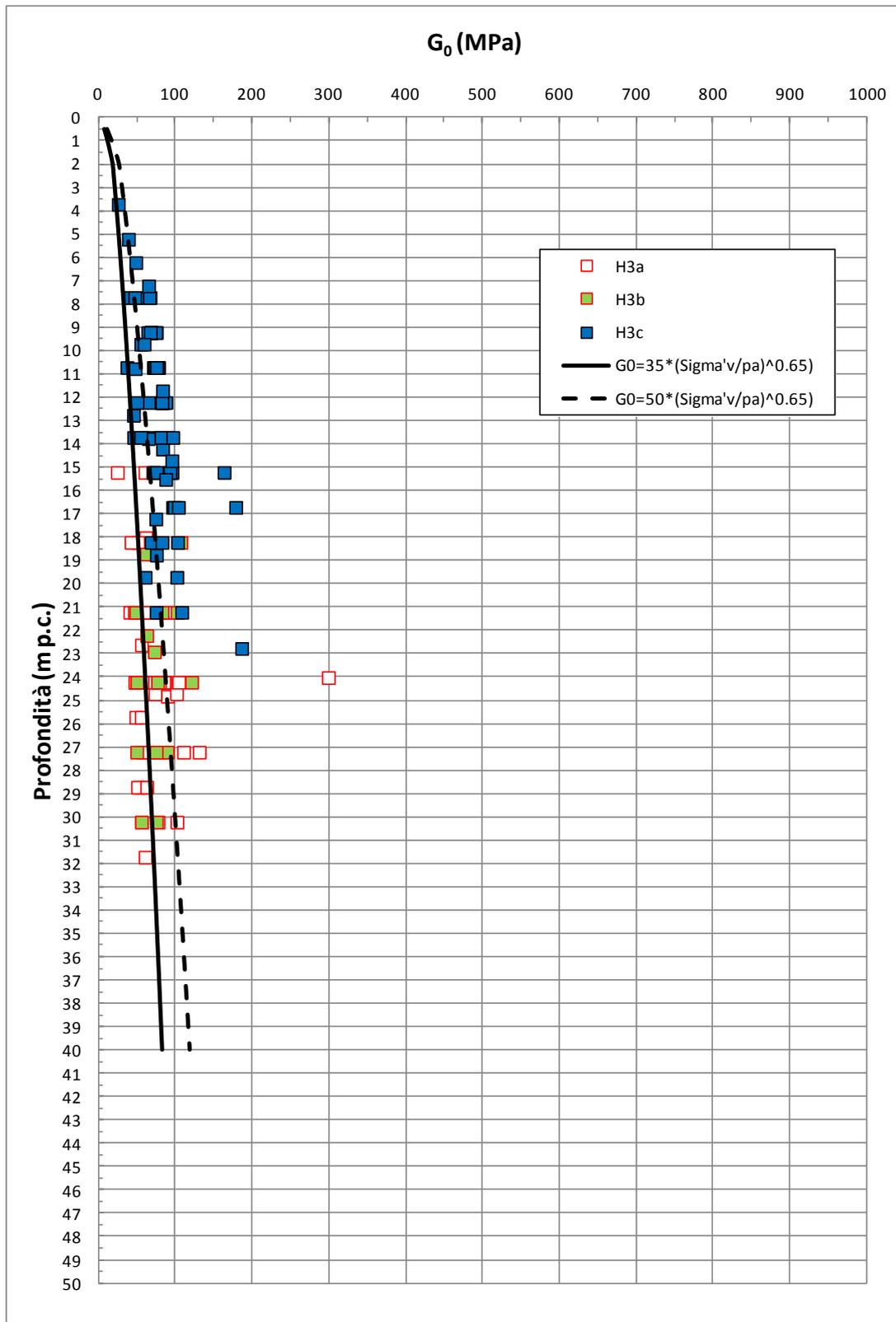


Figura 8.88: Formazione H3a, H3b, H3c – Valori di  $G_0$

## 8.12 Depositi H1a (lagunari) e H1a1 (palustri)

La natura geologica e la composizione granulometrica delle due formazioni in oggetto sono così riassumibili:

- La formazione H1a è geologicamente ascrivibile a depositi olocenici lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi di colori prevalentemente bruni e grigi e locali intercalazioni di sabbie fini limose. Presenza di malacofauna di ambiente salmastro e resti vegetali.
- La formazione H1a1 è geologicamente ascrivibile a depositi olocenici palustri. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo, limi argillosi e limi sabbiosi, talora con presenza di elementi vegetali, con subordinante sabbie fini limose talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi H1a e H1a1 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati
- prove penetrometriche dinamiche SPT
- prove di permeabilità Lefranc.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.89; l'analisi di tale figura conferma che i depositi in oggetto sono prevalentemente a grana fine ( $FC \geq 35\%$ ) con possibili intercalazioni di sabbie ( $FC < 35\%$ ).

Nella Figura 8.90 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ( $FC = \% \text{Limo} + \% \text{Argilla}$ ) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 0 colpi/30 cm e un valore massimo di 48 colpi/30cm; per i primi 10 m da p.c. si può assumere un valore caratteristico compreso tra  $0 \leq N_{SPT} \leq 5$  colpi/30 cm, mentre, a profondità maggiori, è possibile individuare un intervallo caratteristico compreso tra  $5 \leq N_{SPT} \leq 15$  colpi/30 cm

### 8.12.1 Caratteristiche fisiche

Gli strati limoso-argillosi e limoso-sabbiosi ( $FC \geq 35\%$ ) delle formazioni H1a e H1a1 in oggetto presentano la seguente composizione:

- limo = 15 ÷ 62%, mediamente 42%
- argilla = 5 ÷ 76%, mediamente 41%
- sabbia = 1 ÷ 58%, mediamente 15%
- ghiaia = 0 ÷ 39%, mediamente 2%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36% ÷ 99%, mediamente 83%

Gli strati più prettamente sabbiosi o sabbioso-limosi ( $FC < 35\%$ ) delle formazioni H1a e H1a1 in oggetto presentano la seguente composizione:

- sabbia = 25 ÷ 92%, mediamente 69%
- ghiaia = 0 ÷ 60%, mediamente 12%
- limo = 0 ÷ 20%, mediamente 11%
- argilla = 0 ÷ 19%, mediamente 8%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 0% ÷ 34%, mediamente 19%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a  $\gamma_n = 16 \div 20 \text{ kN/m}^3$  (vedi Figura 8.91).

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

- Figura 8.92: contenuto d'acqua
- Figura 8.93: limite liquido
- Figura 8.94: limite plastico
- Figura 8.95: indice dei vuoti
- Figura 8.96: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 8.97 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v - \log \sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore

del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{oed}$ .

I terreni appartenenti alla formazione H1a, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano distribuiti nel piano di Burland sia sotto che sopra la linea di compressibilità intrinseca edometrica. Tale dispersione non viene a mancare se si cerca di localizzare lungo il tracciato i campioni appartenenti alle diverse classi (B1, B2 e A); inoltre, anche all'interno dello stesso sondaggio due differenti campioni della medesima formazione possono posizionarsi sotto e sopra la  $ICL_{edo}$ . In ragione di quanto sopra non si può escludere una possibile ulteriore sottodivisione dei depositi in oggetto in livelli più o meno compressibili; tale aspetto potrà essere indagato attraverso l'esecuzione di prove CPTU in sede di campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva. Si evidenzia che tale dispersione di dati è riscontrabile anche nelle figure che vanno da Figura 8.92 alla Figura 8.96.

I terreni appartenenti alla formazione H1a1 invece, essendo al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica, risulterebbero ascrivibili a terreni di tipo B1, ossia sovra consolidati, probabilmente per essiccazione.

La densità relativa ( $D_r$ ) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=35\div 55\%$  (vedi Figura 8.98). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

### **8.12.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine**

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi  $FC \geq 35\%$  ed  $LL \geq 35\%$ , rappresentato sul piano di Burland (1990)  $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$ , si colloca come per alcuni campioni indisturbati al di sotto e per altri al di sopra della linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{oed}$  (Figura 7.4).

In ragione di quanto sopra, in questa fase progettuale, i calcoli geotecnici dovranno essere effettuati utilizzando modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo Plaxis) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di Rocchi et al, 2003).

### **8.12.3 Resistenza al taglio**

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 29^\circ \div 34^\circ$  (vedi la Figura 8.99).

La resistenza al taglio determinata da prove di taglio diretto (TD) ha fornito valori pari a  $\varphi' = 32^\circ$  e  $c' = 10$  kPa nel caso di un campione di limo con sabbia argillosa e  $\varphi' = 18^\circ$  e  $c' = 10$  kPa nel caso di un campione di argilla con limo (vedi Figura 8.100).

La resistenza al taglio determinata da prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) hanno fornito valori ricadenti nei range  $\varphi' = 23^\circ \div 26^\circ$  e  $c' = 0 \div 10$  kPa per campioni di argilla con limo (vedi Figura 8.101).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella Figura 8.102; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).

### **8.12.4 Deformabilità**

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 8.103. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole (verticali 4/1-SD17 e 4/1-SD17Bis, verticali 5/2-SD4 e 5/2-SD4Bis e cono sismico 5/2-SD4), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.5.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.104. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$  ed  $E_{op2}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ , con  $E_0$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  ed  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i materiali in oggetto, essendo prevalentemente argillosi limosi, il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioio. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di  $G_0$  paragonabili a quelli desunti dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto.

### **8.12.5 Permeabilità**

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc, ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine  $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s. Le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s.

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

### **8.12.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

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

Tabella 8.19: Formazione H1a e H1a1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi argillosi e limi sabbiosi	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	17÷19	18÷20	
$N_{SPT}$ (colpi/30 cm)	5÷20 <sup>(1)</sup>		
$D_r$ (%)	-	40÷50	
$c'$ (kPa)	10	0	0
$\varphi'$ (°)	18÷23	25÷28 <sup>(2)</sup>	30÷33
$c_u$ (kPa)	15÷40 <sup>(3)</sup> 50÷100 <sup>(3)</sup>	-	
$GSC = \sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	1.00		
$OCR^* = \sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$	1.05÷1.10	-	
$k_o$ (-)	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{OCR^*}$	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{GSC}$	
$v_s$ (m/sec)	$65 \cdot z^{0.35}$		
$G_{01}$ (kPa)	$G_{01} = 700 \cdot c_u$	$G_{01} = 35000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$	
$E_{op1}$ (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ <sup>(4)</sup>	
$E_{op2}$ (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/5$ <sup>(4)</sup>	
$E_{op3}$ (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/10$ <sup>(4)</sup>	
$c_c$ (-)	0.30÷0.50	-	-
$c_r$ (-)	$0.2 \cdot c_c$	-	-
$c_{\alpha e}$ (%)	0.5÷2.0 <sup>(5)</sup>	-	-

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 $D_r$  = densità relativa;  
 $c'$  = intercetta di coesione;  
 $\varphi'$  = angolo di attrito operativo;  
 $GSC$  = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $OCR^*$  = grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
 $\sigma'_{v,y}$  = pressione di snervamento;

$k_0$	=	coefficiente di spinta del terreno a riposo;
$v_s$	=	velocità di propagazione delle onde di taglio;
$z$	=	profondità dal piano campagna locale in metri;
$G_{01}$	=	modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
$p_a$	=	pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
$E_{op1}$	=	modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op2}$	=	modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
$E_{op3}$	=	modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
$B$	=	dimensione minore della fondazione (m);
$C_c$	=	indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_r$	=	indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
$C_v$	=	coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_\alpha$	=	coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

- (1)  $0 \leq N_{SPT} \leq 5$  colpi/30 cm nei primi 10 m da p.c. e  $5 \leq N_{SPT} \leq 15$  colpi/30 cm per profondità superiori a 10 m p.c.
- (2) valore ipotizzato
- (3)  $15 \leq C_u \leq 40$  kPa per i primi 12 m e da p.c. e  $50 \leq C_u \leq 100$  kPa per profondità superiori a 12 m da p.c.
- (4)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p'_0$  la pressione efficace media geostatica.
- (5) dalle prove edometriche si sono ricavati valori anche fino a 3.5÷4.0, tali valori dovranno essere verificati in sede di progetto esecutivo attraverso prove edometriche di creep.

Tabella 8.20: Formazione H1a – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_s$ (-)	$e$ (-)	
4/1 - SD15	SD15/C1	I1	1.68	4.50	5.00	1.00	40.00	33.00	26.00	91.0	40.0	51.0	OH	A7-5	S,L,A	54.47	15.67	2.61	1.42	TX-UU
4/1 - SD15	SD15/C1	I1	2.48	4.50	5.00	1.00	40.00	33.00	26.00	58.0	37.0	21.0	OH	A7-5	S,L,A	54.47	15.67	2.61	1.42	-
4/1 - SD17	SD17/C1	I1	2.48	4.50	5.00	1.00	6.00	35.00	58.00	70.0	29.0	41.0	CH	A7-6	A,L[S]	40.77	17.40	2.48	1.01	EDO
4/1 - SD17	SD17/RIM1	R1	2.48	0.40	0.60	60.00	25.00	8.00	7.00	40.0	20.0	20.0	GC	A2-7	G,S[L][A]	-	-	-	-	-
4/1 - SD17	SPT1	S1	2.48	2.50	2.95	39.00	25.00	15.00	21.00	52.0	21.0	31.0	SC	A7-6	G,S(A)(L)	-	-	-	-	-
4/1 - SD17	SPT2	S2	2.48	6.50	6.95	3.00	17.00	58.00	22.00	110.0	35.0	75.0	OH	A7-6	L(A)(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD19	SD19/C2	I2	1.01	7.50	8.00	0.00	12.00	39.00	49.00	68.0	27.0	41.0	CH	A7-6	A,L(S)	50.69	16.11	2.86	1.38	TX-UU/EDO
4/1 - SD20	SD20/C1	I1	1.08	5.50	6.00	0.00	10.00	33.00	57.00	92.0	32.0	60.0	CH	A7-6	A,L(S)	53.51	16.57	2.64	-	EDO
4/1 - SD20	SPT3	S3	0.94	7.50	7.95	0.00	2.00	45.00	53.00	61.0	26.0	35.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SD21/C1	I1	0.94	4.50	5.00	0.00	3.00	43.00	54.00	62.0	27.0	35.0	CH	A7-6	A,L	-	19.45	2.73	-	EDO
4/1 - SD21	SD21/C2	I2	0.94	9.50	10.00	0.00	6.00	34.00	60.00	68.0	30.0	38.0	CH	A7-5	A,L[S]	51.63	17.76	2.81	-	EDO
4/1 - SD21	SPT2	S2	0.94	3.00	3.45	0.00	7.00	41.00	52.00	62.0	26.0	36.0	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT3	S3	0.94	6.00	6.45	0.00	4.00	44.00	52.00	57.0	24.0	33.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT4	S4	0.94	7.50	7.95	0.00	2.00	60.00	38.00	55.0	24.0	31.0	CH	A7-6	L,A	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT5	S5	1.65	11.45	12.00	0.00	4.00	46.00	50.00	56.0	24.0	32.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	SPT3	S3	1.65	4.50	4.95	0.00	38.00	48.65	13.34	-	-	-	ML	A4	LS(A)	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	SPT5	S5	1.65	7.50	7.95	6.52	35.82	26.53	31.13	27.0	18.0	9.0	CL	A4	S,A,L[G]	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	CI 3	I3	0.35	10.50	11.00	1.17	28.63	45.01	25.19	38.0	19.0	19.0	CL	A6	L,S,A	33.01	19.00	2.75	-	TX-UU
4/1 - SD23	SPT4 - CR5	S4	0.35	5.50	5.50	0.16	11.24	49.69	38.92	47.0	25.0	22.0	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD23	CI 1	I1	0.35	6.00	6.50	0.00	1.32	47.57	51.10	51.0	23.0	28.0	CH	A7-6	A,L	41.72	17.60	28.45	-	EDO
4/1 - SD23	SPT6 - CR7	S6	0.35	9.00	9.00	0.00	6.79	41.45	51.76	45.0	23.0	22.0	CL	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD23	CI 2	I2	0.35	11.50	12.00	0.00	7.44	49.88	42.68	41.0	21.0	20.0	CL	A7-6	L,A[S]	43.81	17.50	28.25	-	TX-UU
4/1 - SD23	SPT8 - CR9	S8	1.47	12.00	12.00	0.04	91.45	-	-	-	-	-	SP-SM	A7-6	-	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1 - SD27	2S	I2	1.01	6.00	6.50	0.00	5.21	55.39	39.40	56.0	-	-	CH	A7-6	L,A[S]	49.92	17.20	2.82	-	EDO
4/1 - SD27	SPT5 - CR6	S5	1.97	7.50	7.50	0.00	5.19	52.31	42.50	52.0	29.0	23.0	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	CI 2	I2	1.97	6.00	6.50	0.51	13.14	48.46	37.89	63.0	44.0	19.0	CH	A7-6	L,A(S)	36.46	17.90	2.56	1.02	TX-UU
4/1 - SD28	SPT5 - CR6	S5	1.97	7.50	7.50	0.46	10.83	40.93	47.78	58.0	34.0	24.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	SPT7 - CR8	S7	1.56	10.50	10.50	0.02	91.61	0.00	0.00	-	-	-	SW-SM	A3	S	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	CI 2	I2	1.56	6.00	6.50	2.21	18.17	54.16	25.46	61.0	28.0	33.0	CH	A7-5	L,A(S)	63.48	15.70	2.74	-	TX-UU
4/1 - SD29	SPT4 - CR5	S4	1.56	5.50	5.50	0.34	10.52	57.87	31.27	65.0	47.0	18.0	CH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	SPT6 - CR7	S6	1.56	9.00	9.00	0.00	89.67	0.00	0.00	-	-	-	SW-SC	A2-4	S	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	SPT8 - CR9	S8	1.64	12.00	12.00	0.00	3.88	47.49	48.63	47.0	28.0	19.0	CL	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD30	CI 1	I1	1.64	14.50	15.00	0.00	1.80	61.85	36.35	48.0	25.0	23.0	SP-SM	A1-b	L,A	18.87	20.60	2.74	-	-
4/1 - SD30	SPT10 - CR11	S10	4.80	16.50	16.50	0.00	5.35	51.05	43.60	41.0	18.0	23.0	-	-	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1-SD18	C1	I1	0.83	4.50	5.00	0.00	30.00	32.00	38.00	94.0	33.0	61.0	CH	A7-5	A,L,S	68.19	19.05	2.76	-	TX-UU/EDO
4/1-SD18	SPT1	S1	0.83	1.55	2.00	4.00	19.00	32.00	45.00	60.0	27.0	33.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD18	SPT3	S3	0.42	6.00	6.45	1.00	11.00	34.00	54.00	79.0	29.0	50.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD4	SD4/C2	I2	3.95	9.50	10.00	0.00	31.00	56.00	13.00	64.0	62.0	2.0	MH	A5	L,S(A)	73.09	14.11	2.51	2.02	TD
4/1-SD4	SPT3	S3	1.63	7.50	7.95	2.00	18.00	30.00	50.00	67.0	25.0	42.0	CH	A7-5	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD5	SD5/C1	I1	1.91	3.50	4.00	8.00	15.00	36.00	41.00	56.0	23.0	33.0	CH	A7-6	A,L(S)[G]	22.12	20.92	2.74	0.57	EDO
4/1-SD5	SD5/C3	I3	1.91	13.50	14.00	0.00	3.00	37.00	60.00	111.0	37.0	74.0	CH	A7-5	A,L	40.02	17.00	2.76	1.23	TD
4/1-SD5	SPT2	S2	1.91	5.55	6.00	4.00	26.00	54.00	16.00	84.0	58.0	26.0	MH	A7-5	L,S(A)	-	-	-	-	-
4/1-SD5	SPT4	S4	3.95	11.50	11.95	0.00	5.00	45.00	50.00	63.0	24.0	39.0	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5/2 - SD1	CI 3	I3	4.80	10.50	11.00	0.00	31.51	50.32	18.17	42.0	23.0	19.0	SM	A2-4	L,S(A)	31.78	19.00	2.85	-	TX-UU/EDO
5/2 - SD1	SPT6- CR7	S6	4.55	13.50	13.50	0.05	13.18	56.70	30.07	53.0	26.0	27.0	SP-SM	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2 - SD2	CI 1	I1	4.55	9.00	9.50	0.00	4.54	19.09	76.36	75.0	29.0	46.0	CH	A7-6	A(L)	32.57	18.70	2.65	-	TX-UU
5/2 - SD2	CI 2	I2	4.55	12.00	12.50	0.00	3.40	42.84	53.76	60.0	29.0	31.0	CH	A7-6	A,L	41.62	18.10	2.89	-	TX-UU/EDO

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2 - SD2	SPT7 - CR8	S7	0.00	13.50	13.50	1.01	14.66	55.99	28.35	42.0	23.0	19.0	SM	A2-4	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	CI 1	I1	6.11	9.00	9.50	0.07	5.83	49.52	44.59	53.0	25.0	28.0	SM	A2-4	L,A[S]	33.44	19.30	2.89	0.96	TX-UU/EDO
5/2-SD3	CI 2	I2	6.11	12.00	12.50	0.00	30.59	36.14	33.27	56.0	28.0	28.0	CH	A7-6	L,A,S	32.97	18.70	2.89	1.01	TX-UU
5/2-SD3	CI 3	I3	6.11	15.00	15.50	0.00	8.62	47.79	43.59	62.0	29.0	33.0	CH	A7-6	L,A[S]	46.92	17.10	2.81	1.37	TX-CIU
5/2-SD3	SPT5 - CR6bis	S5	6.11	7.80	7.80	0.00	35.78	42.12	22.10	35.0	18.0	17.0	SM	A2-4	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT6 - CR7	S6	6.11	10.50	10.50	0.00	33.61	42.85	23.54	35.0	20.0	15.0	SC	A6	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD3	SPT8 - CR9	S7	6.93	16.50	16.50	0.52	14.11	57.36	28.00	51.0	30.0	21.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD3bis	CI 1	I1	6.20	9.00	9.50	0.00	7.04	55.70	37.26	46.0	21.0	25.0	SP-SM	A2-4	L,A[S]	19.60	18.80	2.80	0.75	TX-UU/EDO
5/2-SD3bis	CI 2	I2	6.20	13.50	14.00	0.71	8.54	38.88	51.87	54.0	28.0	26.0	CL	A7-6	A,L[S]	25.94	18.70	2.67	0.76	TX-CIU
5/2-SD3bis	CI 3	I3	6.20	16.50	17.00	0.65	10.15	47.51	42.08	61.0	29.0	32.0	CH	A7-6	L,A(S)	35.78	18.20	2.88	1.10	TX-UU
5/2-SD3bis	SPT7 - CR8	S7	6.11	12.00	12.00	5.25	27.72	42.95	24.08	39.0	19.0	20.0	SP-SM	A2-4	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-
5/2-SD4	CI 1	I1	6.93	7.50	8.00	5.67	28.19	44.18	21.97	32.0	23.0	9.0	-	-	L,S(A)[G]	19.80	20.40	2.75	0.58	EDO
5/2-SD4	CI 2	I2	6.93	10.50	11.00	0.00	12.92	40.42	46.66	59.0	28.0	31.0	CL	A4	A,L(S)	42.22	17.70	2.81	1.22	TX-UU
5/2-SD4	CI 3	I3	6.93	15.00	15.50	1.02	14.80	46.07	38.11	63.0	26.0	37.0	CH	A7-4	L,A(S)	41.36	17.90	2.82	1.19	TX-CIU
5/2-SD4	SPT5 - CR6	S5	6.93	9.00	9.00	1.10	19.34	51.82	27.74	34.0	19.0	15.0	SM	A2-4	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD4	SPT7 - CR8	S7	7.49	12.00	12.00	8.96	30.31	44.50	16.23	46.0	28.0	18.0	CL	A6	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-
5/2-SD6	CI 1	I1	7.49	7.50	8.00	0.88	24.36	46.94	27.82	32.0	19.0	13.0	SP-SM	A3	L,A(S)	17.64	20.20	2.81	0.61	TX-UU
5/2-SD6	CI 2	I2	7.49	10.50	11.00	8.93	8.12	33.40	49.54	60.0	28.0	32.0	CL	A6	A,L[G][S]	33.72	19.30	2.91	0.97	TX-UU/EDO
5/2-SD6	SPT5 - CR6	S5	7.49	9.00	9.00	3.35	12.52	41.08	43.04	56.0	27.0	29.0	SP-SM	A3	A,L(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD6	SPT7 - CR8	S7	7.76	13.50	13.50	4.92	35.23	42.37	17.48	49.0	27.0	22.0	CL	A7-6	L,S(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	CI 1	I1	7.76	7.50	8.00	6.56	32.87	55.51	5.07	36.0	17.0	19.0	CL	A7-6	L,S[G][A]	20.35	21.00	2.80	0.58	TX-UU/EDO
5/2-SD6bis	CI 2	I2	7.76	10.50	11.00	0.00	4.51	36.79	58.70	70.0	33.0	37.0	CL	A6	A,L	34.19	18.30	2.66	0.91	TX-CIU
5/2-SD6bis	SPT5 - CR6	S5	7.76	9.00	9.00	0.72	10.38	53.81	35.09	35.0	22.0	13.0	SM	A2-4	L,A(S)	-	-	-	-	-
5/2-SD6bis	SPT7 - CR8	S7	7.97	13.50	13.50	0.42	26.35	60.31	12.92	55.0	30.0	25.0	CL	A6	L,S(A)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/2-SD7	CI 1	I1	7.97	7.50	8.00	0.17	41.54	27.67	30.61	54.0	28.0	26.0	SC	A7-6	S,A,L	26.10	19.20	2.59	0.67	TX-UU/EDO
5/2-SD7	CI 2	I2	7.97	10.30	11.00	1.01	17.28	36.79	44.92	57.0	32.0	25.0	MH	A7-6	A,L(S)	36.91	18.50	2.74	0.99	TX-UU
5/2-SD7	SPT5 - CR6	S5	7.97	8.70	8.70	0.00	3.44	40.78	55.78	59.0	26.0	33.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5/2-SD7	SPT7 - CR8	S7	7.57	13.30	13.30	3.05	1.46	53.60	41.89	74.0	27.0	47.0	CH	A7-6	L,A	-	-	-	-	-
5/2-SD8	CI 2	I2	4.92	8.00	8.50	0.37	9.01	37.02	53.60	77.0	33.0	44.0	CH	A7-5	A,L(S)	38.12	17.80	2.92	1.22	TX-UU
5/2-SD8	CI 3	I3	4.92	11.80	12.40	2.55	21.56	60.35	15.53	49.0	27.0	22.0	CL	A7-6	L(S)(A)	62.44	15.50	2.73	1.81	TX-UU
5/2-SD8	SPT5 - CR6	S5	6.93	9.30	9.75	2.06	9.32	47.17	41.45	73.0	32.0	41.0	CH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD9	CI3	I3	1.63	4.50	5.10	0.00	10.00	38.00	52.00	76.0	36.0	40.0	MH	A7-5	A,L(S)	57.40	16.40	2.70	-	TX-UU/EDO
5b-SD9	SPT3-CR3	S3	1.63	5.10	5.55	0.00	13.00	42.00	45.00	118.0	50.0	68.0	MH	A7-5	A,L(S)	-	-	-	-	-
5b-SD9	CI4	I4	1.63	6.00	6.55	0.00	8.00	53.00	39.00	97.0	44.0	53.0	MH	A7-5	L,A(S)	67.50	15.50	2.66	-	TX-UU/EDO
5b-SD9	SPT5-CR5	S5	1.63	10.50	10.95	45.00	45.00	-	-	-	-	-	SW-SM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5b-SD9	SPT6-CR6	S6	0.84	12.00	12.45	52.00	41.00	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5b-SD10	CI3	I3	0.84	4.50	5.10	0.00	10.00	48.00	42.00	75.0	33.0	42.0	CH	A7-5	L,A(S)	56.70	15.70	2.57	-	TX-UU/EDO
5b-SD10	SPT2-CR2	S2	1.25	5.10	5.55	0.00	28.00	48.00	24.00	48.0	33.0	15.0	ML	A7-5	L,S(A)	-	-	-	-	-
5b-SD11	CI3	I3	1.81	4.60	5.15	1.00	14.00	41.00	44.00	78.0	31.0	47.0	CH	A7-5	A,L(S)	60.50	15.40	2.66	-	TX-UU
5b-SD12	CI2	I2	1.81	3.00	3.50	1.00	34.00	42.00	23.00	42.0	22.0	20.0	CL	A7-6	L,S(A)	38.60	18.10	2.76	-	TX-UU/EDO
5b-SD12	CI3	I3	0.65	6.00	6.55	1.00	15.00	55.00	29.00	67.0	31.0	36.0	CH	A7-5	L,A(S)	57.20	15.90	2.69	-	TX-UU/EDO
5b-SD13	SPT2-CR2	S2	0.65	2.80	3.25	1.00	19.00	44.00	36.00	47.0	27.0	20.0	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD13	CI1	I1	0.65	4.50	5.10	0.00	17.00	42.00	41.00	83.0	33.0	50.0	CH	A7-5	L,A(S)	65.60	16.50	2.75	-	TX-CIU/EDO
5b-SD13	SPT3-CR3	S3	0.78	6.00	6.45	4.00	23.00	43.00	30.00	66.0	30.0	36.0	CH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD14	CI1	I1	0.78	3.00	3.60	1.00	27.00	38.00	34.00	58.0	30.0	28.0	CH	A7-6	L,A,S	57.00	16.90	2.80	-	TX-UU/EDO
5b-SD14	SPT2-CR2	S2	0.78	4.50	4.95	1.00	24.00	52.00	23.00	83.0	45.0	38.0	MH	A7-5	L(S)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD14	SPT3-CR3	S3	0.83	6.60	7.05	0.00	50.00	28.00	22.00	37.0	18.0	19.0	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-
5b-SD15	SPT2-CR2	S2	0.34	3.40	3.85	1.00	15.00	47.00	37.00	74.0	32.0	42.0	CH	A7-5	L,A(S)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD16	CI2	I2	1.08	3.00	3.50	0.00	30.00	44.00	26.00	58.0	25.0	33.0	CH	A7-6	L,S,A	57.10	18.50	2.70	-	TX-UU/EDO
5b-SD17	CI2	I2	1.36	3.00	3.55	0.00	10.00	40.00	50.00	71.0	33.0	38.0	CH	A7-5	A,L(S)	47.00	16.50	2.72	-	TX-UU/EDO
5b-SD18	CI2	I2	1.36	3.00	3.40	4.00	89.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A3	-	22.40	18.20	2.79	-	TD
5b-SD18	SPT2-CR2	S2	1.36	3.40	3.85	3.00	89.00	-	-	-	-	-	SP-SM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5b-SD18	SPT3-CR3	S3	1.08	4.50	4.95	0.00	13.00	50.00	37.00	51.0	27.0	24.0	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD20	CI1	I1	1.47	3.35	3.85	0.00	46.00	34.00	20.00	46.0	22.0	24.0	CL	A7-6	S,L(A)	37.50	18.10	2.82	-	TX-UU/EDO
5b-SD20	CI2	I2	1.47	11.00	11.50	0.00	10.00	43.00	47.00	55.0	29.0	26.0	CH	A7-6	A,L(S)	44.80	18.00	2.83	-	TX-UU/EDO
5b-SD20	CI3	I3	1.47	18.00	18.60	0.00	1.00	56.00	43.00	43.0	24.0	19.0	CL	A7-6	L,A	33.60	18.90	2.77	-	TX-CIU
5b-SD20	SPT2-CR2	S2	1.47	6.00	6.45	0.00	5.00	47.00	48.00	55.0	26.0	29.0	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-SD20	SPT3-CR3	S3	1.47	7.50	7.95	0.00	26.00	47.00	27.00	35.0	20.0	15.0	CL	A6	L,A,S	-	-	-	-	-
5b-SD20	SPT4-CR4	S4	2.00	13.50	13.95	0.00	1.00	46.00	53.00	66.0	28.0	38.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD22	CI3	I3	2.00	7.50	7.90	0.00	3.06	47.73	49.21	47.0	23.6	23.4	CL	A7-6	A,L	31.71	18.25	2.82	1.00	TX-UU/EDO
5b-SD22	CI4	I4	2.00	13.50	13.80	0.00	47.23	23.54	29.24	27.2	16.3	10.9	CL	A6	S,A(L)	31.29	19.51	2.87	0.89	-
5b-SD22	CI5	I5	2.00	16.50	16.97	2.49	10.99	37.66	48.86	51.2	23.8	27.4	CH	A7-6	A,L(S)	36.03	18.42	2.77	1.01	TX-CIU/EDO
5b-SD22	SPT3-CR3	S3	2.00	4.50	4.95	0.00	3.11	20.14	76.75	58.9	24.3	34.6	CH	A7-6	A(L)	-	-	-	-	-
5b-SD22	SPT5-CR5	S5	2.00	9.00	9.45	0.00	3.68	36.38	59.94	51.2	26.6	24.6	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD22	SPT8-CR8	S8	1.79	18.00	18.45	0.00	3.48	36.83	56.69	52.7	25.2	27.5	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD23	CI2	I2	1.79	7.50	8.10	0.00	5.91	42.88	51.21	58.5	32.3	26.2	MH	A7-5	A,L[S]	58.16	16.17	2.66	1.55	TD
5b-SD23	CI3	I3	1.79	13.5	14.1	0.94	2.15	45.99	50.92	43.3	22.3	21	CL	A7-6	A,L	34.43	18.22	2.723	0.97	TX-UU
5b-SD23	CI4	I4	1.79	16.5	17.1	0	5.95	42.87	51.17	48.5	24.3	24.2	CL	A7-6	A,L[S]	45.18	17.32	2.774	1.28	TD
5b-SD23	SPT3-CR3	S3	1.79	6	6.5	0	4.59	39.26	56.15	45.5	21.2	24.3	CL	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD23	SPT4-CR4	S4	1.79	9	9.5	0	7.04	39.96	53	42.2	23.6	18.6	CL	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-SD23	SPT5-CR5	S5	1.79	10.5	11	0.83	4.55	34.21	60.41	61.4	32.8	28.6	MH	A7-5	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD23	SPT6-CR6	S6	1.69	12	12.5	1.18	4.39	36.44	57.99	43.2	21.6	21.6	CL	A7-6	A,L	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD24	CI2	I2	1.69	6	6.6	0	4.72	32.31	62.96	52.9	27.9	25	CH	A7-6	A,L	32.62	17.83	2.713	0.98	TX-UU/EDO
5b-SD24	CI3	I3	1.69	12	12.6	0	7.88	43.24	48.87	38.8	20.5	18.3	CL	A6	A,L[S]	34.81	18.3	2.764	0.99	TX-UU
5b-SD24	CI4	I4	1.69	16.5	17.1	0	17.32	42.26	40.42	33.1	18.8	14.3	CL	A6	L,A(S)	35.72	18.03	2.774	1.05	TD/EDO
5b-SD24	SPT3-CR3	S3	1.69	7.5	7.9	0	33.57	35.8	30.64	29.1	20.4	8.7	CL	A4	L,S,A	-	-	-	-	-
5b-SD24	SPT5-CR5	S5	1.69	10.6	11	0.52	4.85	44.61	50.01	36	23.3	12.7	CL	A6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD24	SPT8-CR8	S8	1.94	18	18.5	0.56	89.48	-	-	-	-	-	SP-SM	-	-	-	-	-	-	-
5b-SD25	CI2	I2	1.94	7.8	8.11	0	6.11	45.48	48.4	47.5	26.2	21.3	CL	A7-6	A,L[S]	32.57	18.86	2.743	0.89	TX-UU/EDO
5b-SD25	CI3	I3	1.94	20.4	21	0	85.44	-	-	21.3	-	-	SP-SM	A2-4	-	21.66	18.66	2.804	-	TD
5b-SD25	SPT4-CR4	S4	1.94	9.45	9.70	0.00	4.37	36.00	59.64	54.3	26.2	28.1	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT5-CR5	S5	1.94	10.95	11.20	0.07	3.15	37.50	59.28	51.0	26.5	24.5	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT6-CR6	S6	1.94	14.00	14.30	0.39	71.85	19.73	8.03	20.7	18.4	2.3	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT7-CR7	S7	1.94	16.50	16.75	0.88	68.34	20.46	10.33	21.2	18.9	2.3	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT8-CR8	S8	1.94	18.00	18.40	53.24	37.07	-	-	-	-	-	GW-GM	A1-b	-	-	-	-	-	-
5b-SD25	SPT10-CR10	S10	1.62	21.00	21.30	0.00	3.18	38.69	58.13	52.8	25.6	27.2	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD26	CI2	I2	1.62	7.50	8.10	1.34	1.80	22.27	74.58	65.7	25.7	40.0	CH	A7-6	A(L)	41.57	17.61	2.66	1.10	EDO
5b-SD26	CI3	I3	1.62	16.50	17.10	1.52	35.50	34.05	28.93	32.4	23.5	8.9	ML-CL	A4	S,L,A	27.94	19.28	2.72	0.77	-
5b-SD26	SPT2-CR2	S2	1.62	4.50	5.00	0.17	2.85	38.27	58.71	50.7	25.8	24.9	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT4-CR4	S4	1.62	9.00	9.50	0.00	3.59	38.05	58.36	63.5	30.6	32.9	CH	A7-5	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT6-CR6	S6	1.62	12.00	12.50	0.00	73.29	13.97	12.73	22.1	17.5	4.6	SM-SC	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD26	SPT7-CR7	S7	1.12	15.00	15.50	1.56	68.77	18.45	11.21	19.2	-	-	SM	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD27	CI2	I2	1.12	7.50	8.00	0.61	38.95	20.16	40.28	34.9	17.5	17.4	CL	A6	A,S(L)	22.39	19.54	2.55	0.56	TX-CIU/EDO
5b-SD27	CI3	I3	1.12	12.00	12.50	3.79	21.44	20.26	54.51	43.5	21.4	22.1	CL	A7-6	A(S)(L)	26.29	19.15	2.57	0.66	TD
5b-SD27	SPT4-CR4	S4	1.12	9.00	9.50	0.41	56.72	16.36	26.52	27.7	13.6	14.1	SC	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-
5b-SD27	SPT6-CR6	S6	1.78	13.50	14.00	2.60	36.55	24.43	36.41	33.3	20.1	13.2	CL	A6	S,A(L)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione			PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici	Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD28	CI2	I2	1.78	9.00	9.60	0.00	88.74	-	-	17.0	-	-	SP-SM	A2-4	-	19.38	20.12	2.68	0.56	TD/EDO
5b-SD28	CI3	I3	1.78	12.00	12.60	0.00	65.79	14.88	19.34	22.0	14.5	7.5	SC	A2-4	S(A)(L)	20.07	20.35	2.74	0.59	TX-UU
5b-SD28	CI4	I4	1.78	16.50	17.10	0.00	7.84	43.56	48.60	52.2	22.5	29.7	CH	A7-6	A,L[S]	36.14	17.93	2.72	1.02	TX-CIU
5b-SD28	SPT3-CR3	S3	1.78	7.50	8.00	0.25	66.22	18.74	14.74	21.1	13.8	7.3	SC	A2-4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD28	SPT4-CR4	S4	3.00	10.50	11.00	6.50	46.74	29.90	16.86	24.2	15.5	8.7	SC	A4	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD29	CI3	I3	3.00	10.50	11.00	0.29	5.45	26.95	67.32	54.8	25.0	29.8	CH	A7-6	A,L[S]	40.43	17.29	2.76	1.20	TX-UU
5b-SD29	SPT5-CR5	S5	6.20	12.00	12.50	0.10	77.43	12.31	9.85	17.7	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD31	CI3	I3	6.93	12.00	12.60	0.08	2.94	29.05	67.96	55.1	33.0	22.1	MH	A7-5	A,L	40.55	17.19	2.56	1.05	TD/EDO
5b-SD31	CI4	I4	6.93	15.00	15.60	0.92	57.98	27.44	13.67	22.2	17.6	4.6	SM-SC	A4	S,L(A)	30.40	18.47	2.79	0.94	TD
5b-SD32	CI2	I2	7.57	7.50	8.10	1.57	8.68	24.17	65.58	52.6	26.9	25.7	CH	A7-6	A(L)[S]	28.42	18.76	2.74	0.84	TD/EDO
5b-SD32	CI3	I3	5.50	12.00	12.60	0.93	8.42	27.92	62.73	58.7	28.5	30.2	CH	A7-6	A,L[S]	31.20	18.76	2.68	0.84	TX-CIU
5b-SD33	CI1	I1	5.50	4.50	5.00	15.66	19.94	37.30	27.10	43.8	19.7	24.1	CL	A7-6	L,A(S)(G)	18.35	19.44	2.65	0.58	TD/EDO
5b-SD33	CI2	I2	5.50	7.50	8.00	0.09	14.23	27.67	61.00	45.6	22.1	23.5	CL	A7-6	A,L(S)	24.40	18.60	2.65	0.74	TX-UU
5b-SD33	CI3	I3	5.50	12.00	12.50	0.26	2.99	33.70	63.06	63.0	30.4	32.6	CH	A7-5	A,L	50.58	16.65	2.70	1.40	TX-UU
5b-SD33	SPT6-CR6	S6	5.50	13.50	14.00	2.73	43.74	31.27	22.25	37.8	-	-	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-
5b-SD33	SPT7-CR7	S7	4.92	16.50	17.00	3.76	74.00	16.43	5.81	22.4	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD35	CI4	I4	11.89	10.50	11.00	1.83	46.60	43.31	8.26	33.6	28.5	5.1	ML	A4	S,L[A]	43.33	16.78	2.64	1.21	TX-UU/TD
5b-SD37	CI1	I1	11.89	13.50	14.00	0.60	9.32	27.19	62.89	62.5	29.3	33.2	CH	A7-6	A,L[S]	47.14	16.61	2.81	1.44	TX-CIU/TD
5b-SD37	SPT7-CR7	S7	7.54	15.00	15.30	3.22	6.91	37.39	62.48	61.8	27.9	33.9	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-SD38	CI1	I1	7.54	12.00	12.60	5.71	11.28	32.70	50.30	56.7	29.9	26.8	MH-CH	A7-6	A,L(S)[G]	57.84	16.02	2.70	-	TD
5b-SD38	SPT7-CR7	S7	1.68	10.50	11.00	0.00	78.21	16.67	5.11	16.2	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	-	-	-	-	-

Tabella 8.21: Formazione H1a1 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		D <sub>a</sub>	A	G	S	L	A	LL	LP	IP	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
				(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				(%)	(%)	(%)		
4/1 - SD15	SD15/RIM1	R1	0.61	0.4	0.6	1	41	31	27	42	19	23	CL	A7-6	S,L,A	-	-	-	-	-
4/1 - SD16	RIM1	R1	0.61	0.4	0.6	0	23	54	23	39	21	18	CL	A6	L(S)(A)	-	-	-	-	-
4/1 - SD16	SPT1	S1	0	1.5	1.95	0	3	33	64	71	29	42	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD20	SD20/RIM1	R1	1.08	0.4	0.6	0	5	31	64	81	31	50	GC	A2-7	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD20	SPT1	S1	0.94	1.5	1.95	0	6	31	63	78	32	46	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SD21/RIM1	R1	0.94	0.4	0.6	1	24	40	35	44	20	24	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD21	SPT1	S1	1.68	1.5	1.95	0	26	39	35	45	21	24	CL	A7-6	L,A,S	-	-	-	-	-
4/1-SD18	RIM1	R1	0.42	0.4	0.6	43	23	9	25	69	25	44	CL	A7-6	G,A(S)[L]	-	-	-	-	-
5b-SD9	CI1	I1	1.63	1.5	1.95	5	34	34	27	40	19	21	CL	A6	S,L,A[G]	15.9	20.2	2.74	-	-
5b-SD9	SPT1-CR1	S1	0.84	1.95	2.4	3	24	35	38	47	22	25	SC	A4	A,L(S)	-	-	-	-	-
5b-SD10	CI1	I1	1.81	1.5	2.1	0	14	28	58	69	36	33	MH	A7-5	A,L(S)	39.8	17.1	2.69	-	-
5b-SD12	CI1	I1	0.65	1.5	2	0	20	44	36	47	24	23	CL	A7-6	L,A(S)	26.2	18.7	2.76	-	-
5b-SD13	SPT1-CR1	S1	0.83	1.4	1.85	0	9	50	41	50	23	27	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
5b-SD15	CI1	I1	0.42	1.4	1.85	0	2	38	60	60	31	29	MH	A7-5	A,L	48.8	18.2	2.73	-	TX-UU/EDO
5b-SD16	CI1	I1	0.34	1.5	1.95	0	13	46	41	72	36	36	MH	A7-5	L,A(S)	56.1	15.2	2.68	-	TX-UU/EDO
5b-SD17	CI1	I1	1.08	1.5	1.9	0	4	46	50	49	25	24	CL	A7-6	A,L	22.7	20.3	2.79	-	TX-UU/EDO
5b-SD18	CI1	I1	1.36	1.5	1.9	0	4	61	35	44	26	18	CL	A7-6	L,A	24.4	19.9	2.79	-	TX-UU/EDO
5b-PZD4	CR1bis	R1	1.28	0.25	0.75	1.00	30.00	39.00	30.00	42.0	22.0	20.0	CL	A7-6	L,S,A	-	-	-	-	-
5b-PZD4	CR2bis	R2	0.53	0.75	1.25	1.00	26.00	41.00	32.00	44.0	22.0	22.0	CL	A7-6	L,A,S	-	-	-	-	-
5b-PZD5	CR1bis	R1	0.53	0.25	0.75	0.00	7.00	41.00	52.00	60.0	32.0	28.0	MH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD5	CR2bis	R2	0.64	0.75	1.25	0.00	5.00	47.00	48.00	64.0	31.0	33.0	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD6	CR1bis	R1	0.64	0.25	0.75	0.00	4.00	37.00	59.00	64.0	31.0	33.0	CH	A7-5	A,L	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
				(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				(%)				
5b-PZD6	CR2bis	R2	0.42	0.75	1.25	0.00	8.00	41.00	51.00	59.0	33.0	26.0	MH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD7	CR1bis	R1	0.42	0.25	0.75	0.00	5.00	34.00	61.00	65.0	32.0	33.0	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD7	CR2bis	R2	0.42	0.75	1.25	0.00	6.00	37.00	57.00	62.0	30.0	32.0	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD7	CR3	R3	0.56	0.50	0.90	0.00	4.00	33.00	63.00	60.0	31.0	29.0	MH	A7-5	A,L	6.10	-	2.83	-	-
5b-PZD8	CR1bis	R1	0.56	0.25	0.75	0.00	7.00	39.00	54.00	62.0	31.0	31.0	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-PZD8	CR2bis	R2	0.00	0.75	1.25	0.00	4.00	37.00	59.00	62.0	32.0	30.0	CH	A7-5	A,L	-	-	-	-	-

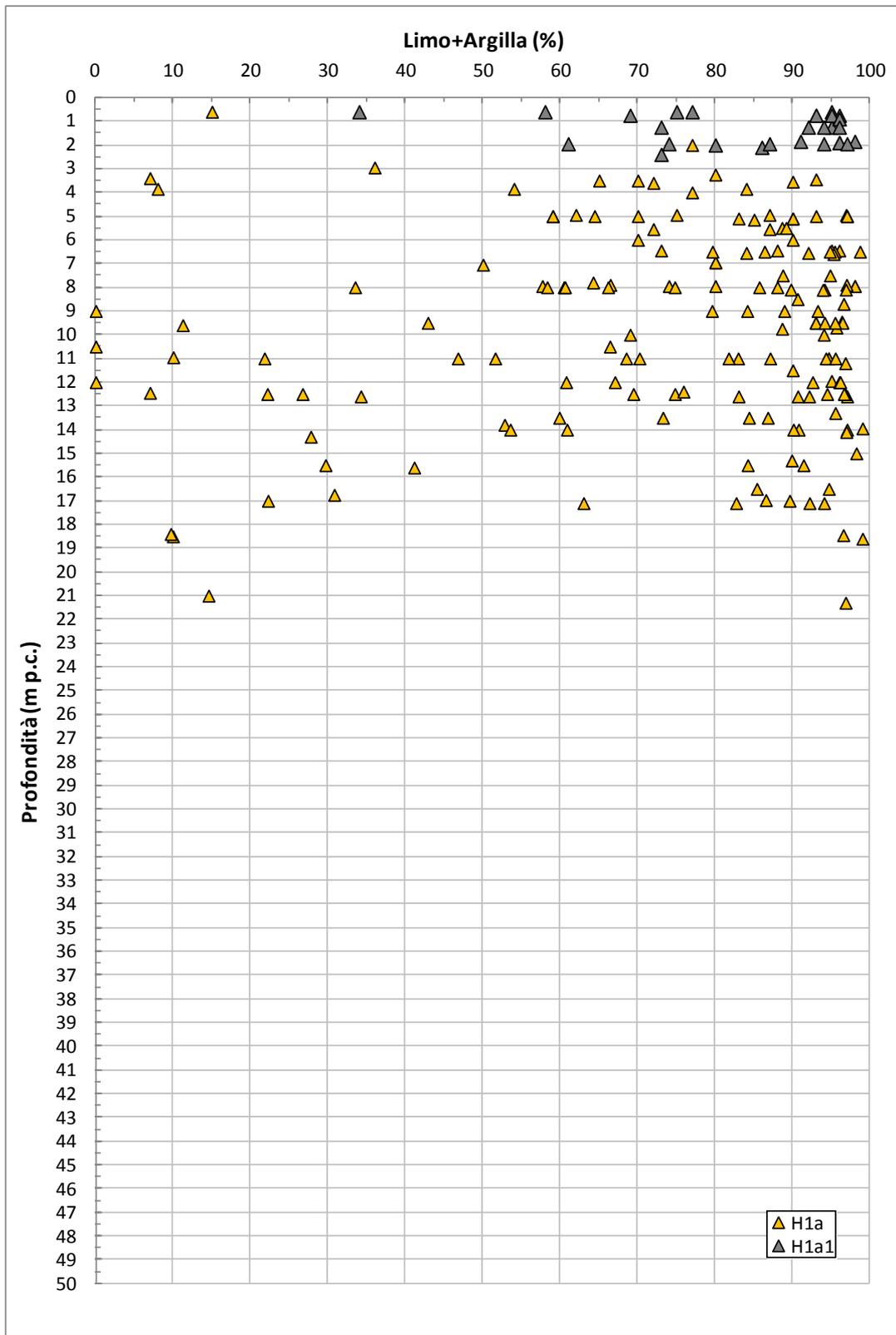


Figura 8.89: Formazione H1a1 e H1a – Contenuti di fine (CF)

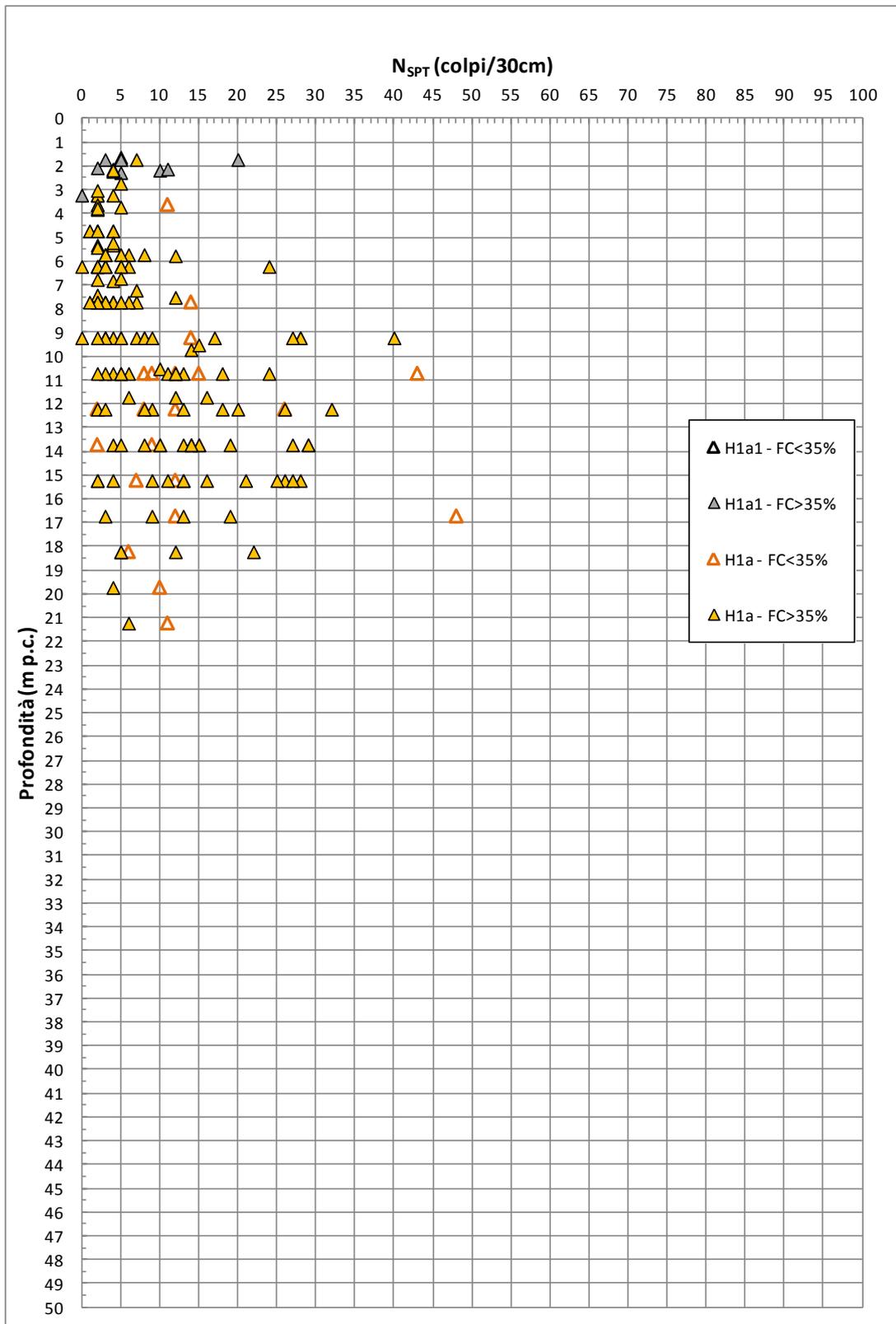
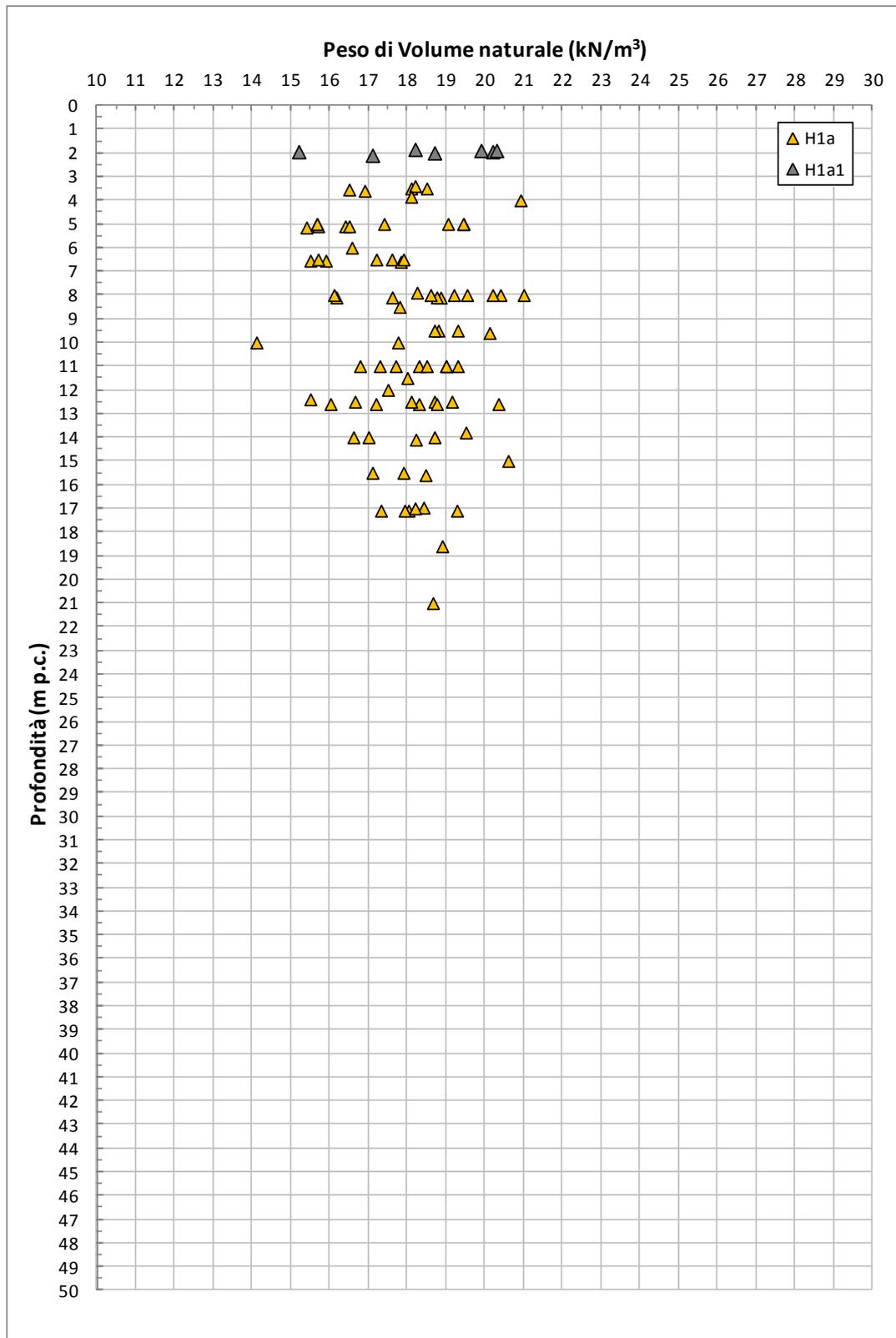


Figura 8.90: Formazione H1a1 e H1a – Valori di N<sub>SPT</sub>



**Figura 8.91: Formazione H1a1 e H1a – Pesi di volume naturale  $\gamma_n$**

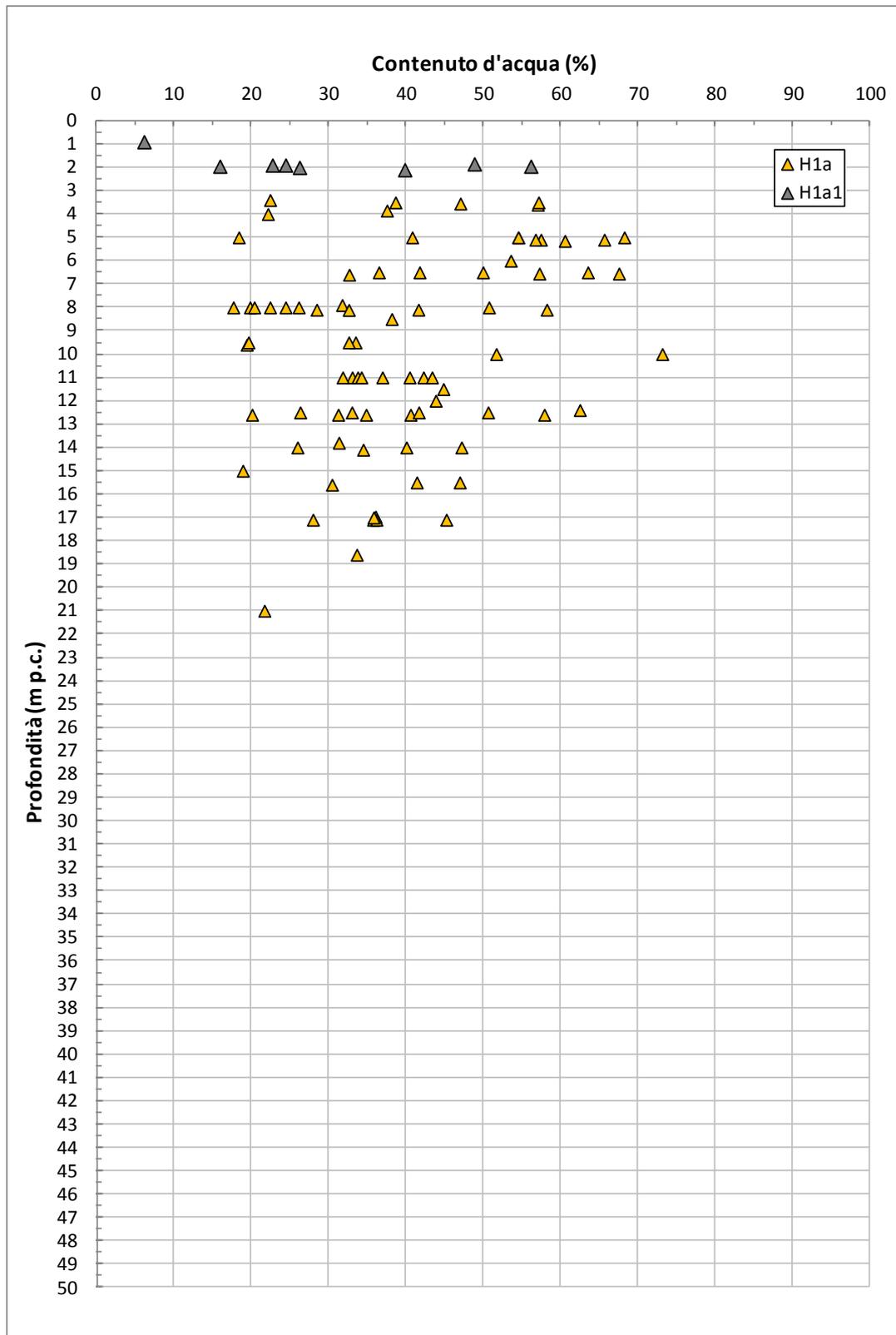


Figura 8.92: Formazione H1a1 e H1a – Contenuto d'acqua naturale  $w_n$

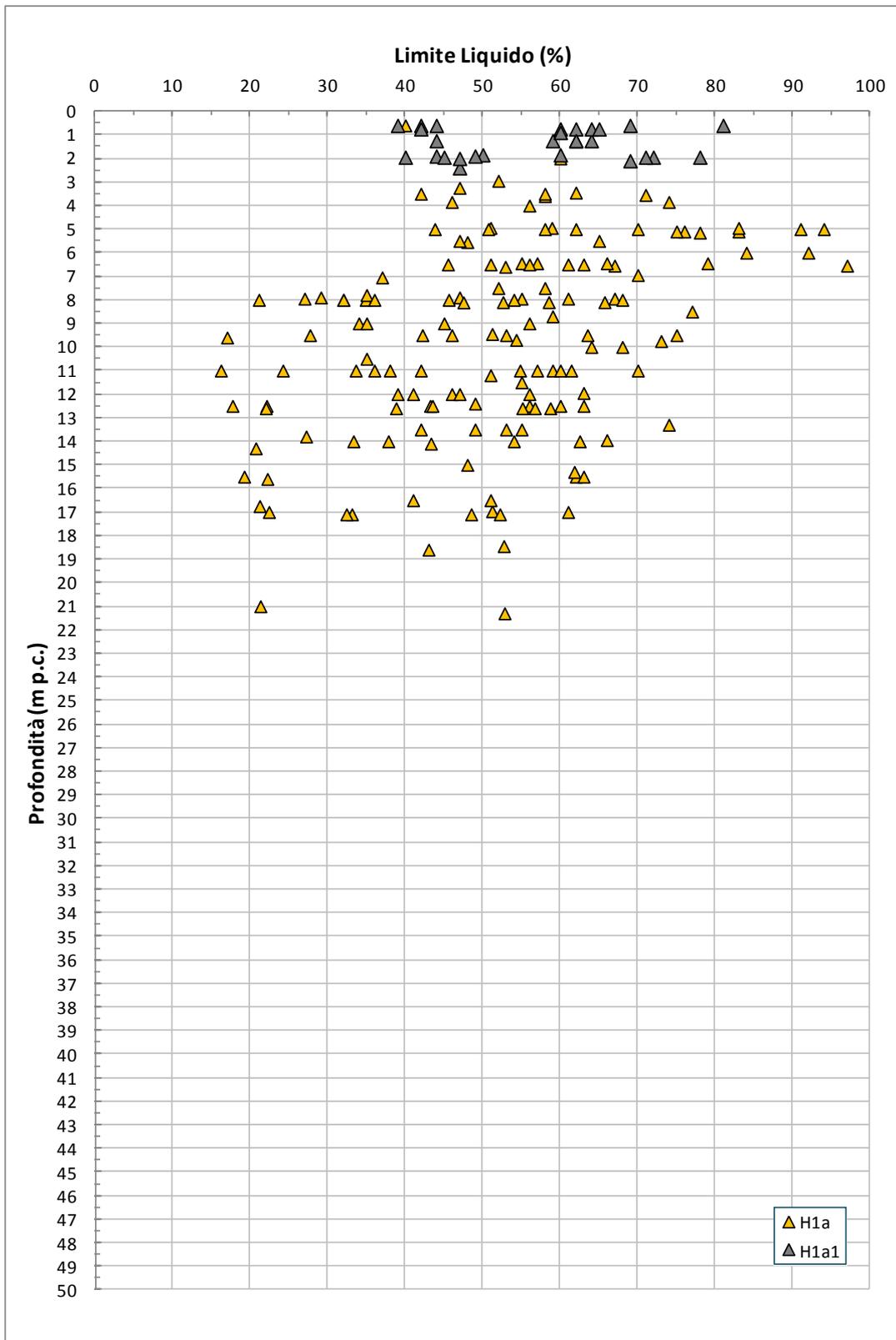


Figura 8.93: Formazione H1a1 e H1a – Limite Liquido

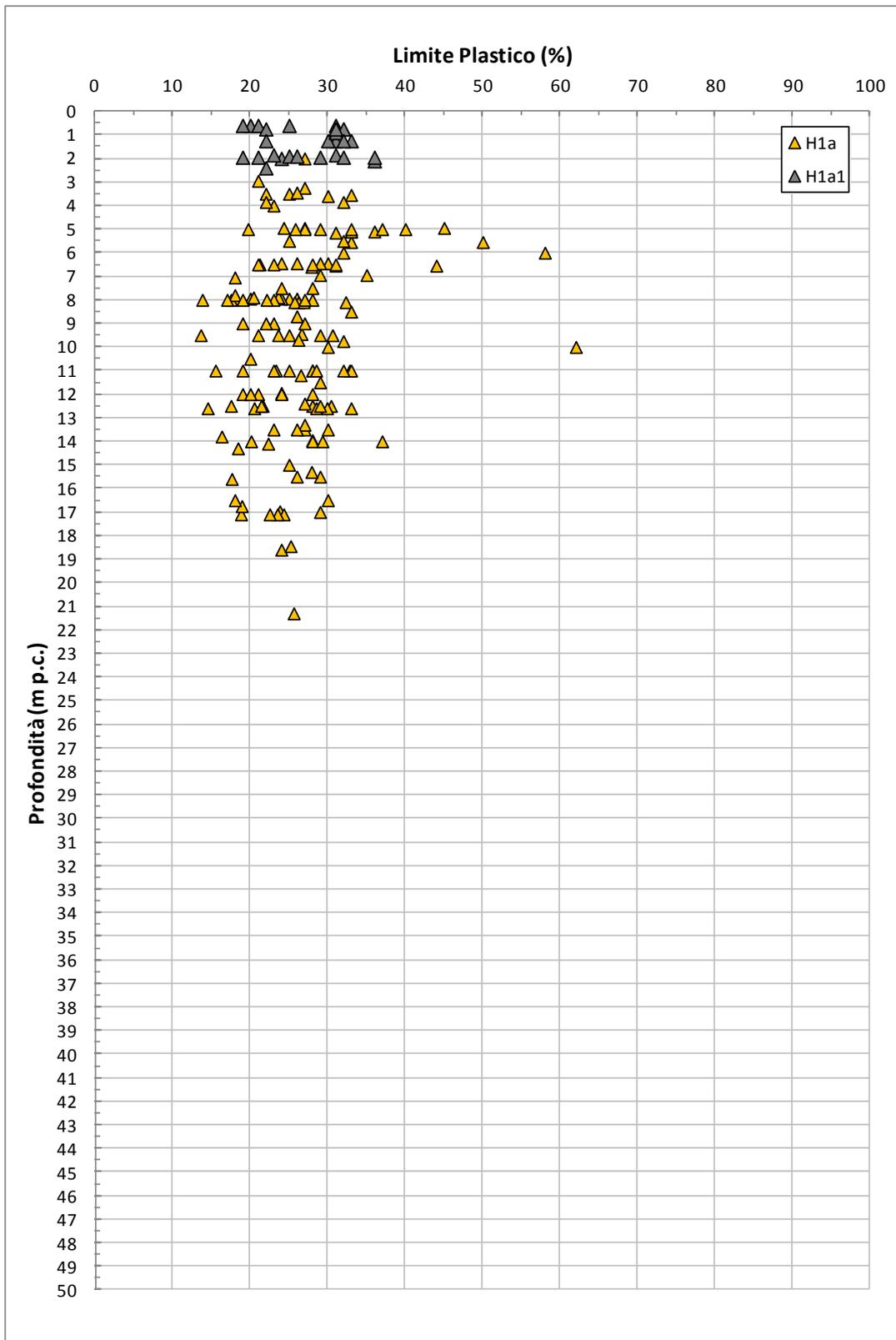
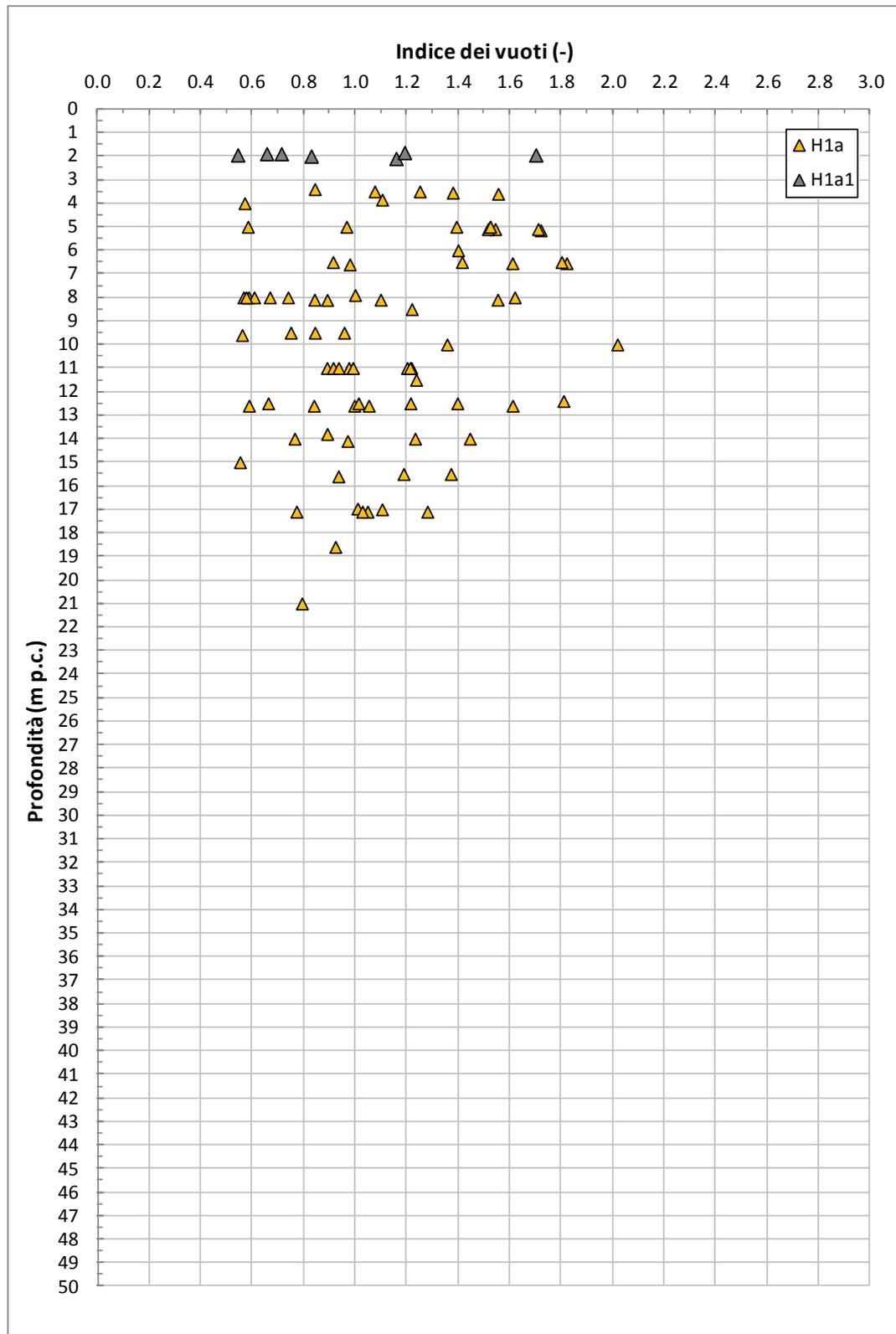


Figura 8.94: Formazione H1a1 e H1a - Limite Plastico



**Figura 8.95: Formazione H1a1 e H1a – Indice dei vuoti**

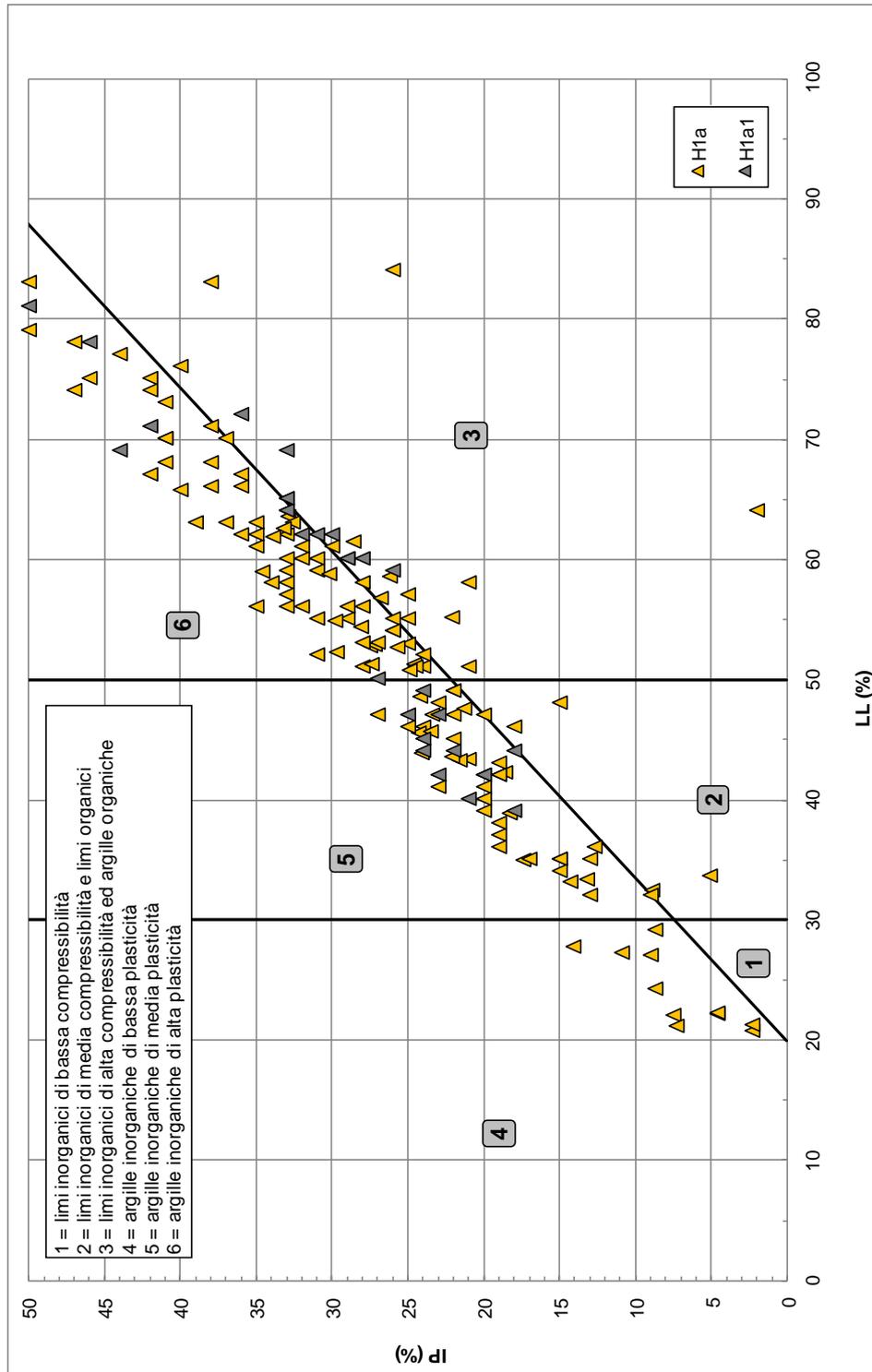
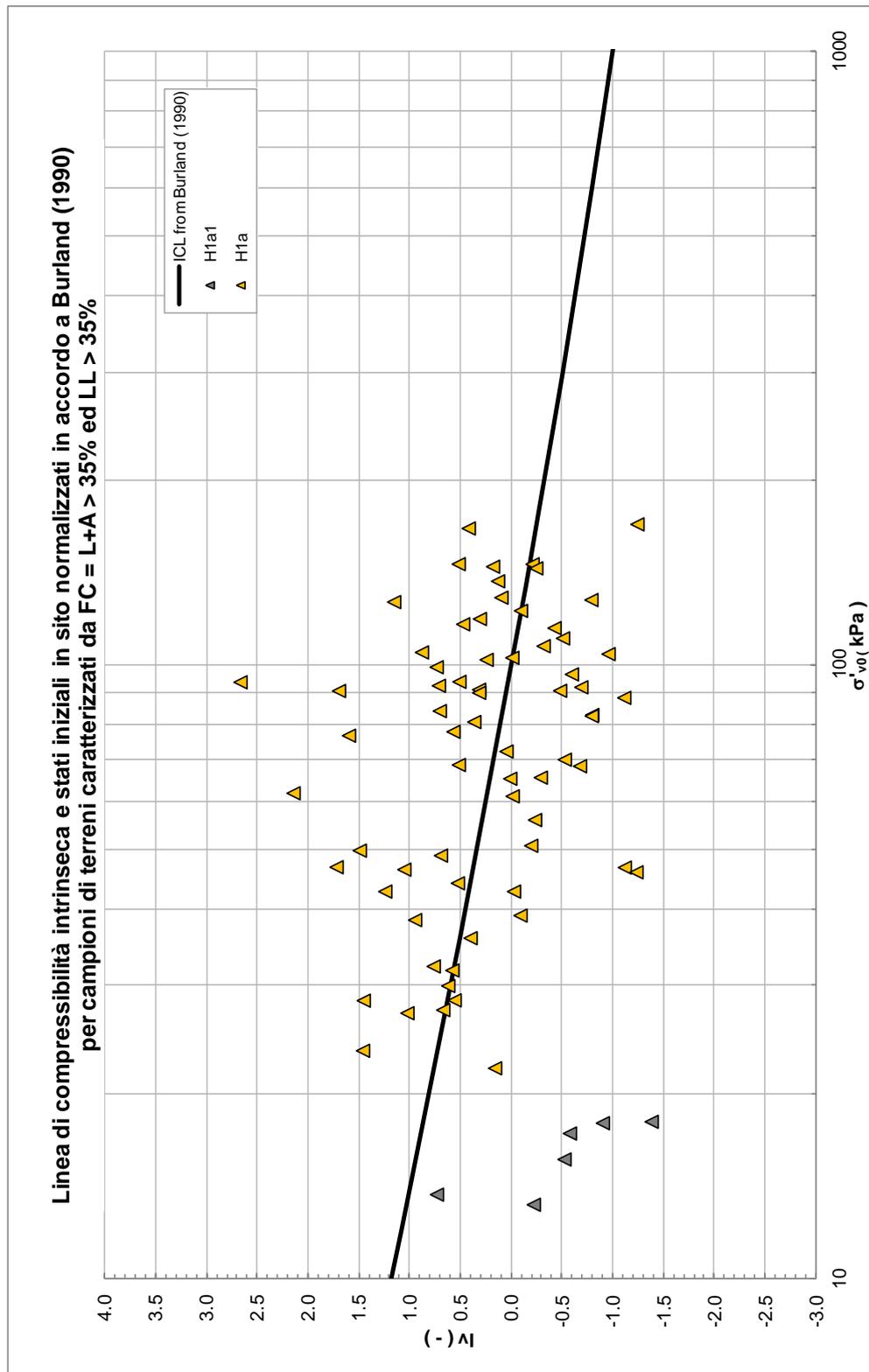
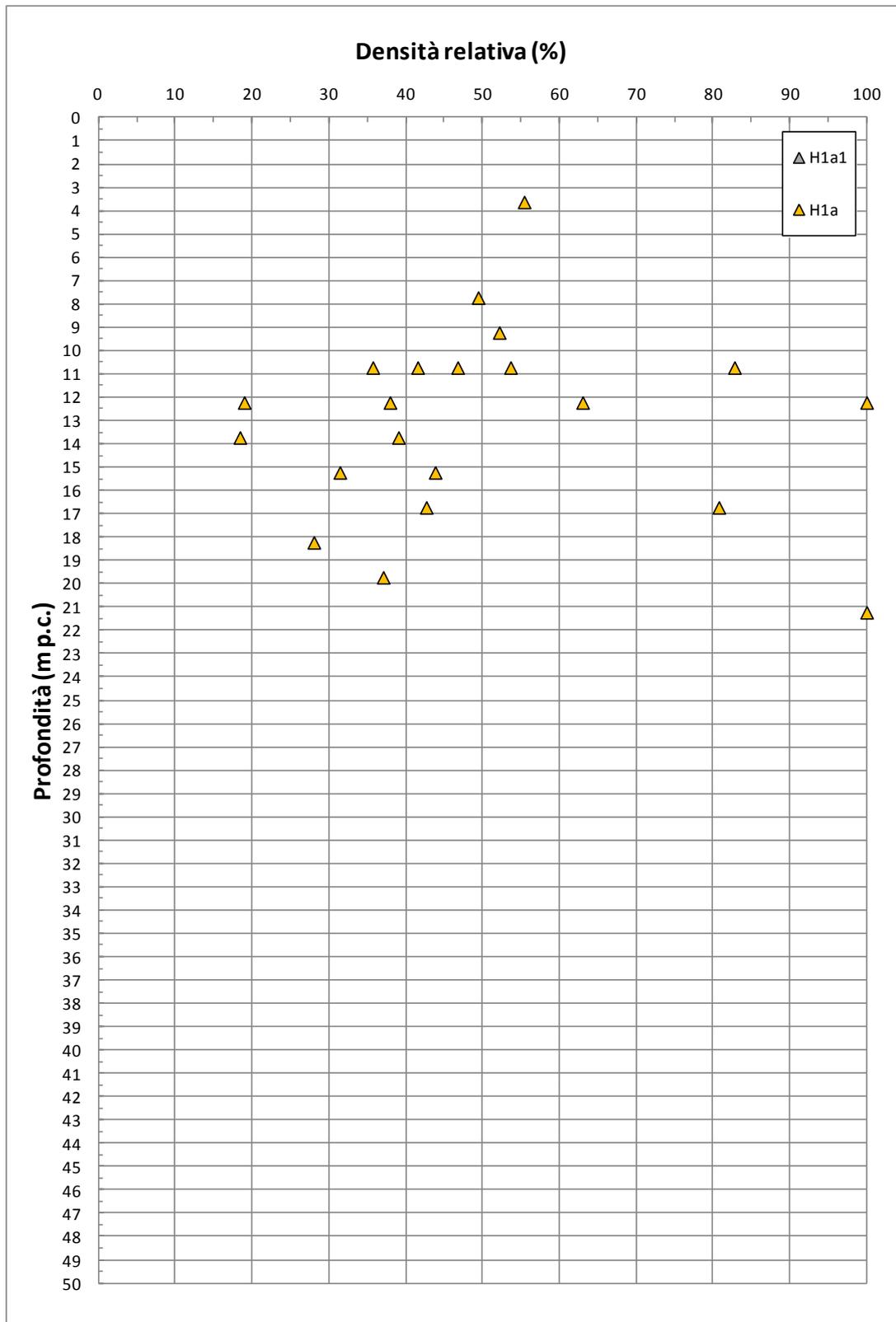


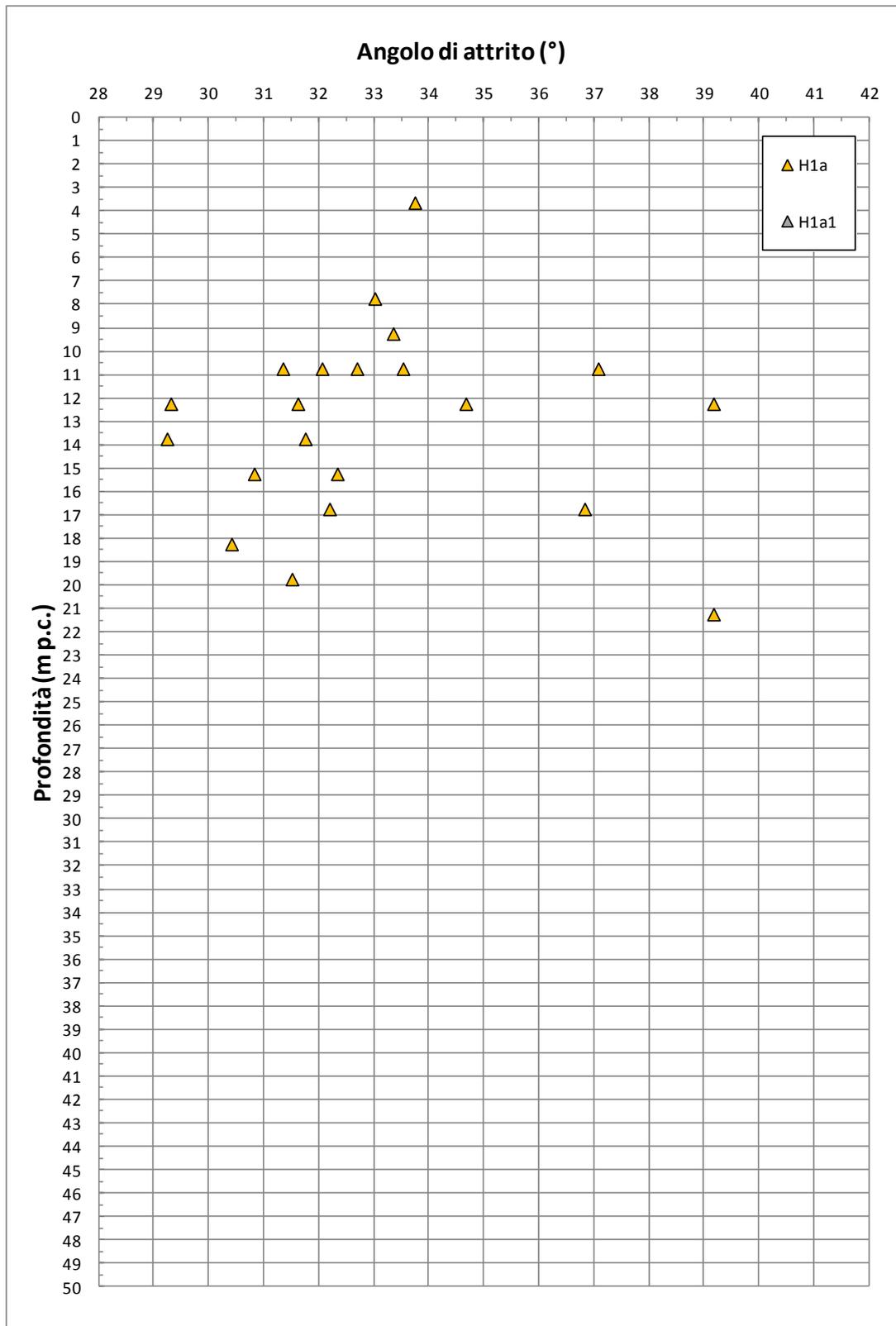
Figura 8.96: Formazione H1a1 e H1a – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.97: Formazione H1a e H1a1 – Burland**



**Figura 8.98: Formazione H1a1 e H1a – Valori di  $D_R$**



**Figura 8.99: Formazione H1a1 e H1a – Valori di  $\phi'$  da prove SPT**

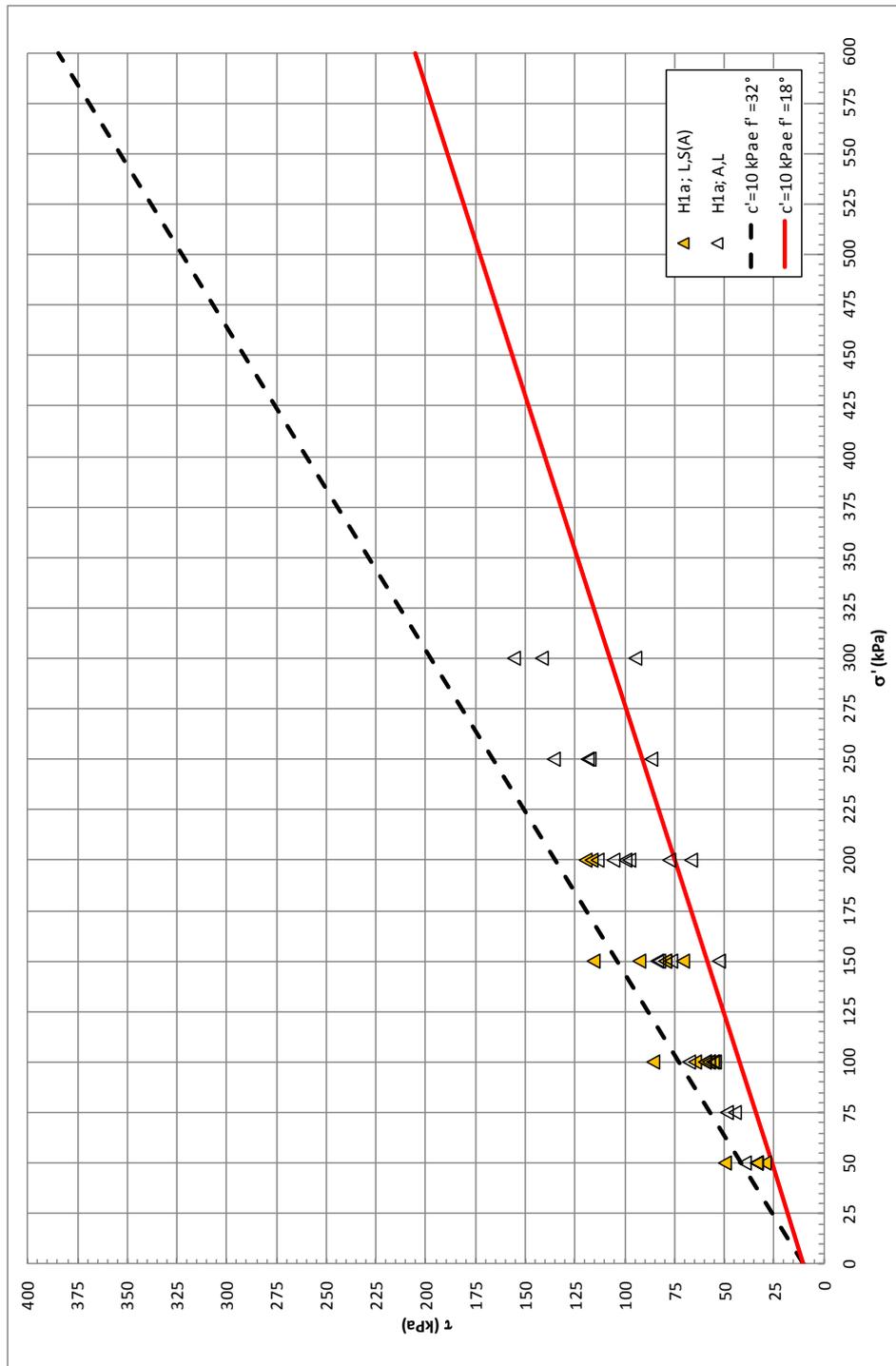


Figura 8.100: Formazione H1a1 e H1a – Valori Valori di  $\phi'$  da prove di Taglio Diretto

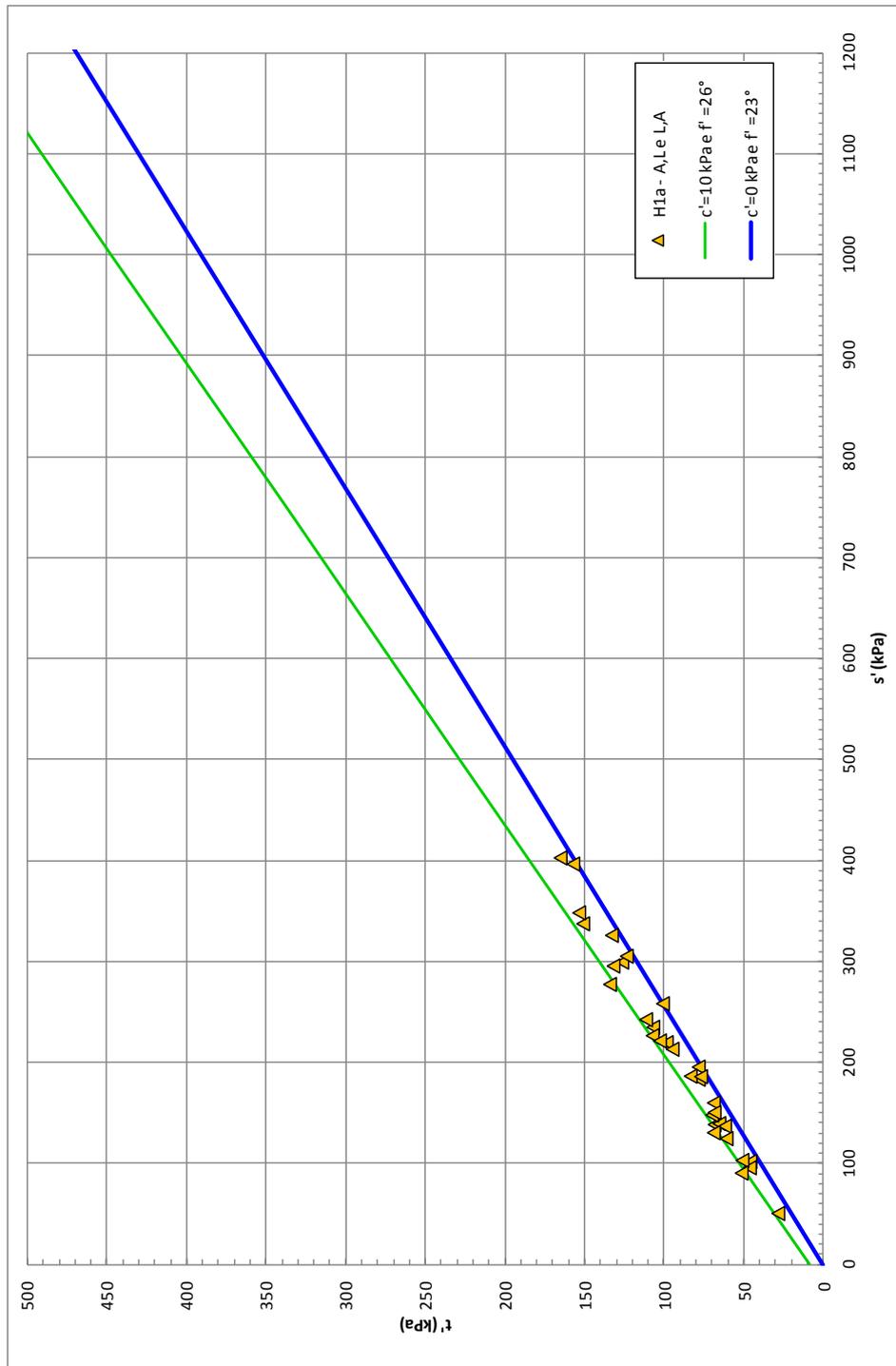


Figura 8.101: Formazione H1a1 e H1a – Valori di  $\phi'$  da prove di Triassiali TX-CIU



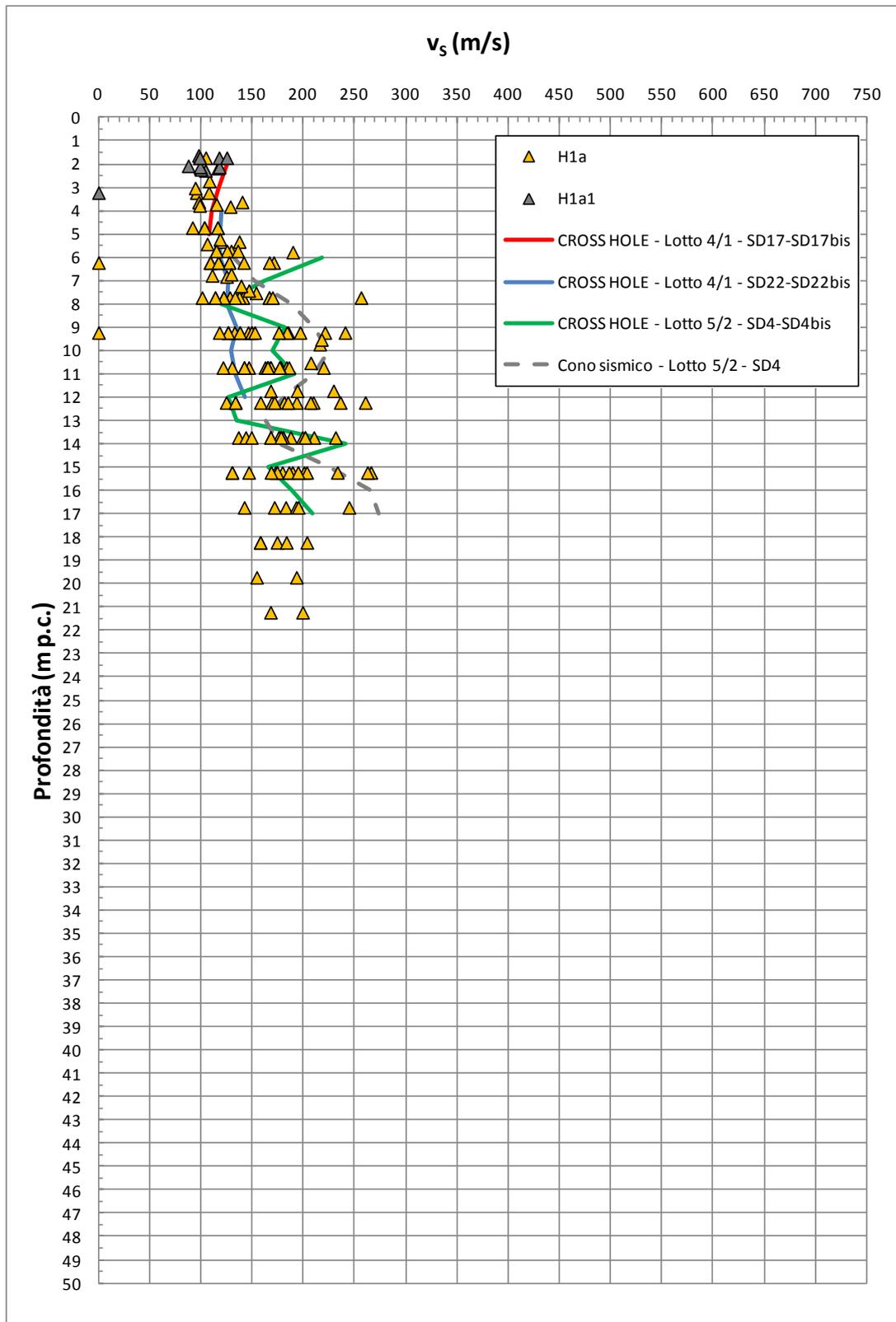


Figura 8.103: Formazione H1a1 e H1a – Valori di  $v_s$

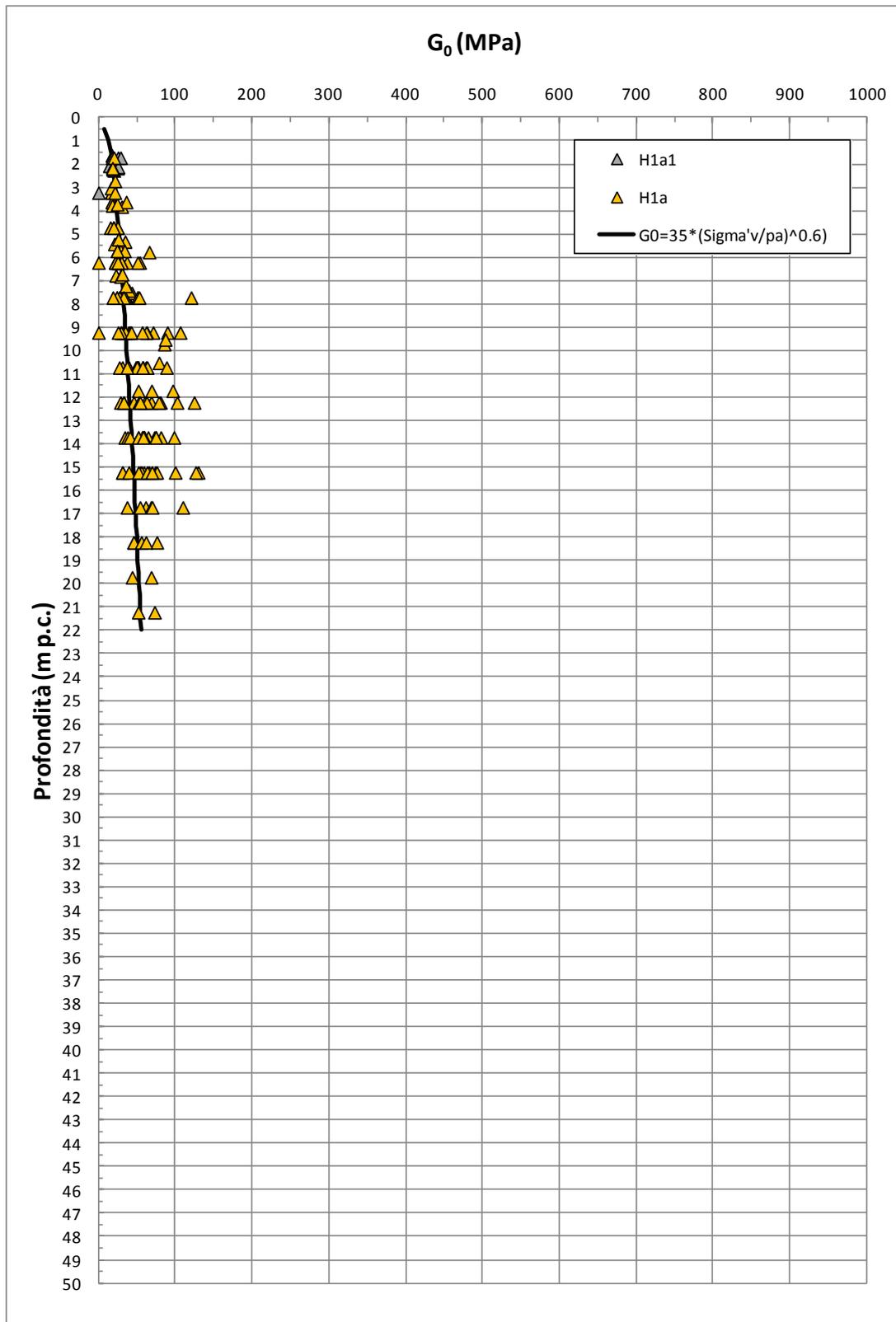


Figura 8.104: Formazione H1a1 e H1a – Valori di  $G_0$

### **8.13 Depositi fluviali H1b**

La formazione H1b è geologicamente ascrivibile a depositi olocenici fluviali. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie fini limose, limi, limi sabbiosi, limi argillosi e limi con argilla, talora con clasti arrotondati eterogenei millimetrici e ghiaie.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine H1b è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 8.105; esso risulta molto variabile, includendo sia strati di terreni dal comportamento tipico di un terreno a grana fine ( $FC \geq 35\%$ ), sia strati di terreni dal comportamento tipico di un terreno a grana grossa ( $FC < 35\%$ ).

Nella Figura 8.106 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ( $FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$ ) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 2 colpi/30 cm e valori massimi di 50 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $5 \leq N_{SPT} \leq 20$  colpi/30 cm.

#### **8.13.1 Caratteristiche fisiche**

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

- limo = 15 ÷ 68%, mediamente 40%
- argilla = 5 ÷ 66%, mediamente 38%

- sabbia = 0 ÷ 60%, mediamente 19%
- ghiaia = 0 ÷ 42%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36 ÷ 99%, mediamente 78%

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

- sabbia = 52 ÷ 77%, mediamente 65%
- limo = 10 ÷ 22%, mediamente 17%
- argilla = 3 ÷ 15%, mediamente 8%
- ghiaia = 0 ÷ 25%, mediamente 10%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 18 ÷ 29%, mediamente 25%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di  $18\div 20 \text{ kN/m}^3$  (vedi Figura 8.107).

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

- Figura 8.108: contenuto d'acqua
- Figura 8.109: limite liquido
- Figura 8.110: limite plastico
- Figura 8.111: indice dei vuoti
- Figura 8.112: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 8.113 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $IC_{Loed}$ . I terreni appartenenti alla formazione H1b, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risulterebbero ascrivibili a terreni tipo B1, ossia sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa ( $D_r$ ) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=40\div 60\%$ , con valori locali anche più elevati (vedi Figura 8.114). Si rileva che in

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

### **8.13.2 Resistenza al taglio**

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi  $FC < 35\%$ , ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 28^\circ \div 35^\circ$ , con valori locali anche più elevati (vedi Figura 8.115), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su campioni di limi con sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a  $\varphi' = 32^\circ \div 37^\circ$  (vedi Figura 8.116).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati sulla base dei valori misurati di  $N_{SPT}$  in strati limoso argillosi e limoso sabbiosi aventi  $FC > 35\%$ , risultano valori di  $c_u$  variabili tra 10 kPa e 100 kPa (Figura 8.117).

### **8.13.3 Deformabilità**

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 8.118. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole (verticale 4/1-SD22 e 4/1-SD22Bis), limitati alla profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 5.5.

I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire dalle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.119. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ , con  $E_0$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

#### 8.13.4 Permeabilità

Per questo strato non sono disponibili prove Lefranc. Si possono ipotizzare coefficienti di permeabilità dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$  m/s.

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

### **8.13.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

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

**Tabella 8.22: Formazione H1b – Parametri geotecnici medi caratteristici**

Parametro	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18÷20	-	
N <sub>SPT</sub> (colpi/30 cm)	5÷20		
D <sub>r</sub> (%)	-	40÷60	
c' (kPa)	0÷5 <sup>(2)</sup>	0	
$\phi'$ (°)	24÷26 <sup>(2)</sup>	28÷32	32÷35
c <sub>u</sub> (kPa)	10÷100	-	
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0÷3.0	1.0	
k <sub>0</sub> (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v <sub>s</sub> (m/sec)	$100 \cdot z^{0.20}$		
G <sub>01</sub> (kPa)	$G_{01} = (700 \cdot c_u)$	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{0.25}$	
E <sub>op1</sub> (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(3)</sup>	
E <sub>op2</sub> (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(3)</sup>	
E <sub>op3</sub> (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(3)</sup>	
c <sub>c</sub> (-)	0.2÷0.4	-	
c <sub>r</sub> (-)	0.2 · c <sub>c</sub>	-	
c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	1·10 <sup>-3</sup> ÷ 5·10 <sup>-3</sup>	-	
c <sub>αe</sub> (%)	0.5÷1.0	-	

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
D<sub>r</sub> = densità relativa;  
c' = intercetta di coesione;  
 $\phi'$  = angolo di attrito operativo;  
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
k<sub>0</sub> = coefficiente di spinta del terreno a riposo;  
v<sub>s</sub> = velocità di propagazione delle onde di taglio;

- $z$  = profondità dal piano campagna locale in metri;  
 $G_{01}$  = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;  
 $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;  
 $E_{op1}$  = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a  $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op3}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $B$  = dimensione minore della fondazione (m);  
 $C_c$  = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");  
 $C_r$  = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");  
 $C_v$  = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;  
 $C_{\alpha e}$  = coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

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

Tabella 8.23: Formazione H1b – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$V_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1-SD3	SD3/RIM1	R1	5.32	0.40	0.60	0.00	3.00	47.00	50.00	67.0	28.0	39.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1-SD3	SPT1	S1	5.32	1.50	1.95	0.00	19.00	30.00	51.00	55.0	20.0	35.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD3	SPT2	S2	5.32	3.00	3.45	1.00	19.00	30.00	50.00	61.0	21.0	40.0	CH	A7-6	A,L(S)	-	-	-	-	-
4/1-SD3	SD3/C1	I1	1.91	4.00	4.00	6.00	31.00	17.00	46.00	72.0	28.0	44.0	CH	A7-6	A,S(L)[G]	22.11	18.93	2.71	0.72	EDO
4/1-SD4	SD4/RIM1	R1	3.95	0.40	0.60	3.00	50.00	32.00	15.00	29.0	16.0	13.0	CL	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-
4/1-SD4	SPT1	S1	3.95	1.50	1.95	4.00	56.00	25.00	15.00	21.0	14.0	7.0	SC-SM	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-
4/1-SD4	SD4/C1	I1	2.02	3.50	3.95	0.00	10.00	33.00	57.00	69.0	28.0	41.0	CH	A7-6	A,L(S)	25.04	20.48	2.72	0.63	EDO
4/1-SD5	SD5/RIM1	R1	3.95	0.40	0.60	2.00	40.00	28.00	30.00	42.0	16.0	26.0	CL	A7-6	S,A,L	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SD6/RIM1	R1	2.02	0.40	0.60	25.00	29.00	22.00	24.00	57.0	22.0	35.0	SC	A7-6	S,G(A)(L)	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SPT1	S1	2.02	1.50	1.95	0.00	52.00	15.00	33.00	47.0	17.0	30.0	CL	A7-6	S,A(L)	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SPT2	S2	1.65	3.50	3.95	0.00	75.00	10.00	15.00	25.0	19.0	6.0	SC-SM	A2-4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	CR1 bis	T1	1.65	0.30	0.70	19.67	19.59	30.34	30.41	26.0	17.0	9.0	CL	A4	A,L(G)(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	SPT1	S1	1.65	1.50	1.95	3.06	16.92	47.12	32.90	39.0	20.0	19.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD22	CI 1	I1	0.35	3.00	3.50	0.00	6.30	39.19	54.50	47.0	18.0	29.0	CL	A7-6	A,L[S]	24.61	20.10	2.11	-	EDO
4/1 - SD23	CR1	R1	0.35	0.30	0.70	0.09	13.02	57.32	29.57	36.0	24.0	12.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD23	SPT2 - CR3	S2	1.47	3.00	3.00	0.00	10.62	54.15	35.24	40.0	21.0	19.0	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD27	CR 1	R1	1.01	0.30	0.60	0.03	9.38	47.80	42.79	50.0	-	-	CH	A7-6	L,A[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD27	SPT1 - CR2	S1	1.01	1.50	1.50	0.34	5.99	46.31	47.37	51.0	-5.0	56.0	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD27	SPT2 - CR3	S2	1.97	4.50	4.50	0.00	0.71	41.69	57.60	60.0	-	-	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	CR1	R1	1.97	0.30	0.60	13.82	68.39	13.72	4.07	-	-	-	CL	A7-6	S(G)(L)	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	SPT1 - CR2	R2	1.97	1.50	1.50	0.06	5.14	41.64	53.16	48.0	44.0	4.0	SM	A2-4	A,L[S]	-	-	-	-	-
4/1 - SD28	CI 1	I1	1.97	3.00	3.50	0.00	6.18	39.79	54.03	57.0	48.0	9.0	CH	A7-6	A,L[S]	27.80	19.50	2.70	-	EDO
4/1 - SD28	SPT3 - CR4	S3	1.56	4.50	4.50	0.12	2.50	42.43	54.94	63.0	28.0	35.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1 - SD29	CR1	R1	1.56	0.30	0.60	0.17	12.14	50.13	37.55	43.0	12.0	31.0	CL	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	SPT2 - CR3	S2	1.56	2.50	2.50	0.00	2.93	47.73	49.34	59.0	27.0	32.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD29	CI 1	I1	0.00	3.00	3.50	0.00	4.09	33.29	62.63	56.0	23.0	33.0	CH	A7-6	A,L	39.66	17.60	2.69	1.14	EDO
5/2-SD8	CR1	R1	4.92	0.30	0.60	1.58	55.59	24.13	18.70	25.0	16.0	9.0	SC	A4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD8	SPT1 - CR2	S1	4.92	1.50	1.95	4.16	60.10	17.52	18.22	26.0	15.0	11.0	SC	A6	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD8	CI 1	I1	4.92	3.50	3.70	6.11	27.78	45.09	21.03	49.0	26.0	23.0	CL	A7-6	L,S(A)[G]	26.75	19.10	2.61	0.70	EDO
5/2-SD8	SPT3 - CR4	S3	4.23	5.80	6.25	2.92	9.30	40.35	47.43	72.0	33.0	39.0	CH	A7-5	A,L[S]	-	-	-	-	-
5/2-SD10	SPT2 - CR3bis	S2	4.23	4.30	4.75	0.00	20.65	68.07	11.28	43.0	20.0	23.0	CL	A7-6	L(S)(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD10	CI 2	I2	6.93	5.70	6.30	3.16	67.72	17.80	11.32	25.0	16.0	9.0	SC	A2-4	S(L)(A)	21.17	19.30	2.68	0.65	TD
5/2-SD11	SPT2 - CR3	S2	8.07	3.00	3.45	19.79	35.73	39.24	5.24	32.0	15.0	17.0	SC	A6	L,S(G)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD11	CI 1	I1	10.27	4.50	5.10	1.76	36.26	49.97	12.01	35.0	19.0	16.0	CL	A6	L,S(A)	30.78	18.00	2.67	0.90	TD
5/2-SD12	SPT3 - CR4	S3	12.17	4.50	4.50	6.90	65.48	22.18	5.44	-	-	-	SM	A2-6	S(L)[G][A]	-	-	-	-	-
5/2-SD12	CI1	I1	12.17	7.30	7.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	TX-UU
5/2-SD12	SPT5 - CR6	S5	12.17	8.70	8.70	13.96	39.30	35.17	11.57	33.0	20.0	13.0	SC	A6	S,L(G)(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD12	CI 1	I1	11.89	9.00	9.50	16.10	58.04	19.13	6.74	32.0	19.0	13.0	SC	A2-6	S(L)[G][A]	21.87	19.40	2.78	0.71	EDO
5/2-SD13	SPT4 - CR5	S4	11.54	6.00	6.00	3.56	33.68	53.50	9.26	33.0	21.0	12.0	CL	A6	L,S[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD13	CI 1	I1	12.17	7.50	8.00	4.23	73.49	19.40	2.88	37.0	29.0	8.0	SM	A2-4	S(L)	31.53	18.60	2.78	0.93	TD
5b-SD20	SPT1-CR1	S1	2.00	2.00	2.30	2.00	10.00	46.00	42.00	51.0	26.0	25.0	CH	A7-6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD22	CI2	I2	2.00	3.00	3.60	0.00	3.17	32.86	63.97	55.3	26.6	28.7	CH	A7-6	A,L	32.23	19.02	2.74	0.87	TX-UU/EDO
5b-SD22	SPT1-CR1	S1	1.79	1.85	2.30	0.00	5.59	34.10	60.31	54.5	27.8	26.7	CH	A7-6	A,L[S]	-	-	-	-	-
5b-SD23	SPT1-CR1	S1	1.79	1.50	2.00	0.00	3.23	37.77	59.00	48.3	24.6	23.7	CL	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD23	SPT2-CR2	S2	1.69	3.00	3.50	0.00	3.02	48.28	48.70	42.3	25.8	16.5	ML-CL	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD24	CI1	I1	1.69	3.00	3.60	0.00	3.33	31.52	65.15	51.4	26.4	25.0	CH	A7-6	A,L	34.61	18.44	2.72	0.95	TX-UU/EDO
5b-SD24	SPT1-CR1	S1	1.94	1.50	1.70	0.16	4.55	34.92	60.37	55.2	27.2	28.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5b-SD25	CI1	I1	1.94	3.10	3.71	0.00	3.65	38.30	58.05	51.0	27.5	23.5	CH	A7-6	A,L	35.35	18.91	2.82	0.98	EDO
5b-SD25	SPT1-CR1	S1	1.62	1.75	2.00	0.00	3.09	36.49	60.42	51.7	27.6	24.1	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD26	CI1	I1	1.62	3.00	3.60	0.09	2.98	30.69	66.24	65.0	25.7	39.3	CH	A7-6	A,L	32.77	17.58	2.59	0.92	TX-UU/EDO
5b-SD26	SPT1-CR1	S1	1.78	1.50	2.00	0.65	3.03	36.21	60.12	54.0	27.0	27.0	CH	A7-6	A,L	-	-	-	-	-
5b-SD28	CI1	I1	4.92	3.00	3.60	0.00	76.68	17.26	6.03	15.3	-	-	SM	A2-4	S(L)[A]	16.67	20.07	2.69	0.53	TD
5b-SD34-bis	CI2	I2	6.93	6.00	6.50	2.07	13.05	50.63	34.25	42.4	26.4	16.0	ML-CL	A7-6	L,A(S)	22.92	18.51	2.81	0.84	TD
5b-SD34-bis	SPT2-CR2	S2	6.93	4.50	4.80	0.00	47.18	40.70	12.12	28.1	19.5	8.6	ML-CL	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-
5b-SD35	CI1	I1	6.93	3.00	3.60	7.74	26.52	50.49	15.25	31.6	19.7	11.9	CL	A6	L,S(A)[G]	21.23	18.25	2.65	0.73	TD
5b-SD35	CI2	I2	8.07	4.50	5.00	0.29	9.10	32.51	58.10	47.4	25.9	21.5	CL	A7-6	A,L[S]	23.66	18.85	2.61	0.68	TD
5b-SD36	CI2	I2	10.27	7.50	8.10	42.64	17.36	15.09	24.91	37.5	25.5	12.0	GM-GC	A6	G(A)(S)(L)	18.05	19.54	2.54	-	TD
5b-SD36	SPT3-CR3	S3	11.54	6.00	6.50	4.59	23.37	40.72	31.32	34.4	-	-	CL	A6	L,A(S)	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT2-CR2	S2	11.89	4.50	5.00	18.77	51.65	18.16	11.42	20.1	17.3	2.8	SM	A2-4	S(G)(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT3-CR3	S3	11.89	6.00	6.50	25.18	53.16	15.51	6.14	17.6	-	-	SM	A2-4	S,G(L)[A]	-	-	-	-	-
5b-SD37	SPT4-CR4	S4	1.01	7.50	7.80	19.23	63.83	-	-	23.3	-	-	SM	A2-4	-	-	-	-	-	-

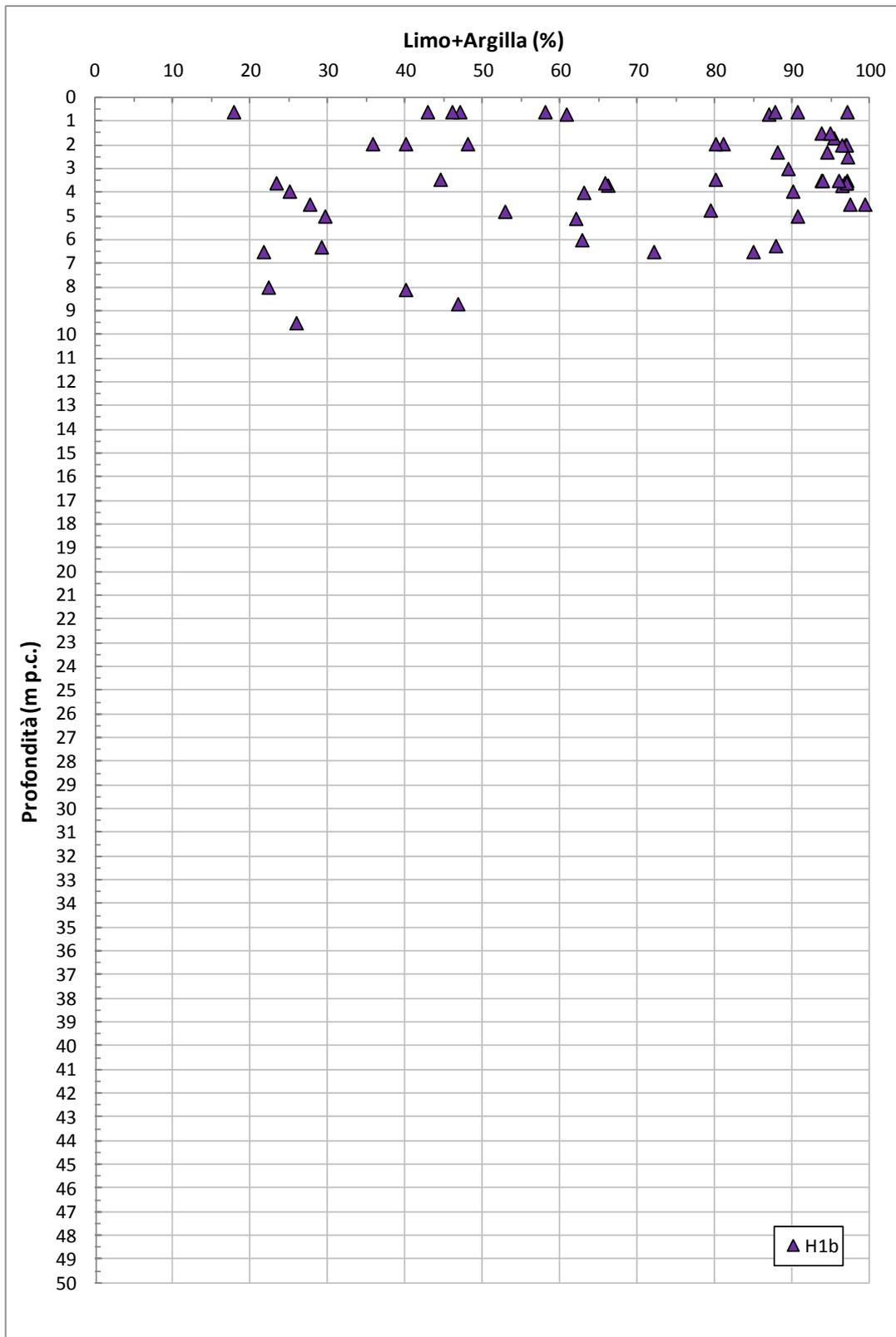
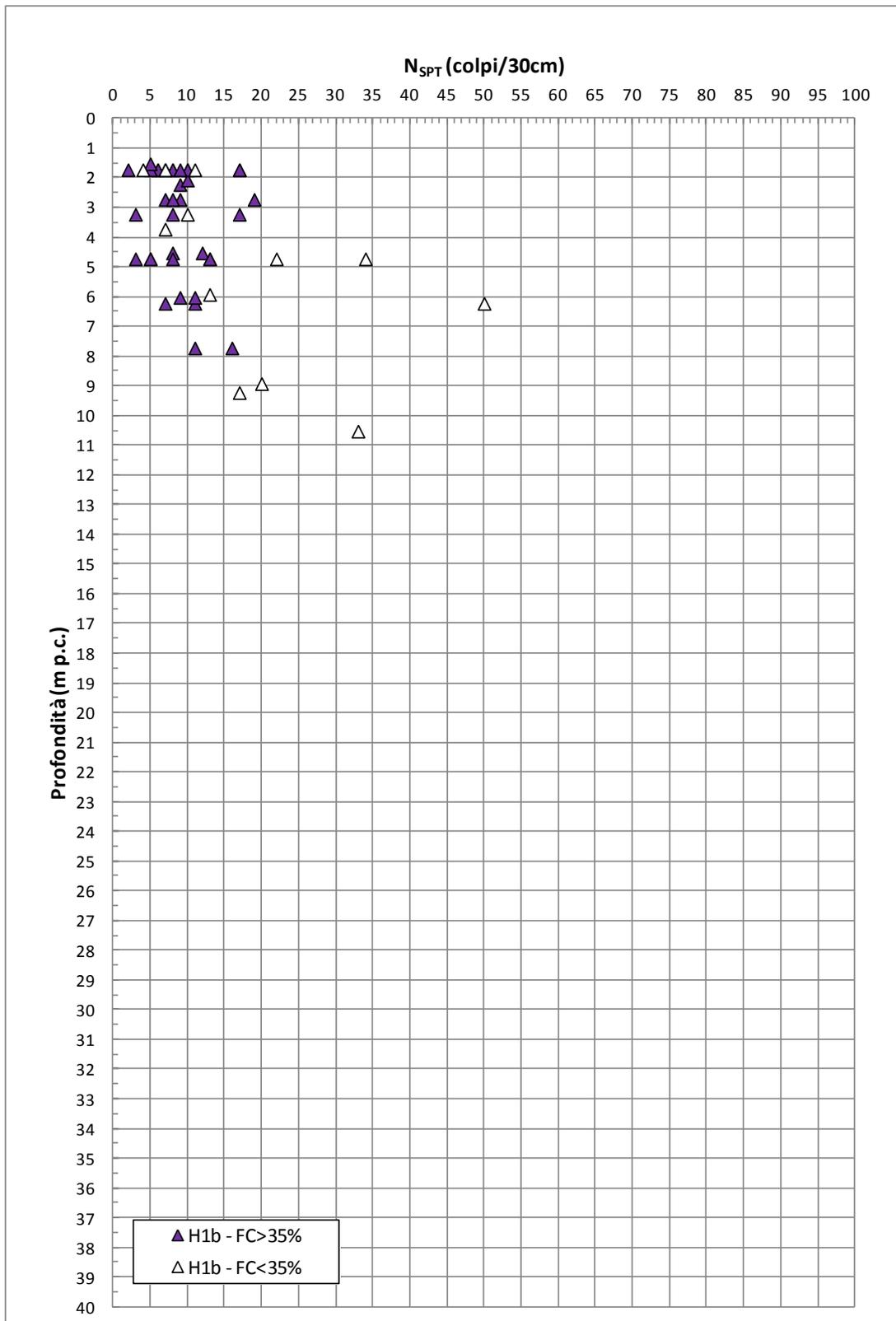
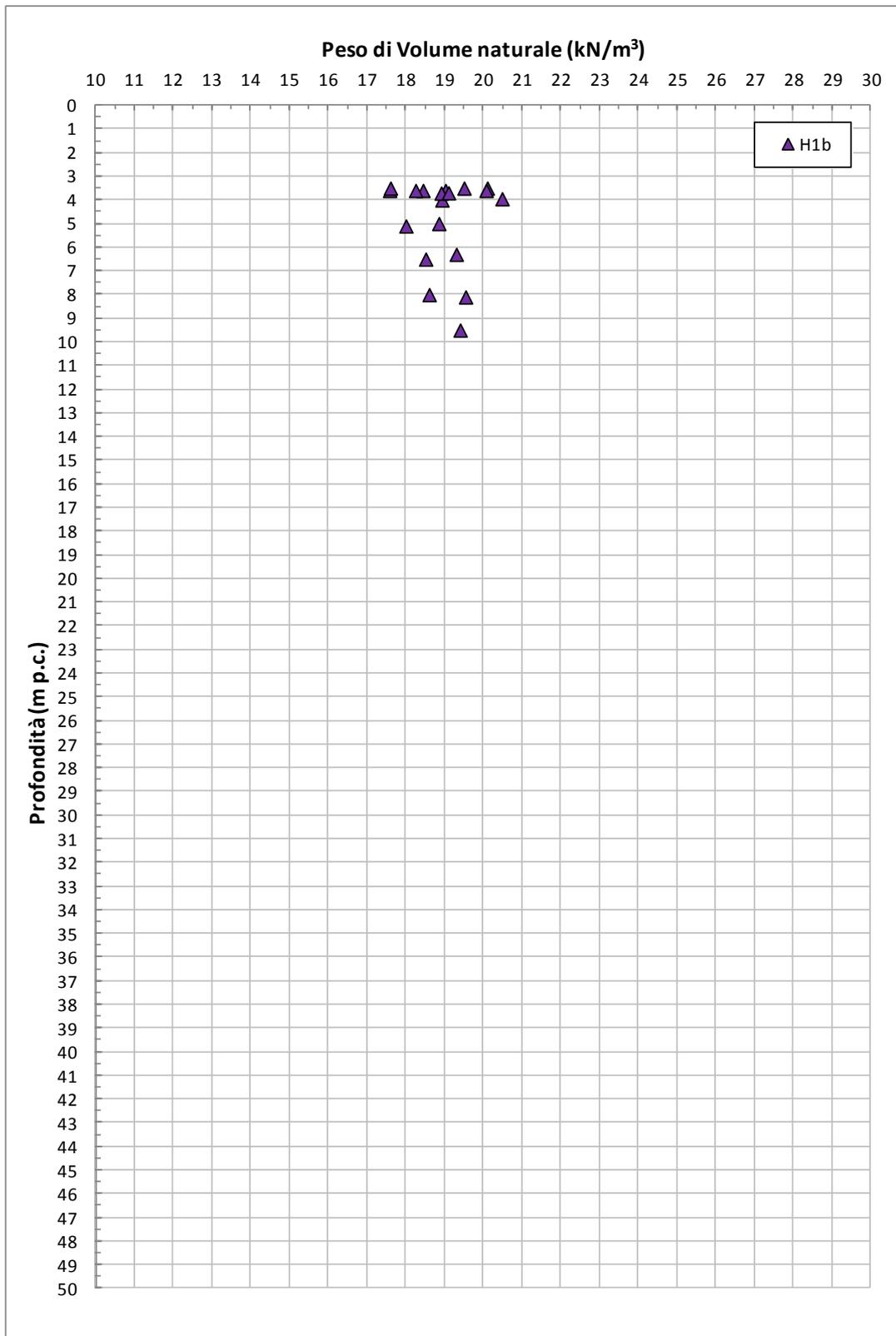


Figura 8.105: Formazione H1b – Contenuti di fine (CF)





**Figura 8.107: Formazione H1b – Pesì di volume naturale  $\gamma_n$**

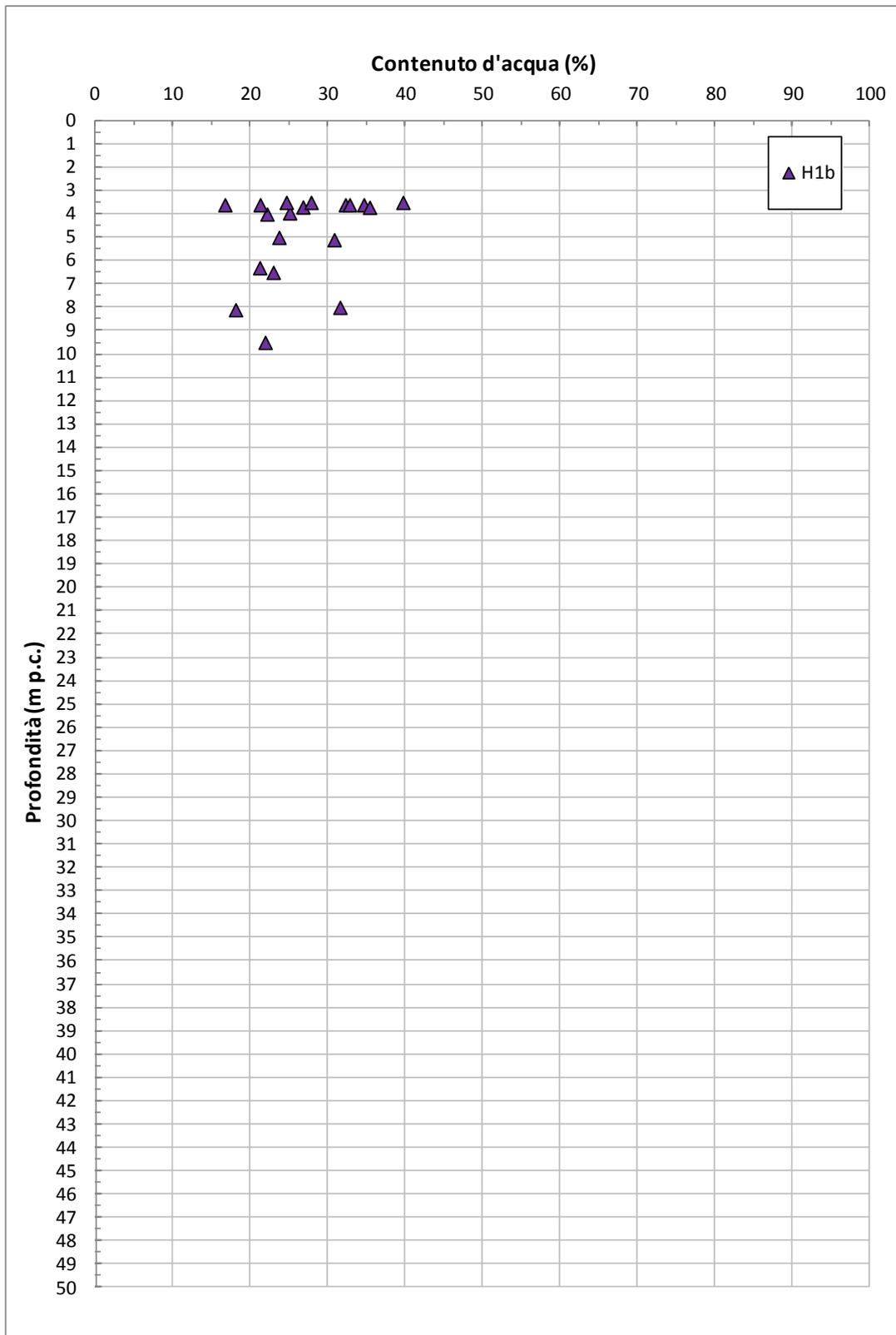


Figura 8.108: Formazione H1b – Contenuto d'acqua naturale  $w_n$

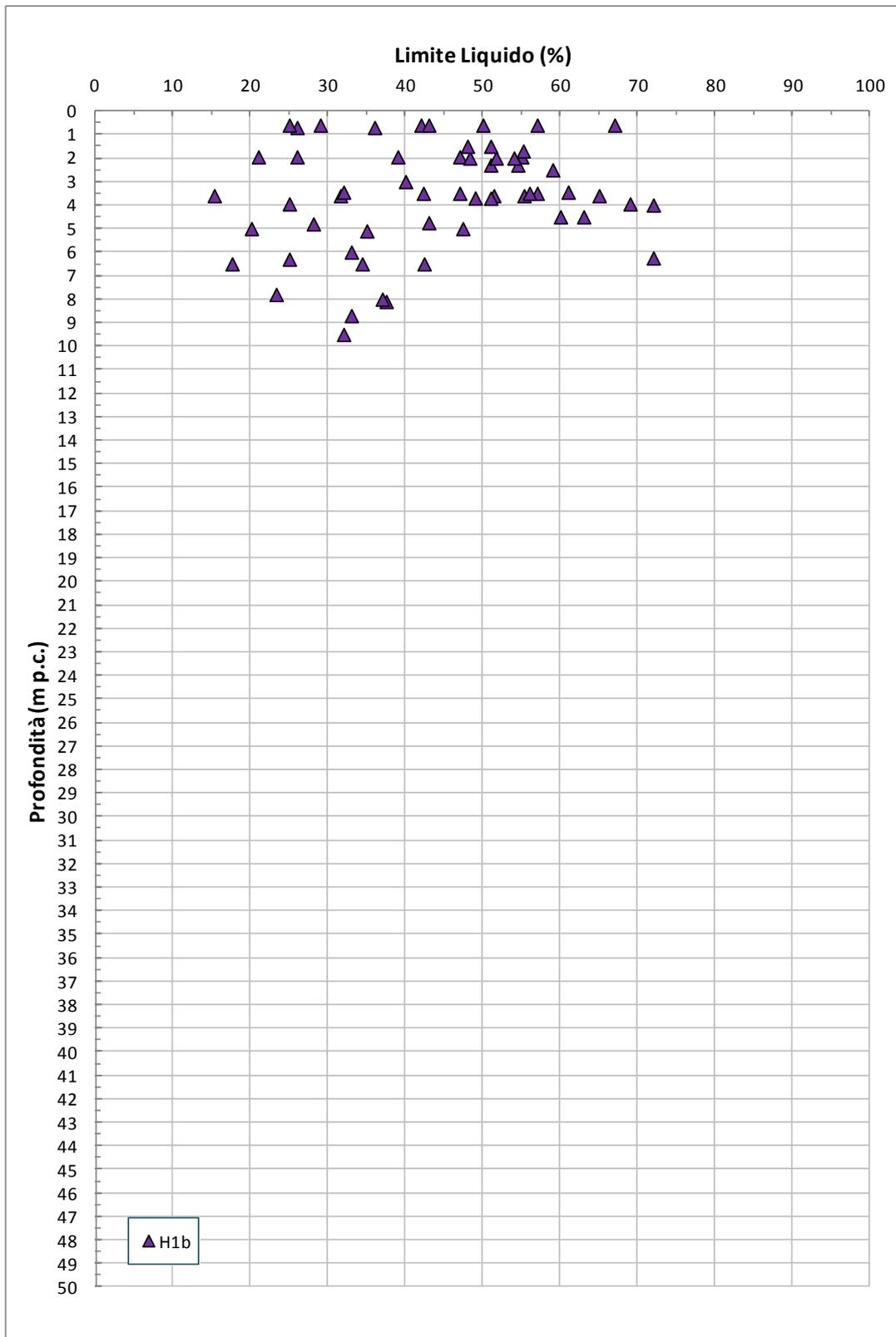


Figura 8.109: Formazione H1b – Limite Liquido

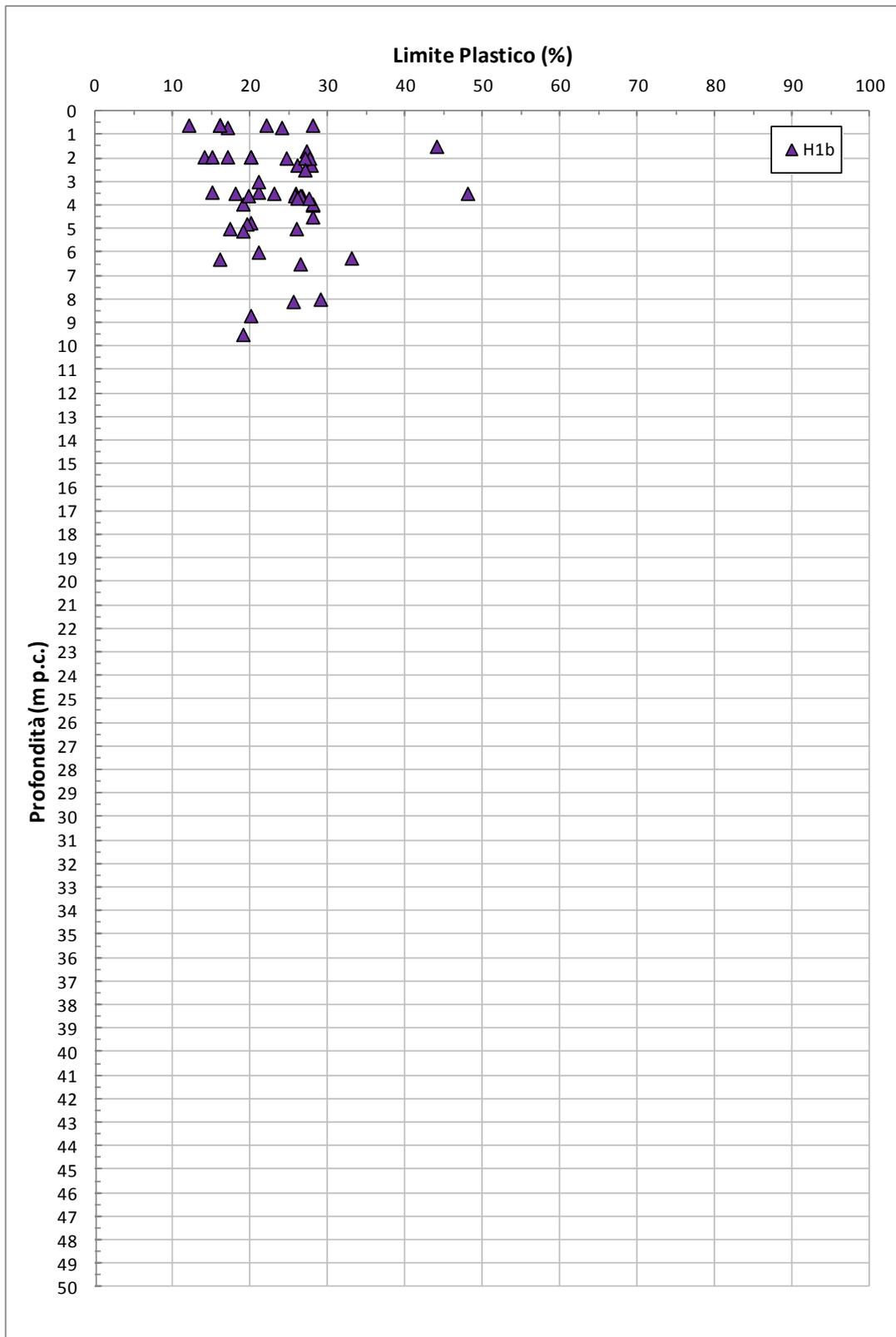


Figura 8.110: Formazione H1b – Limite Plastico

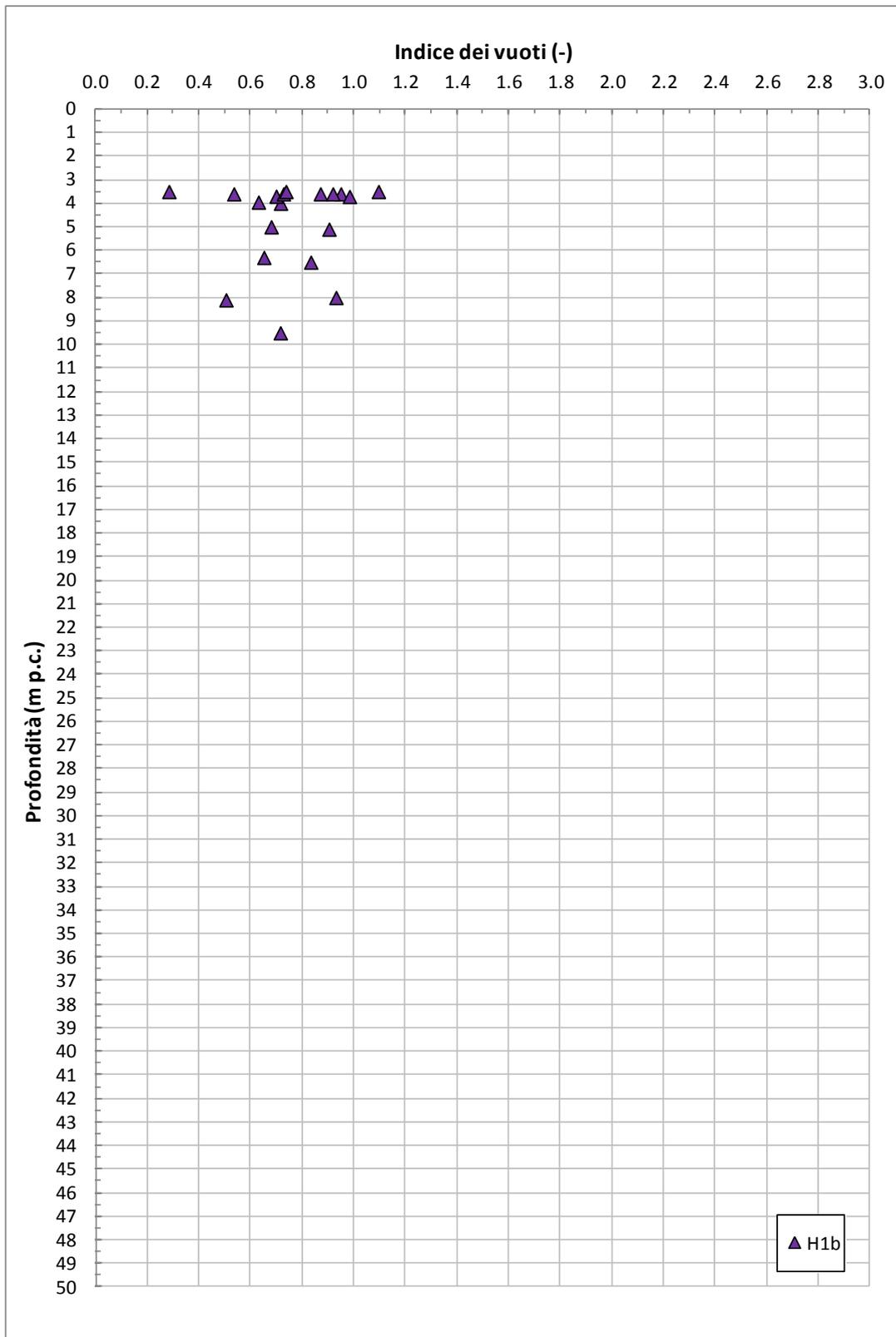


Figura 8.111: Formazione H1b – Indice dei vuoti

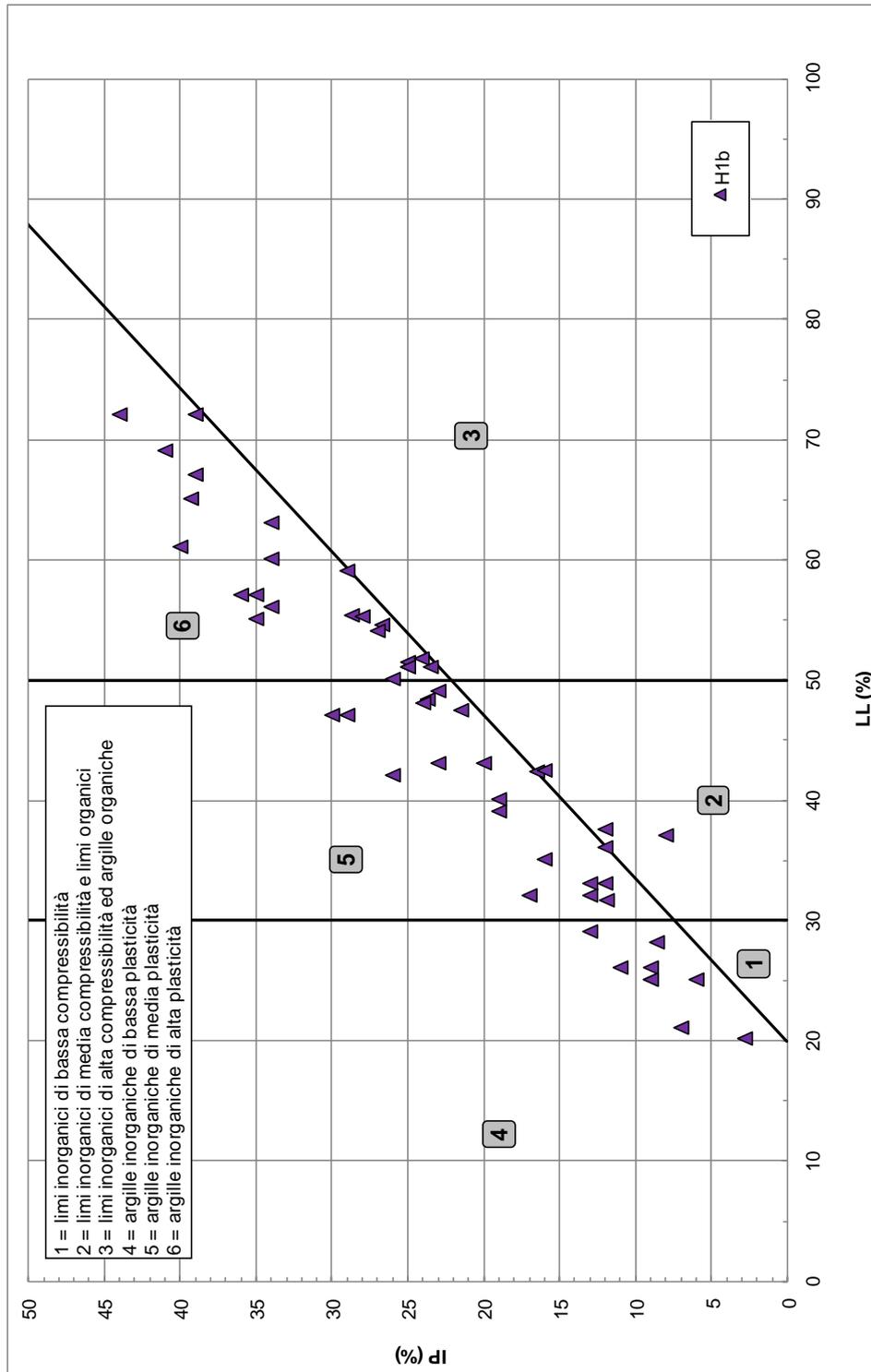
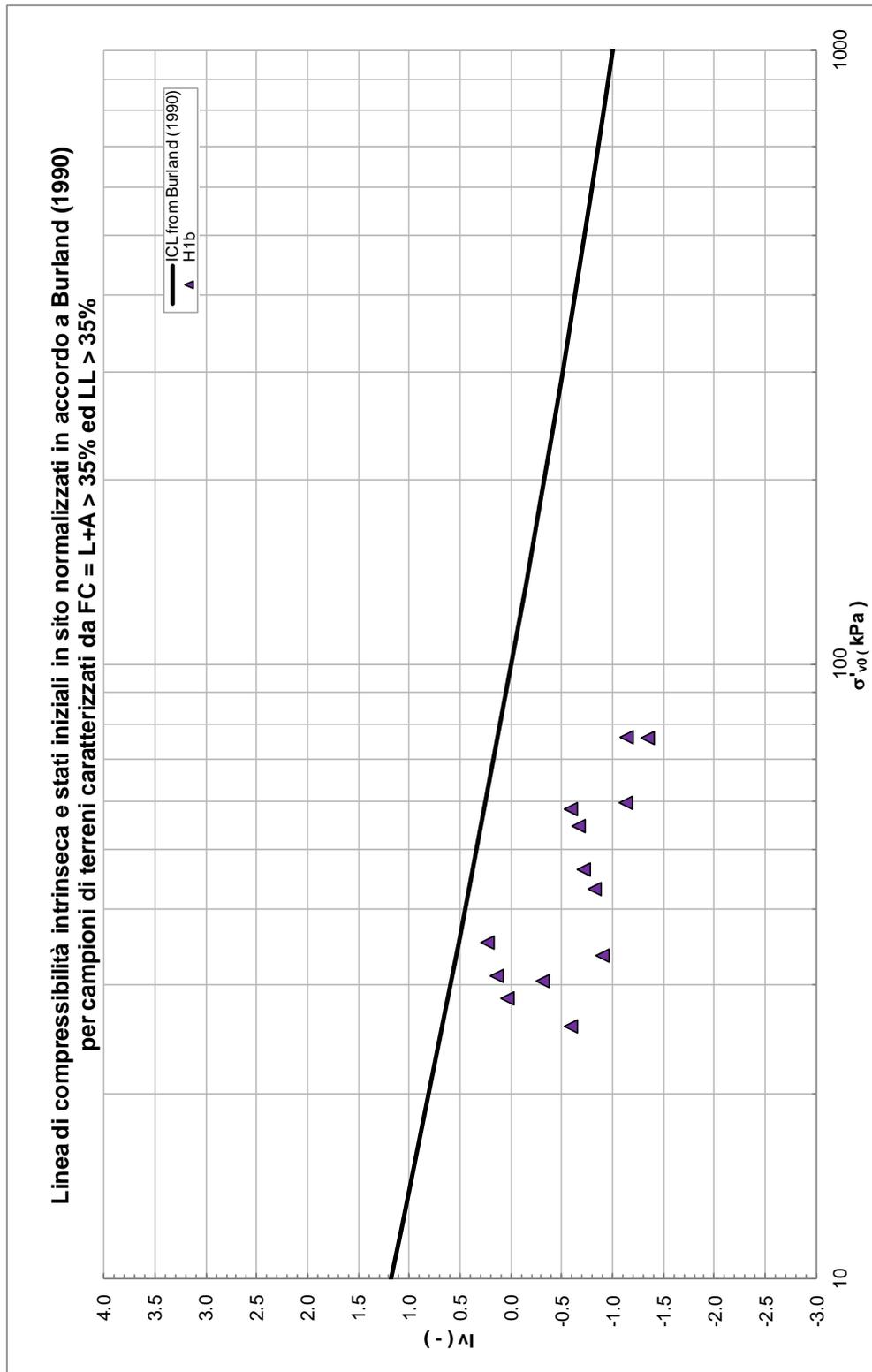


Figura 8.112: Formazione H1b – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.113: Formazione H1b – Burland**

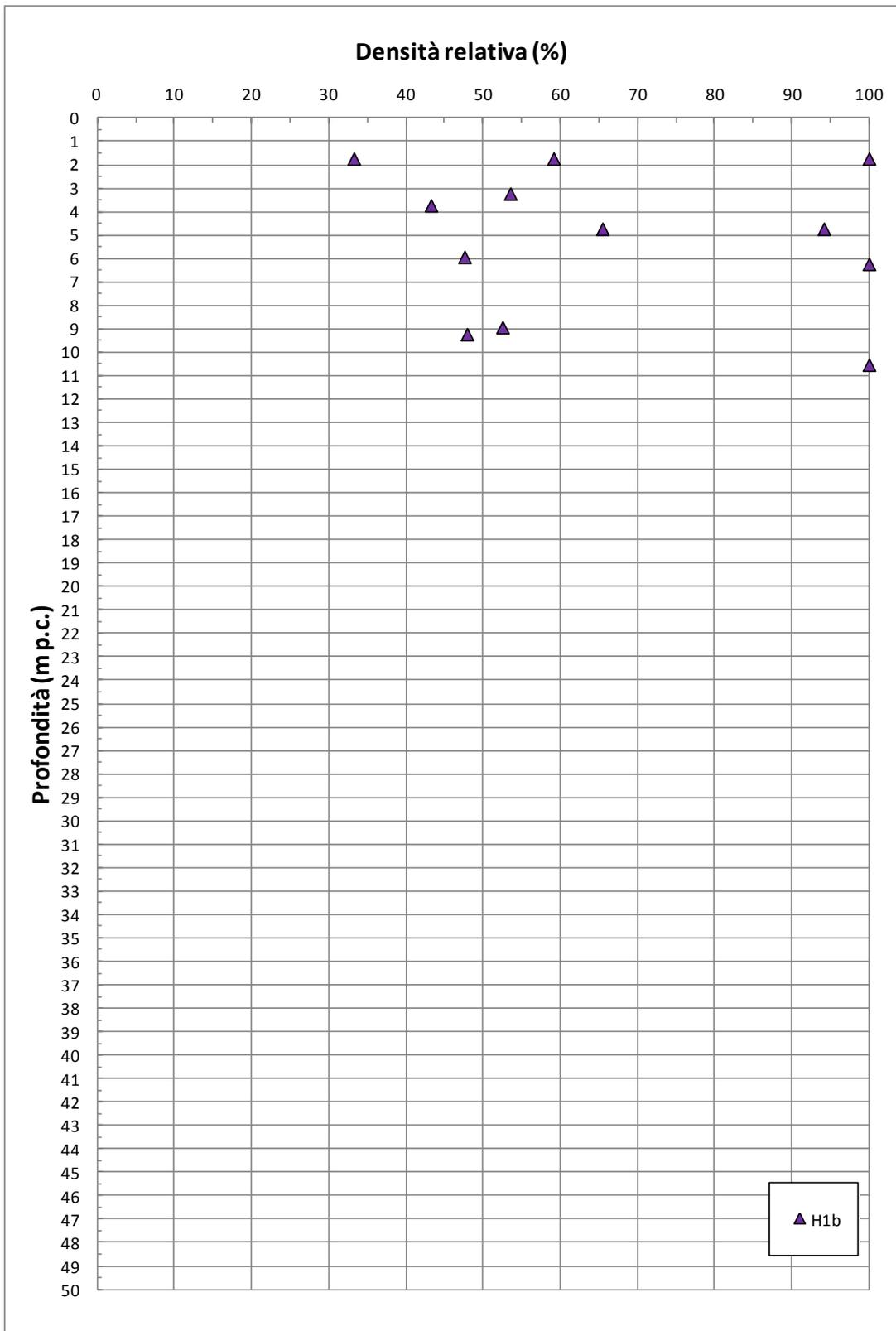
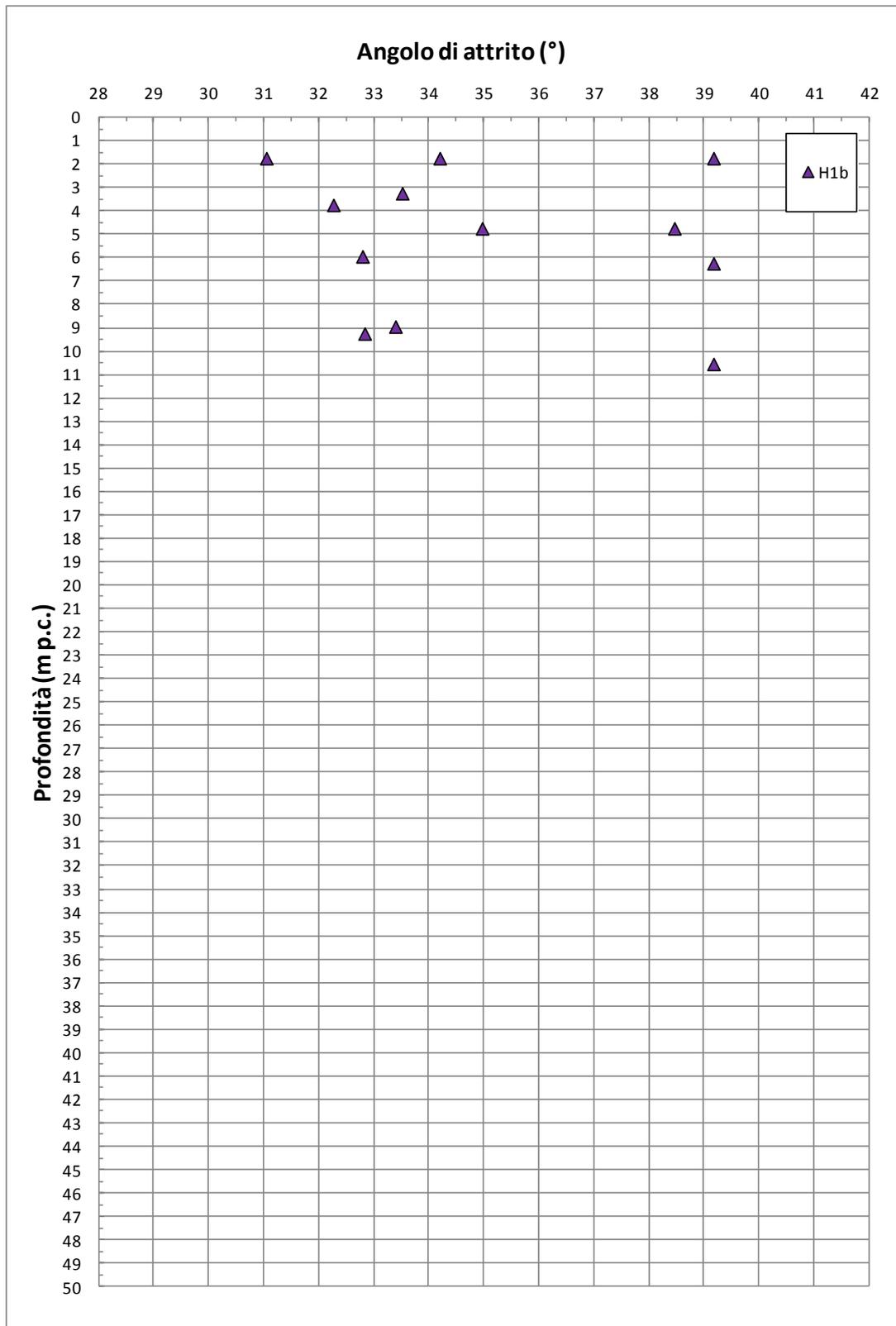


Figura 8.114: Formazione H1b – Valori di  $D_R$



**Figura 8.115: Formazione H1b – Valori di  $\phi'$  da prove SPT**

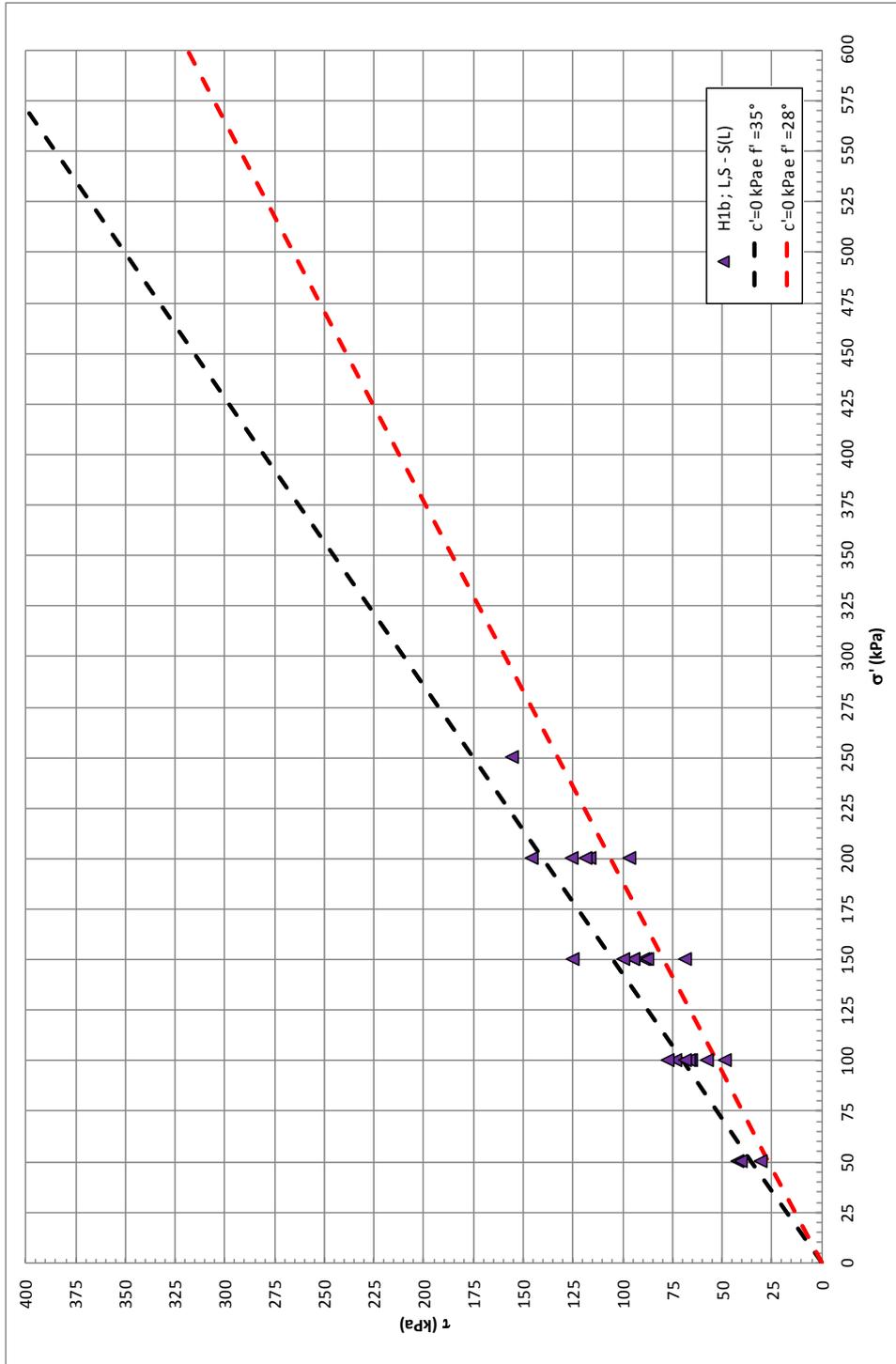


Figura 8.116: Formazione H1b – Valori Valori di  $\phi'$  da prove di Taglio Diretto

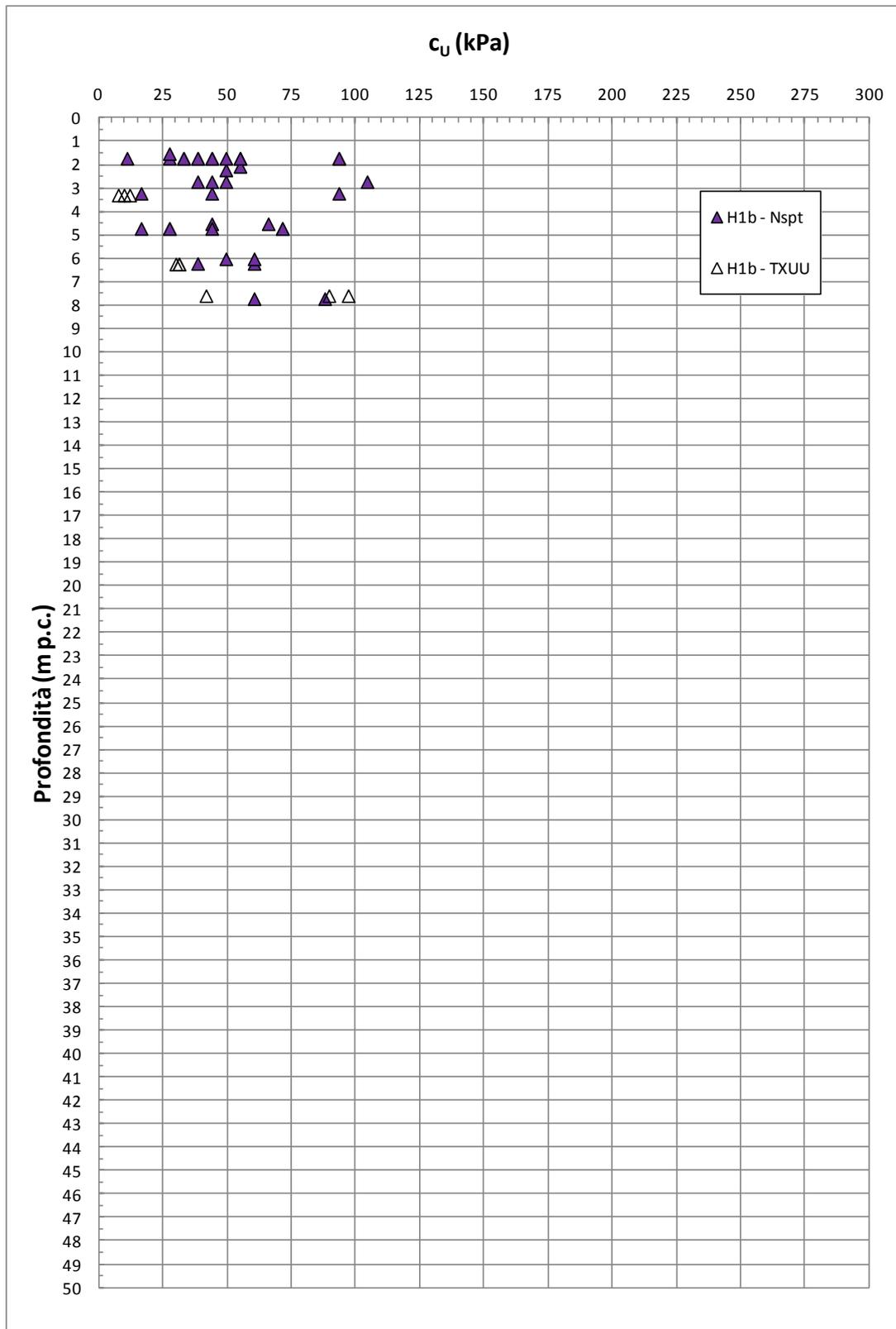
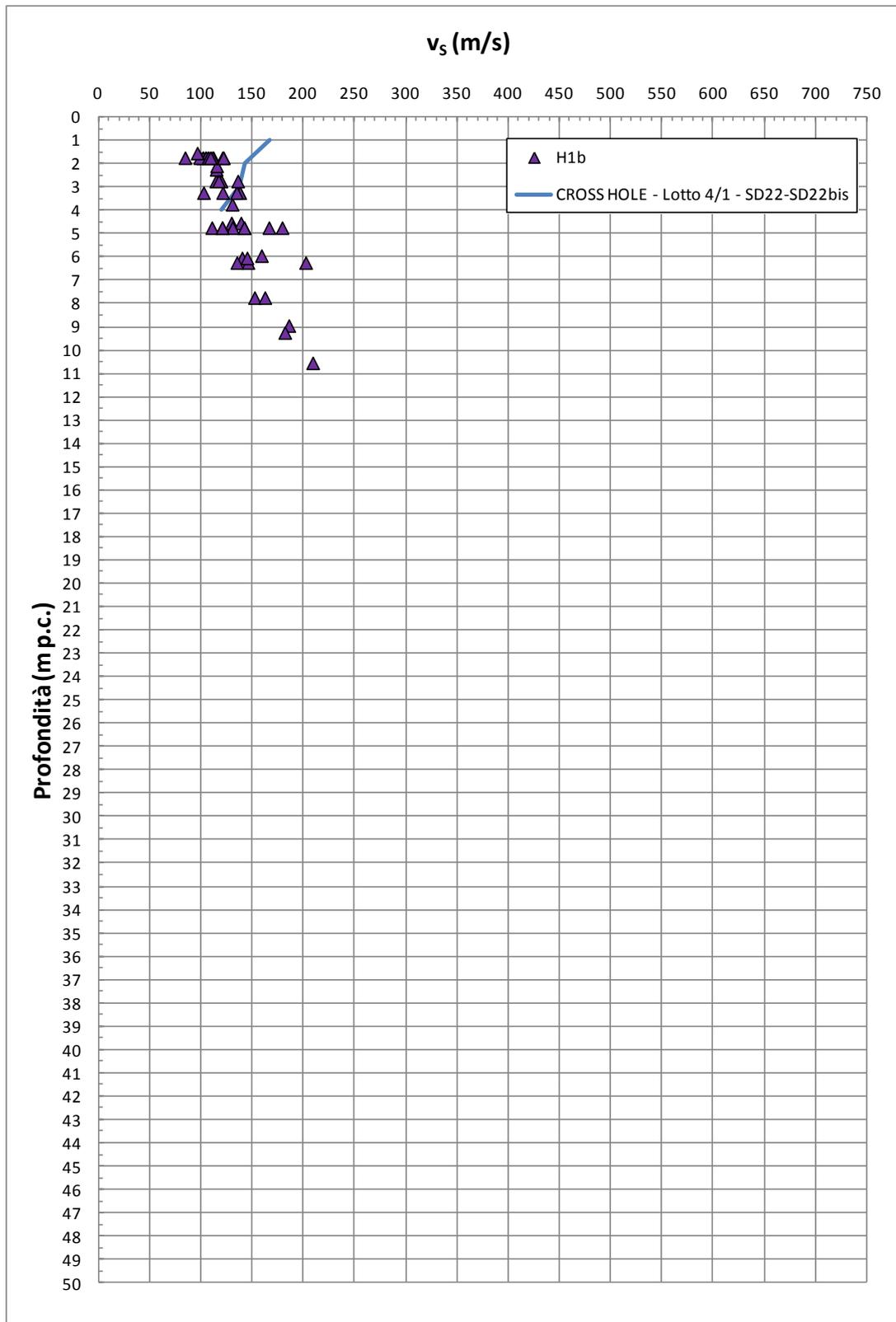
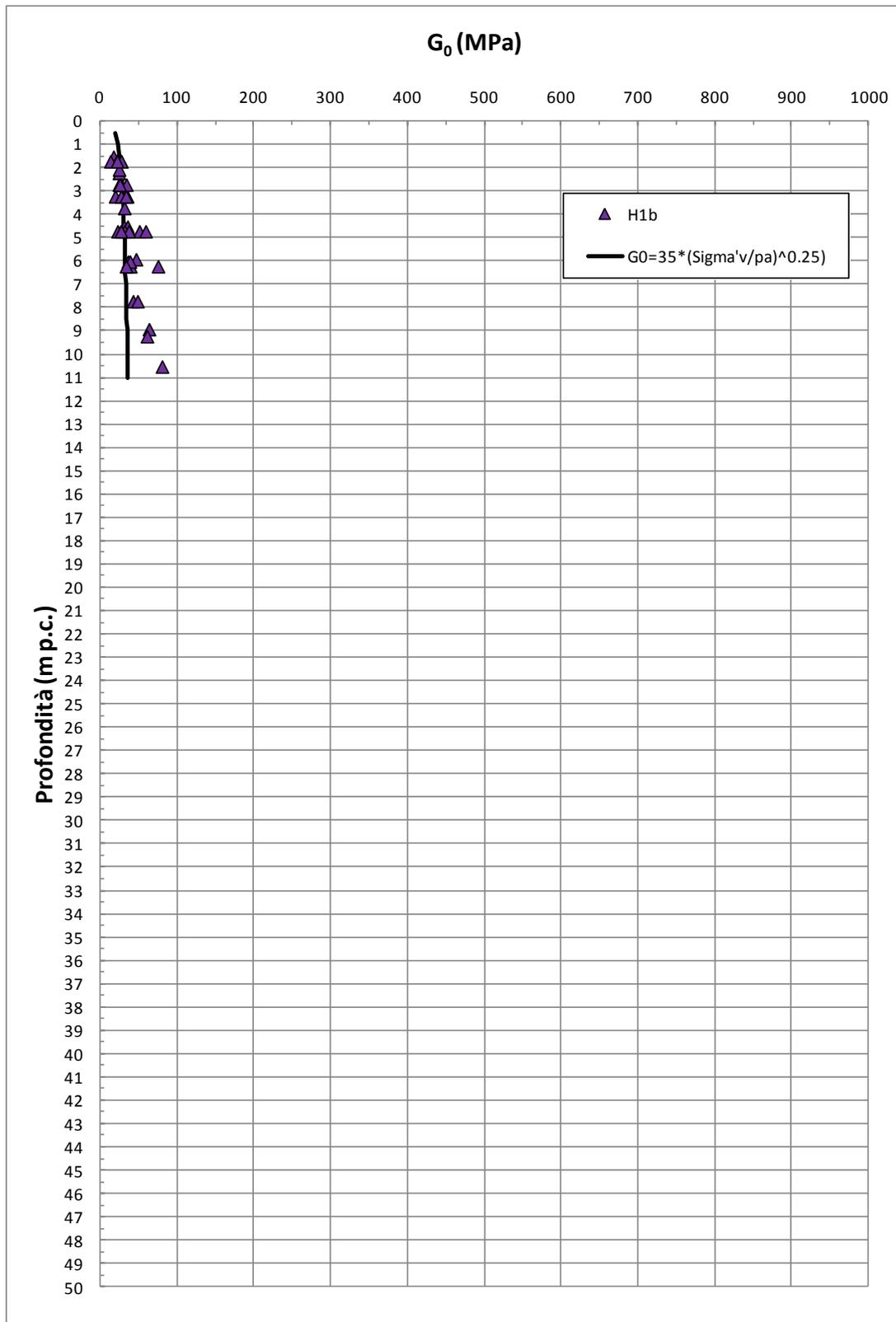


Figura 8.117: Formazione H1b – Coesione non drenata

Figura 8.118: Formazione H1b – Valori di  $v_s$

Figura 8.119: Formazione H1b – Valori di  $G_0$

## 8.14 Depositi di versante a3

La formazione a3 risulta geologicamente ascrivibile a depositi olocenici di versante. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi e sabbie rossastre con clasti eterometrici ed eterogenei, talora subordinati.

La caratterizzazione geotecnica è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta variabile tra il 10% e l'80% (vedi Figura 8.120), a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti sia da livelli di a grana fine sia da livelli a grana grossa; localmente possono rinvenirsi lenti sabbioso-ghiaiose.

Nella Figura 8.121 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 20 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ( $N_{SPT} \geq 100$  colpi/30cm); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $25 \leq N_{SPT} \leq 55$  colpi/30 cm.

### 8.14.1 Caratteristiche fisiche

La formazione a3 in oggetto, senza distinzioni nei valori di FC, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 10 ÷ 87%, mediamente 36%
- limo = 12 ÷ 53%, mediamente 24%
- argilla = 5 ÷ 54%, mediamente 22%
- ghiaia = 0 ÷ 76%, mediamente 18%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 9% ÷ 89%, mediamente 46%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 20÷21 kN/m<sup>3</sup> (vedi Figura 8.122).

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

- Figura 8.123: contenuto d'acqua
- Figura 8.124: limite liquido
- Figura 8.125: limite plastico
- Figura 8.126: indice dei vuoti

Nella Figura 8.127 si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v$ - $\log \sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $IC_{Loed}$ . I terreni appartenenti alla formazione  $\alpha_3$ , in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa ( $D_r$ ) della formazione  $\alpha_3$ , determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, risulta compresa nell'intervallo  $D_r=80\div 100\%$  (vedi Figura 8.128). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

### 8.14.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi aventi  $FC < 35\%$ , ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 38^\circ \div 39^\circ$  (vedi Figura 8.129), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su campioni di limi con sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a  $\varphi' = 30^\circ \div 35^\circ$  (vedi Figura 8.130).

La resistenza al taglio determinata da prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) ha fornito come valore dell'angolo di attrito  $\varphi' = 32^\circ$  e  $c'=0$  kPa per campioni di argilla con limo (vedi Figura 8.131).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella Figura 8.132; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).

### 8.14.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.133. I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.134. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 70000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.8} \text{ in kPa}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ , con  $E_0$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0=500\div 700\cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

#### **8.14.4 Permeabilità**

Per questo strato non sono disponibili prove Lefranc. Si può ipotizzare una permeabilità nell'intervallo tra  $1\cdot 10^{-5}$  m/s e  $1\cdot 10^{-7}$  m/s nei livelli sabbiosi e sabbioso-limosi, mentre si può arrivare a valori dell'ordine di  $1\cdot 10^{-8}$  m/s nei livelli limoso-argillosi.

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

#### **8.14.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali della formazione a3.

Tabella 8.24: Formazione a3 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18÷21	19÷21	
$N_{SPT}$ (colpi/30 cm)	25÷55		
$D_r$ (%)	-		
$c'$ (kPa)	0÷5 <sup>(2)</sup>	0 <sup>(2)</sup>	0
$\varphi'$ (°)	24÷26 <sup>(2)</sup>	28 <sup>(2)</sup>	32÷35
$c_u$ (kPa)	150÷250	-	
$GSC = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
$k_0$ (-)	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{GSC}$		
$v_s$ (m/sec)	100 ÷ 150		
$G_{01}$ (kPa)	$G_{01} = (700 \cdot c_u)$	$G_{01} = 70000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.8}$	
$E_{op1}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(3)</sup>		
$E_{op2}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(3)</sup>		
$E_{op3}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(3)</sup>		
$c_c$ (-)	0.30÷0.50 <sup>(4)</sup>	-	
$c_r$ (-)	$0.2 \cdot c_c$ <sup>(4)</sup>	-	
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$5 \cdot 10^{-4} \div 5 \cdot 10^{-3}$ <sup>(4)</sup>	-	
$c_{\alpha e}$ (%)	0.5 <sup>(4)</sup>	-	

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 $D_r$  = densità relativa;  
 $c'$  = intercetta di coesione;  
 $\varphi'$  = angolo di attrito operativo;  
 $GSC$  = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
 $k_0$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;  
 $v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

- $z$  = profondità dal piano campagna locale in metri;  
 $G_{01}$  = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;  
 $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;  
 $E_{op1}$  = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a  $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $E_{op3}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $B$  = dimensione minore della fondazione (m);  
 $C_c$  = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");  
 $C_r$  = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");  
 $C_v$  = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;  
 $C_{\alpha e}$  = coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) valori ipotizzati in assenza di dati.
- (3)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p_0'$  la pressione efficace media geostatica.
- (4) valori ipotizzati sulla base di quanto noto relativamente alla formazione  $\alpha 4$  (depositi olocenici eluvio-colluviali). Tali valori dovranno essere verificati sulla base dei risultati di prove udometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Tabella 8.25: Formazione a3 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		PROFONDITÀ	GRANULOMETRIA						ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Quota testa sondaggio	Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	
5b-SD1	SPT1-CR1	S1	13.21	1.50	1.95	42.00	23.00	18.00	17.00	37.0	21.0	16.0	GC	A6	G(S)(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD1	SPT2-CR2	S2	13.21	3.00	3.45	76.00	10.00	-	-	35.0	20.0	15.0	GC	A2-6	-	-	-	-	-	-
5b-SD1	CI1	I1	13.21	4.30	4.65	50.00	26.00	12.00	12.00	32.0	19.0	13.0	SC	A2-6	G,S(L)(A)	14.00	22.20	2.71	-	TD/EDO
5b-SD1	CI2	I2	13.21	5.80	6.25	2.00	46.00	24.00	28.00	27.0	16.0	11.0	CL	A6	S,A(L)	15.40	20.50	2.73	-	TX-UU/TD
5b-SD1	SPT5-CR5	S5	13.21	7.50	7.95	37.00	34.00	13.00	16.00	26.0	17.0	9.0	SC	A2-4	G,S(A)(L)	-	-	-	-	-
5b-SD1	SPT6-CR6	S6	45.92	9.50	9.95	36.00	26.00	21.00	17.00	45.0	19.0	26.0	SC	A7-6	G,S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD3	SPT1-CR1	S1	45.92	1.95	2.40	5.00	24.00	31.00	40.00	48.0	24.0	24.0	CL	A7-6	A,L(S)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD3	CI2	I2	45.92	3.00	3.25	1.00	20.00	32.00	47.00	53.0	29.0	24.0	CH	A7-6	A,L(S)	18.00	21.40	2.71	-	TD
5b-SD3	CI3	I3	45.92	6.00	6.25	0.00	11.00	35.00	54.00	51.0	24.0	27.0	CH	A7-6	A,L(S)	22.00	20.00	2.74	0.63	TX-UU/TD
5b-SD3	CI4	I4	45.92	7.50	7.85	1.00	21.00	31.00	47.00	44.0	22.0	22.0	CL	A7-6	A,L(S)	21.20	19.80	2.71	-	TX-CIU/TD
5b-SD3	CI5	I5	45.92	9.00	9.30	3.00	35.00	20.00	42.00	41.0	22.0	19.0	CL	A7-6	A,S(L)	-	19.90	2.77	-	TD/EDO
5b-SD3	SPT6-CR7	S6	45.92	12.50	12.95	2.00	67.00	15.00	16.00	-	-	-	SM	A2-4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5b-SD3	SPT7-CR8	S7	45.92	13.50	13.95	0.00	60.00	17.00	23.00	-	-	-	SM	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5b-SD3	CI6	I6	40.52	15.00	15.35	4.00	69.00	12.00	15.00	-	-	-	SM	A2-4	S(A)(L)	-	20.30	2.72	-	TD
5b-SD4	SPT1-CR1	S1	40.52	1.50	1.95	14.00	51.00	41.00	24.00	33.0	18.0	15.0	CL	A6	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD4	CI1	I1	40.52	1.50	1.75	6.00	26.00	47.00	21.00	33.0	24.0	9.0	ML	A4	L,S(A)[G]	20.10	19.90	2.74	-	TD
5b-SD4	CI2	I2	40.52	5.45	5.70	9.00	53.00	22.00	16.00	34.0	23.0	11.0	CL	A6	S(L)(A)[G]	16.90	22.50	2.78	-	TD
5b-SD4	SPT2-CR2	S2	40.52	7.50	7.95	19.00	21.00	31.00	29.00	37.0	21.0	16.0	CL	A6	L,A(S)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD4	CI3	I3	44.11	8.50	8.75	8.00	49.00	25.00	18.00	32.0	16.0	16.0	SC	A6	S,L(A)[G]	16.10	19.70	2.79	-	TD
5b-SD5	CR1	R1	51.82	3.10	3.40	6.00	30.00	40.00	24.00	39.0	23.0	16.0	CL	A6	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-



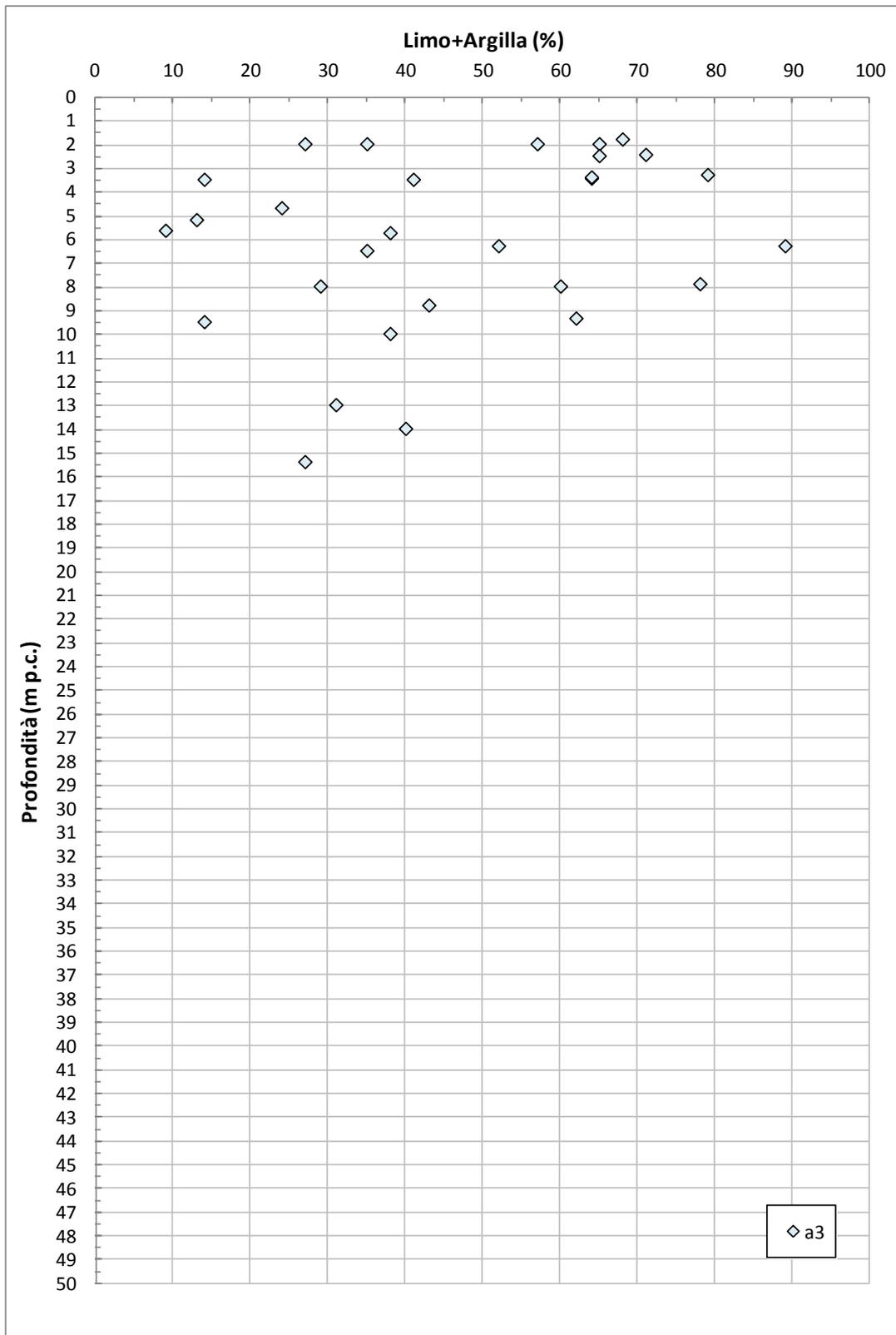


Figura 8.120: Formazione a3 – Contenuti di fine (CF)

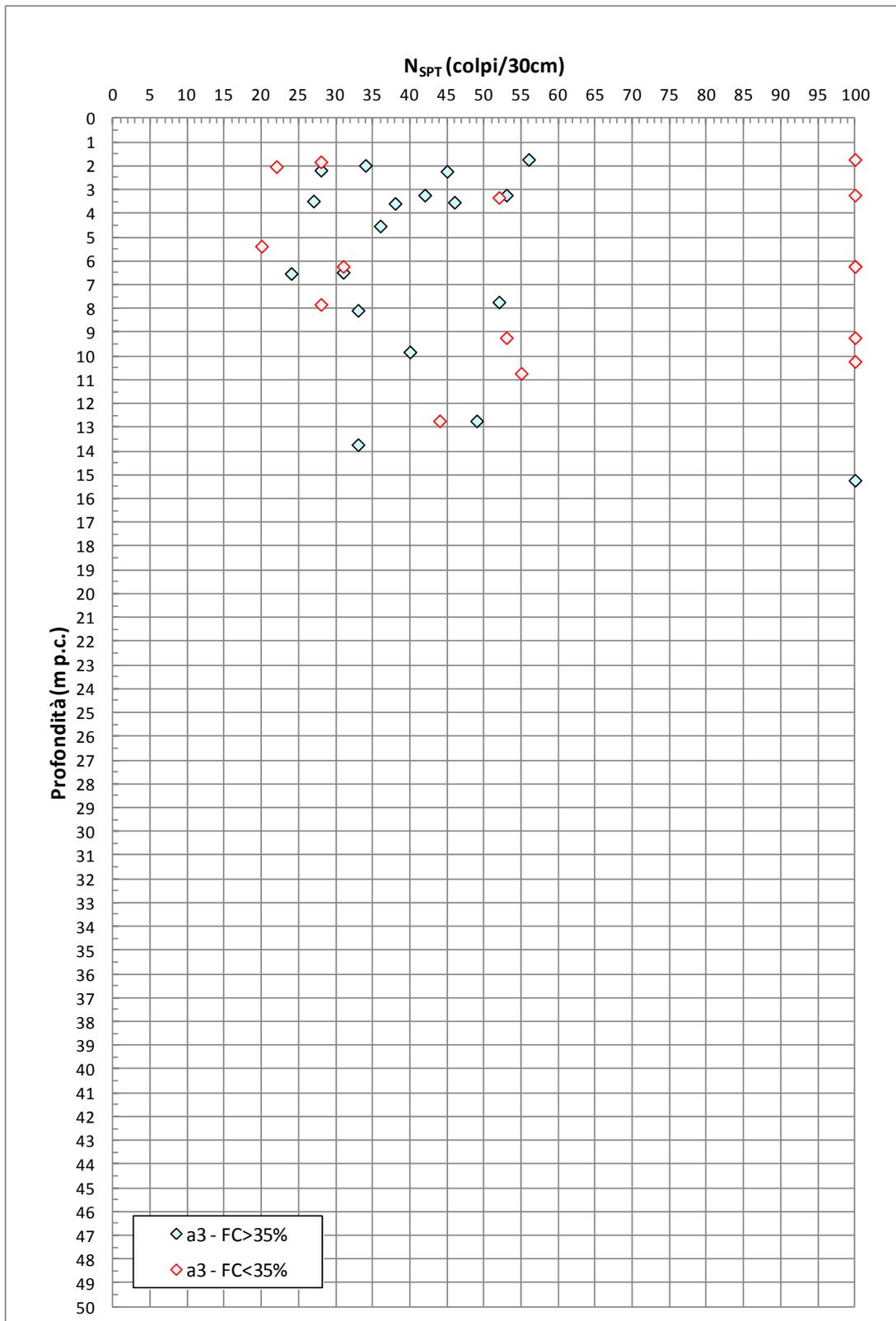
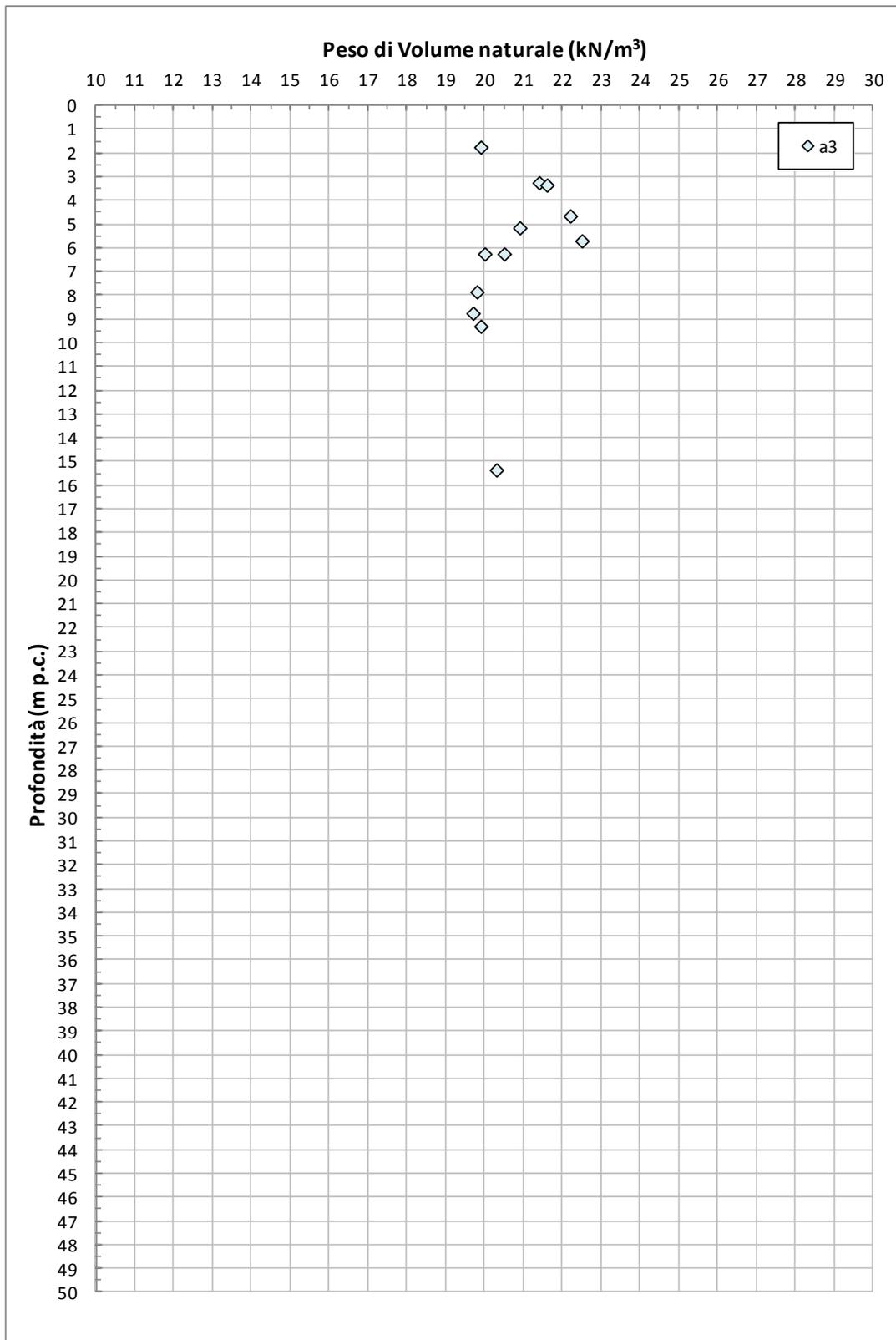


Figura 8.121: Formazione a3 – Valori di N<sub>SPT</sub>



**Figura 8.122: Formazione a3 – Pesi di volume naturale**

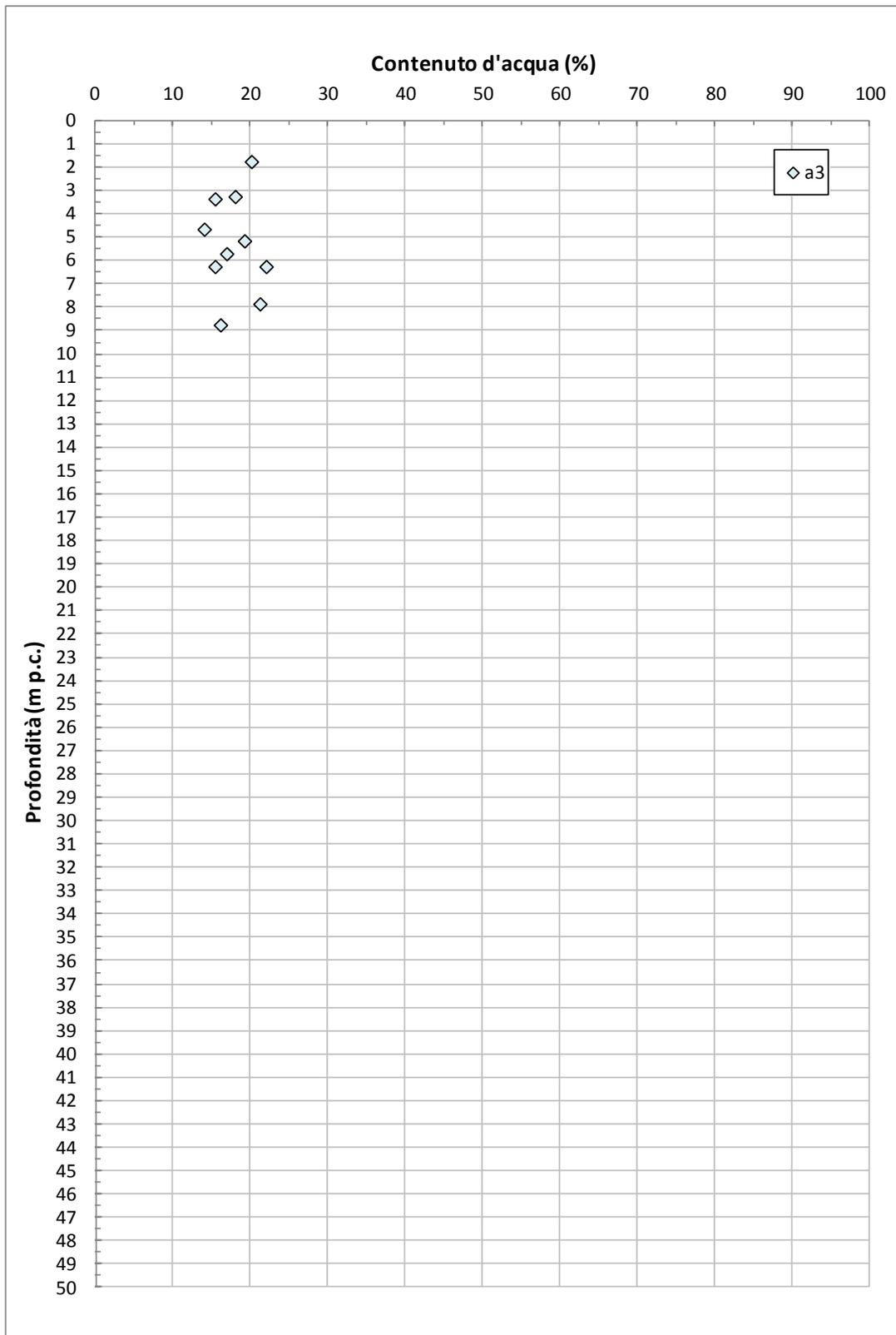


Figura 8.123: Formazione a3 – Contenuto d'acqua naturale

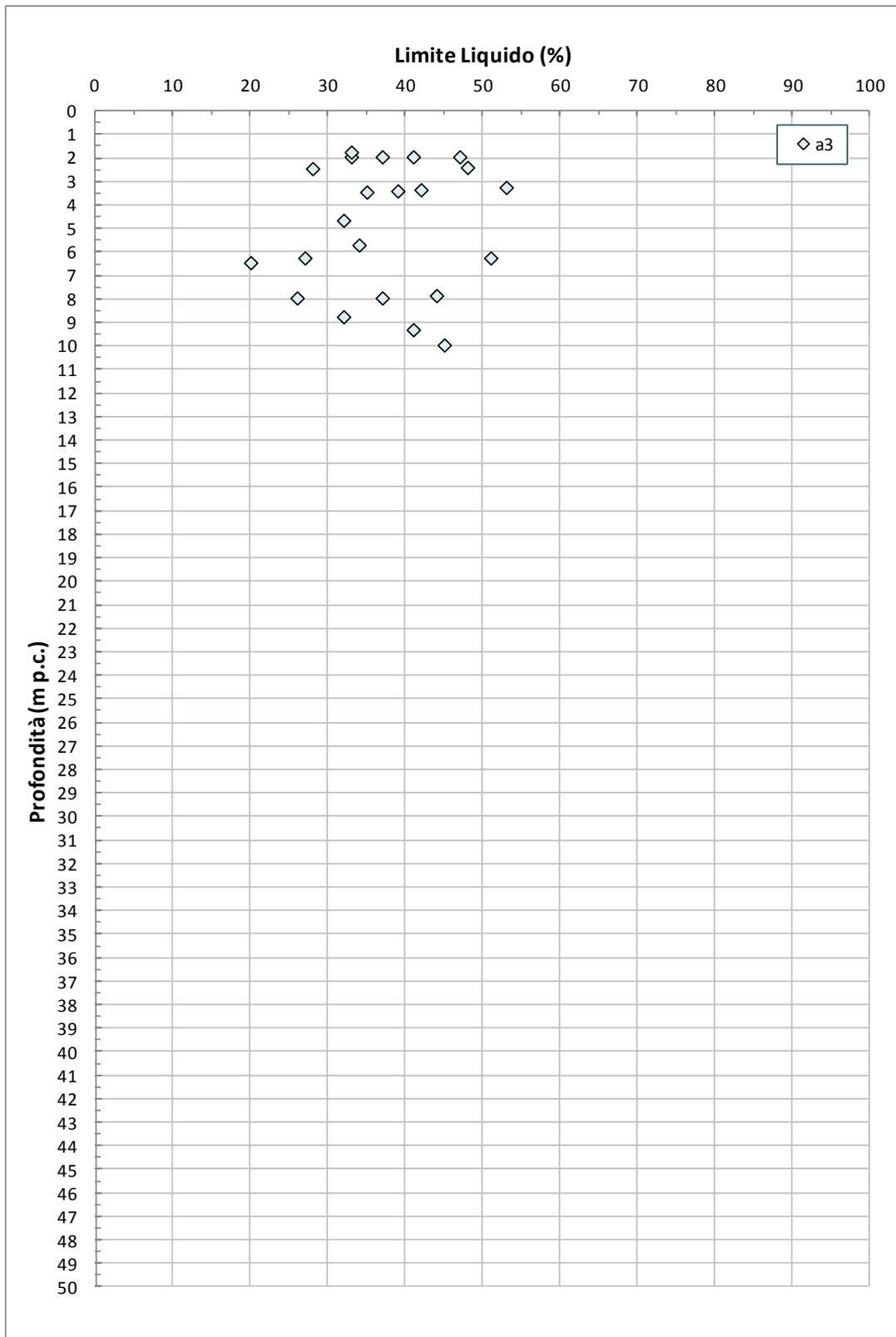


Figura 8.124: Formazione a3 – Limite Liquido

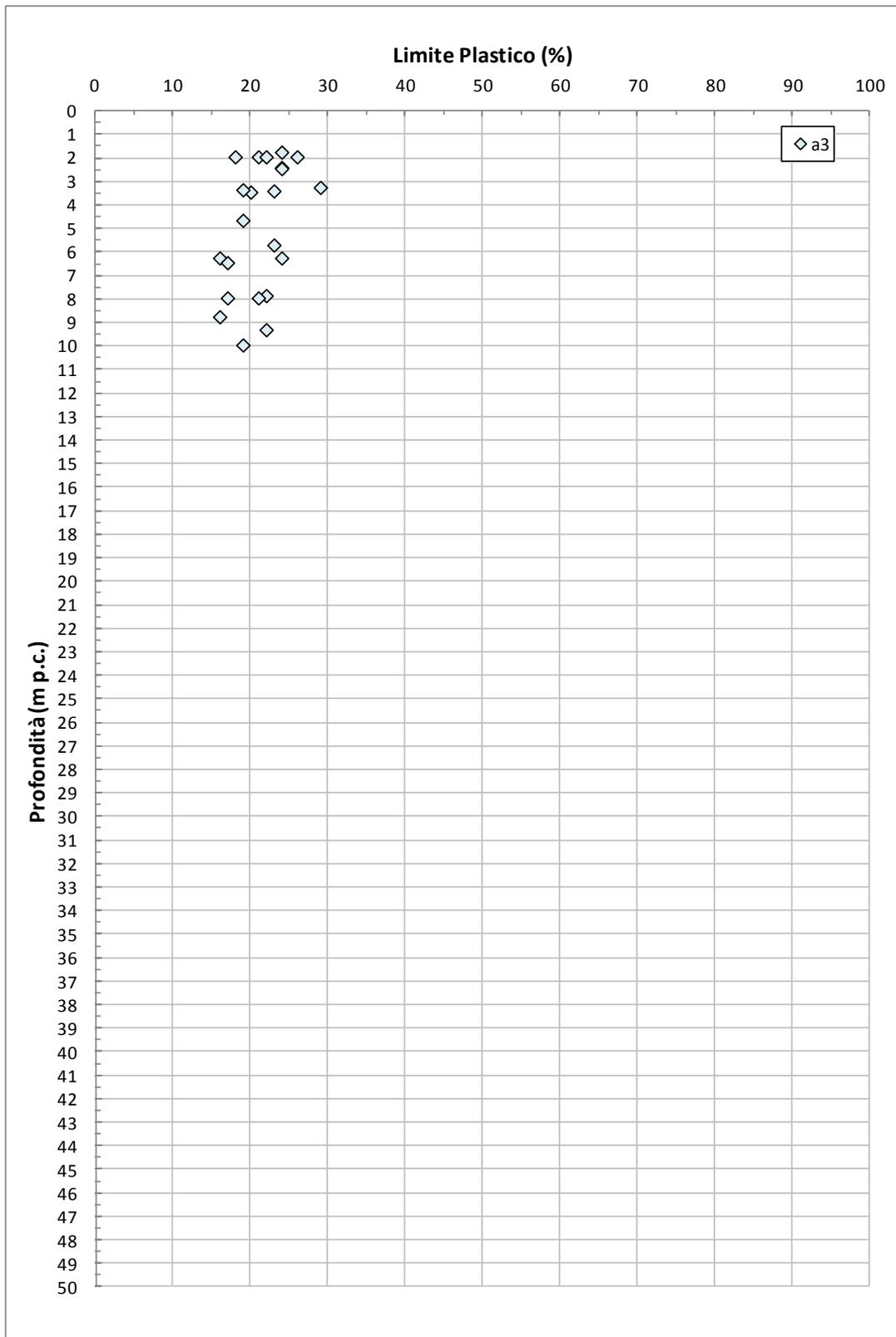


Figura 8.125: Formazione a3 – Limite Plastico

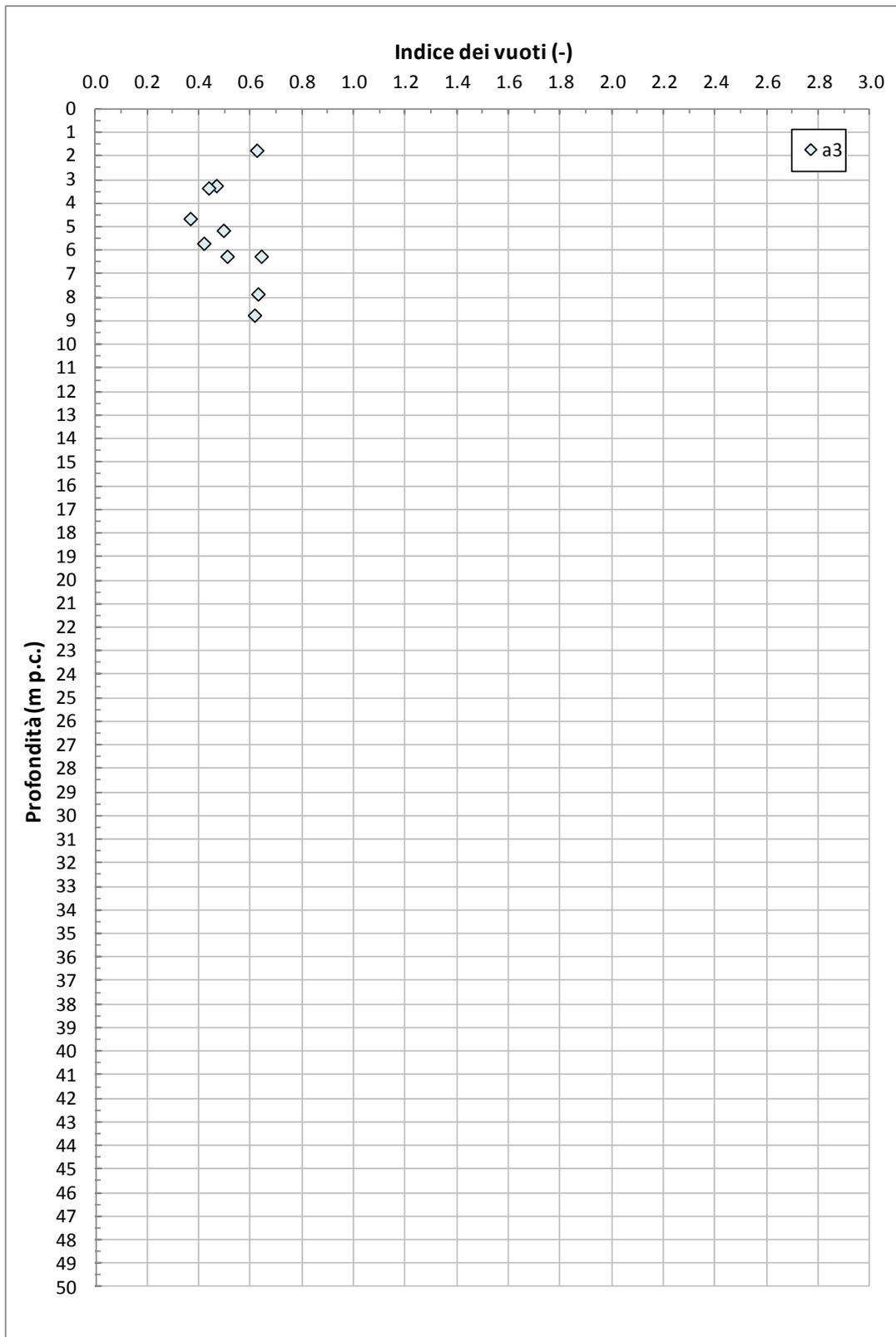
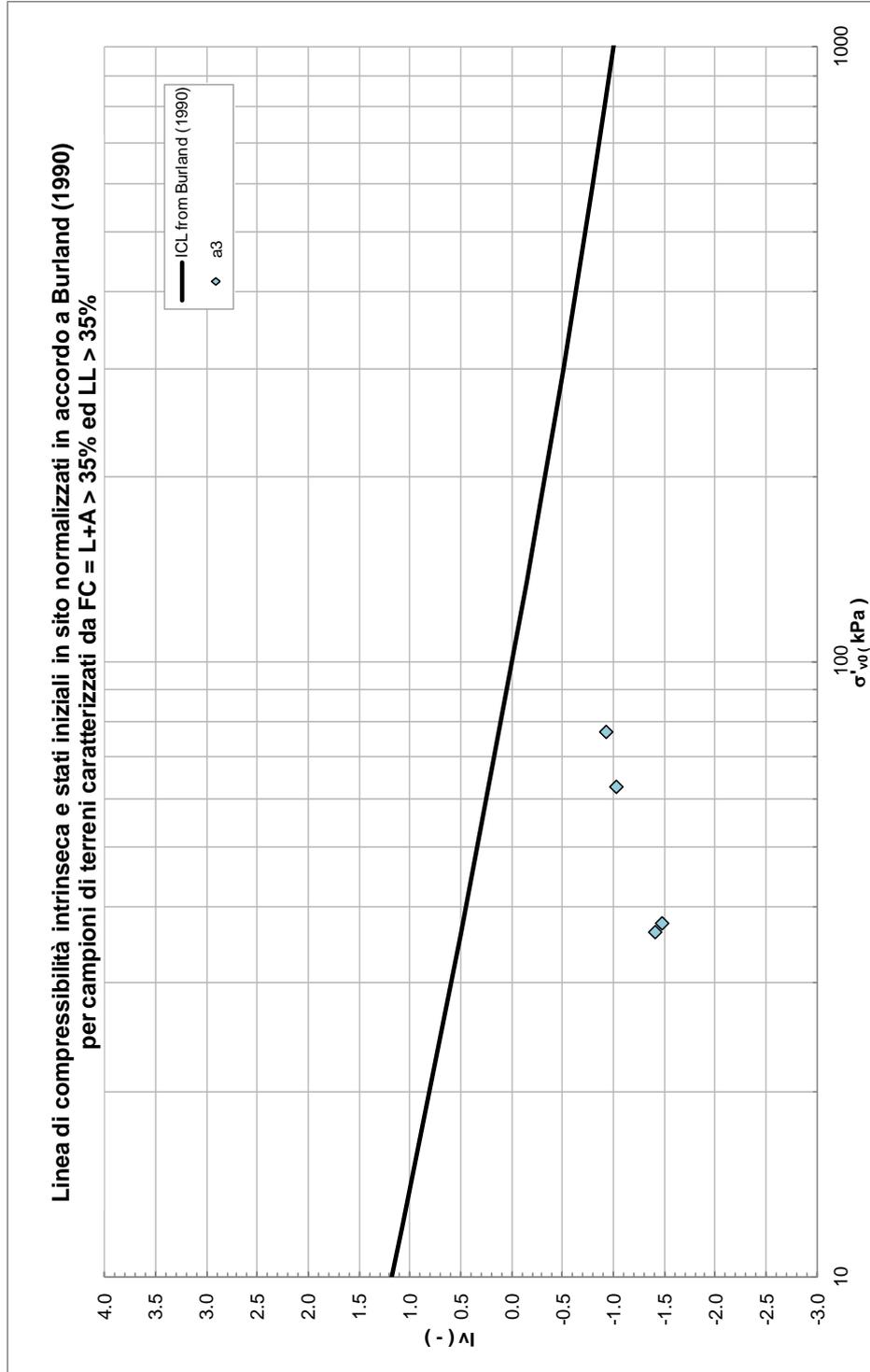


Figura 8.126: Formazione a3 – Indice dei vuoti



**Figura 8.127: Formazione a3 – Piano di Burland**

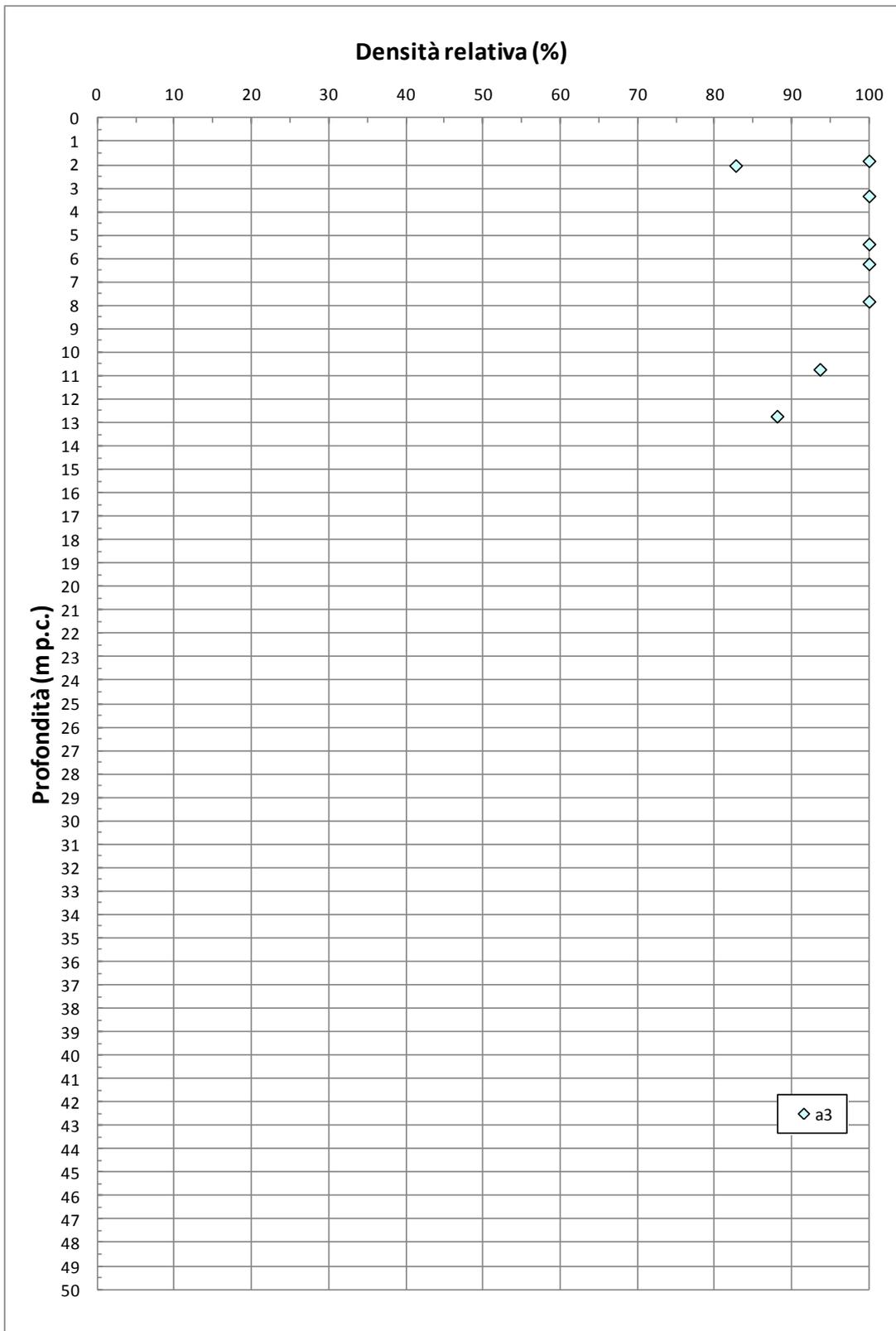


Figura 8.128: Formazione a3 – Densità relativa

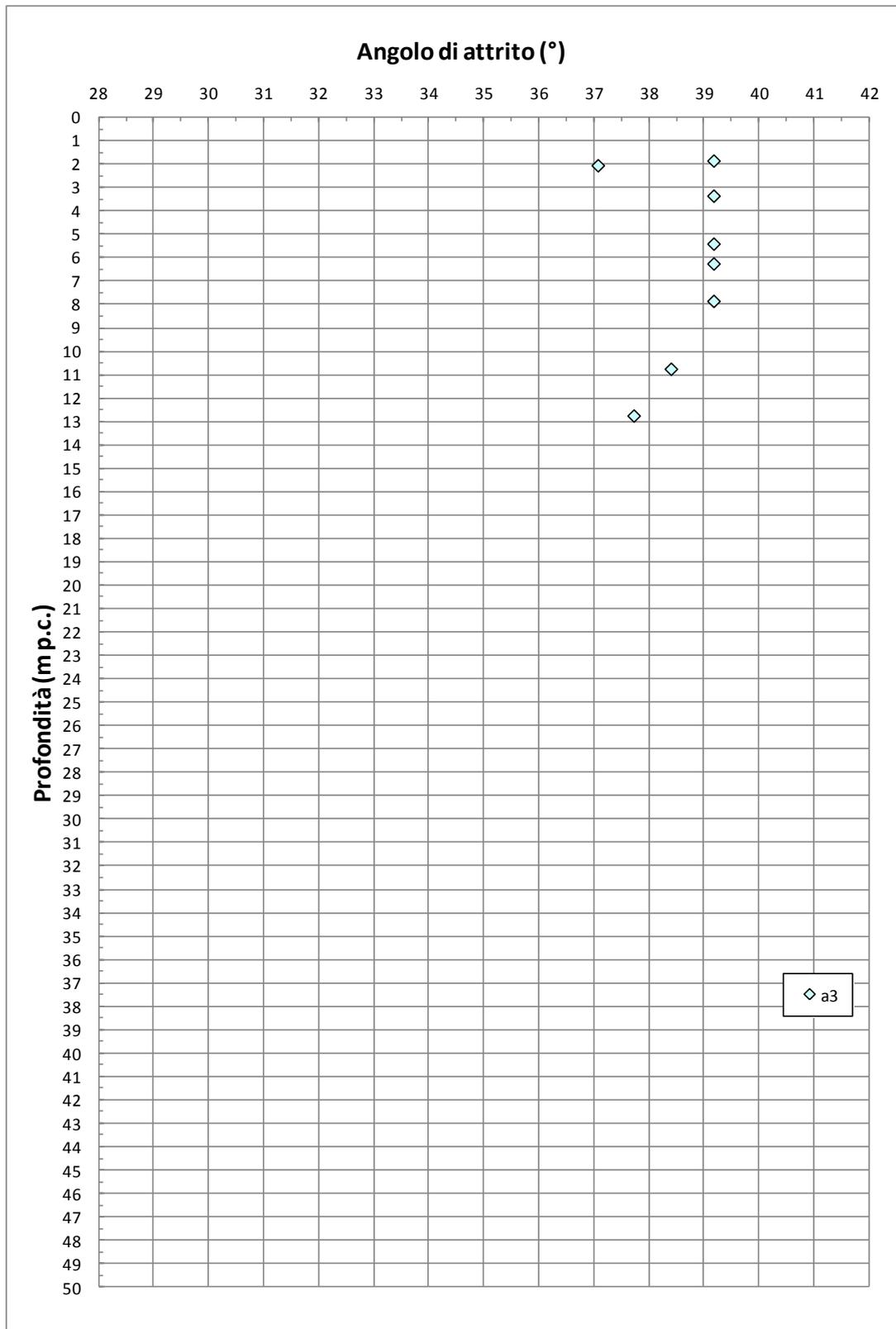


Figura 8.129: Formazione a3 – Angolo di attrito da prove SPT

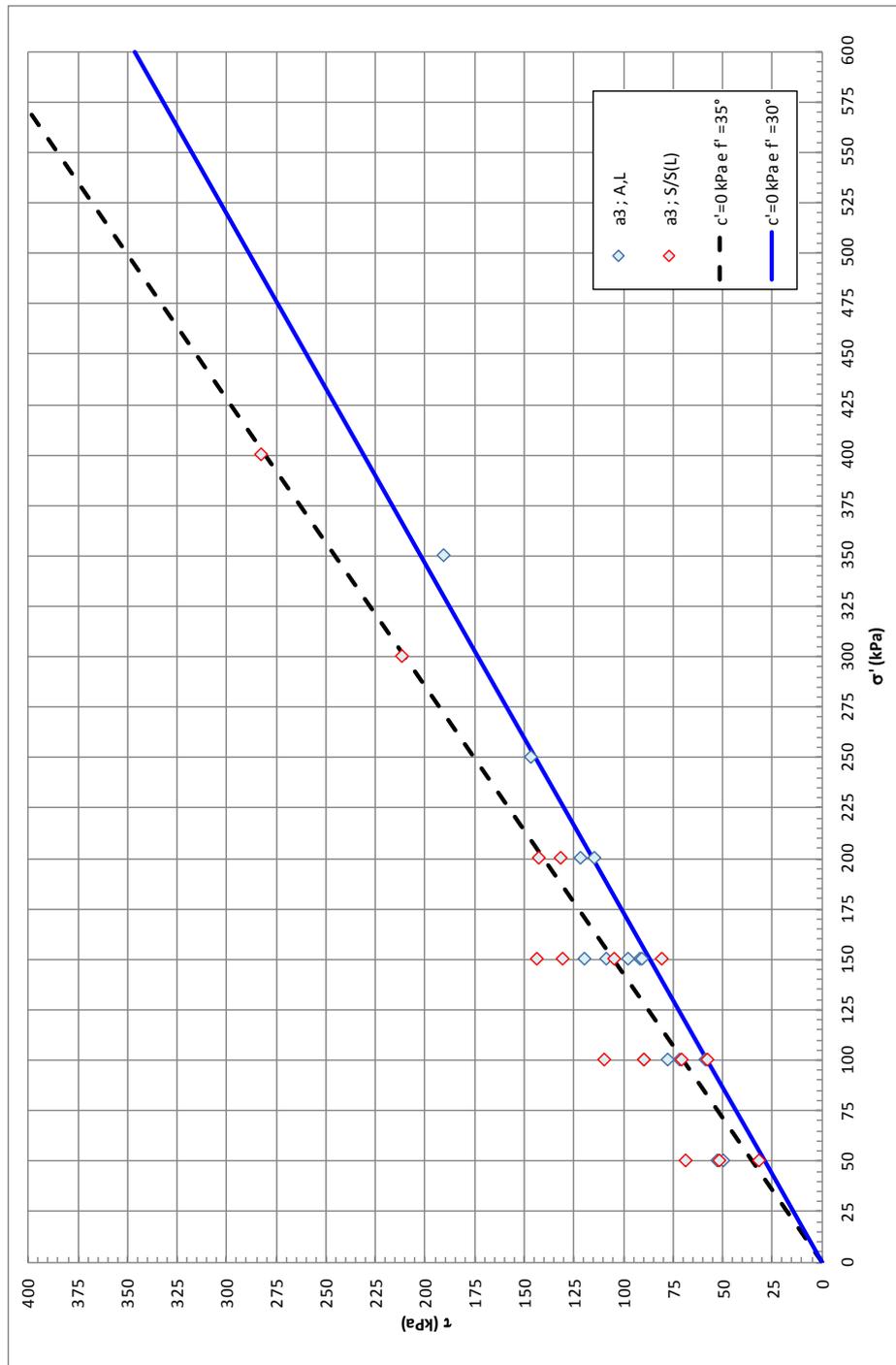


Figura 8.130: Formazione  $a3$  – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

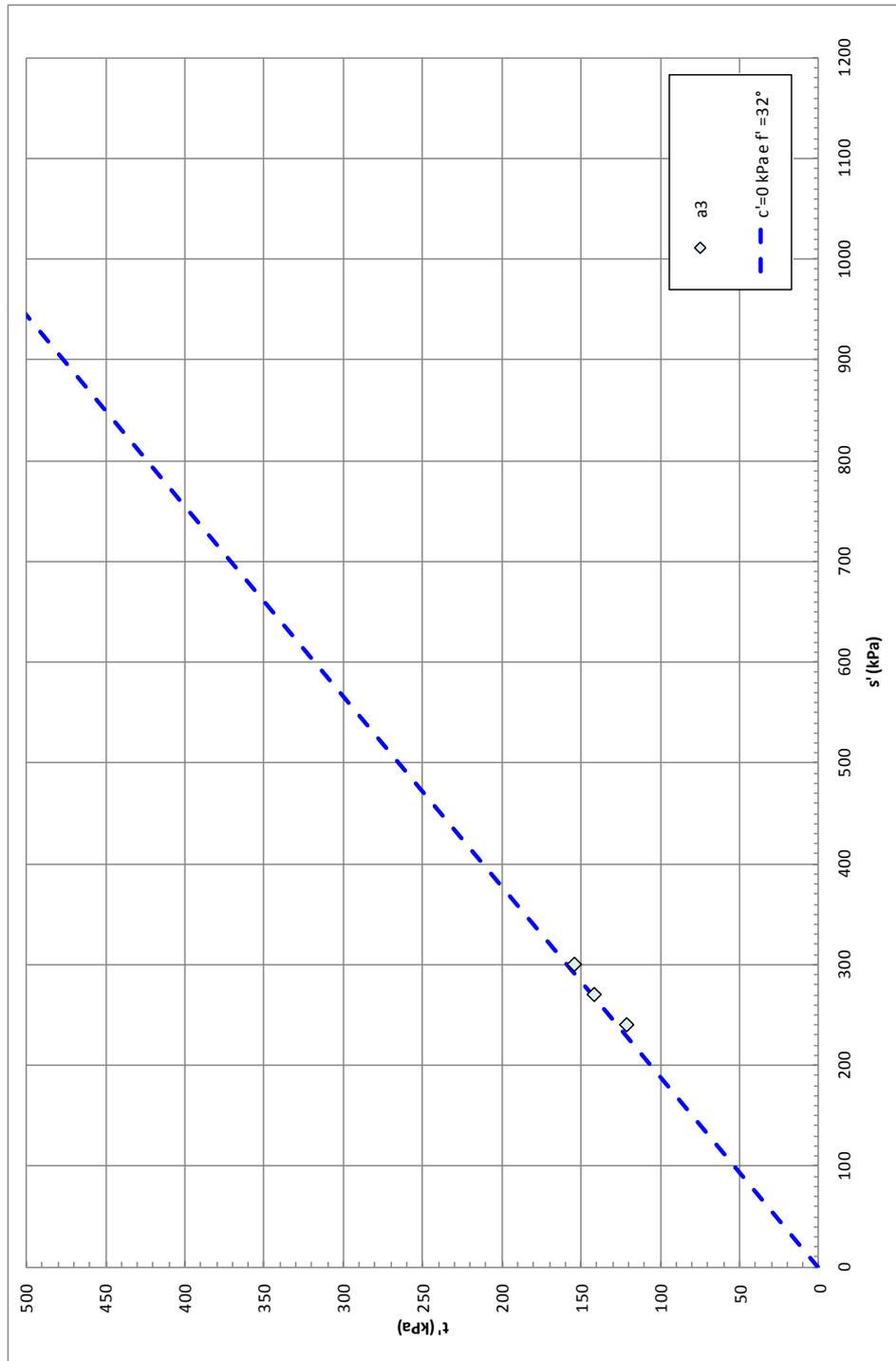


Figura 8.131: Formazione  $a_3$  – Angolo di attrito da prove TX-CIU

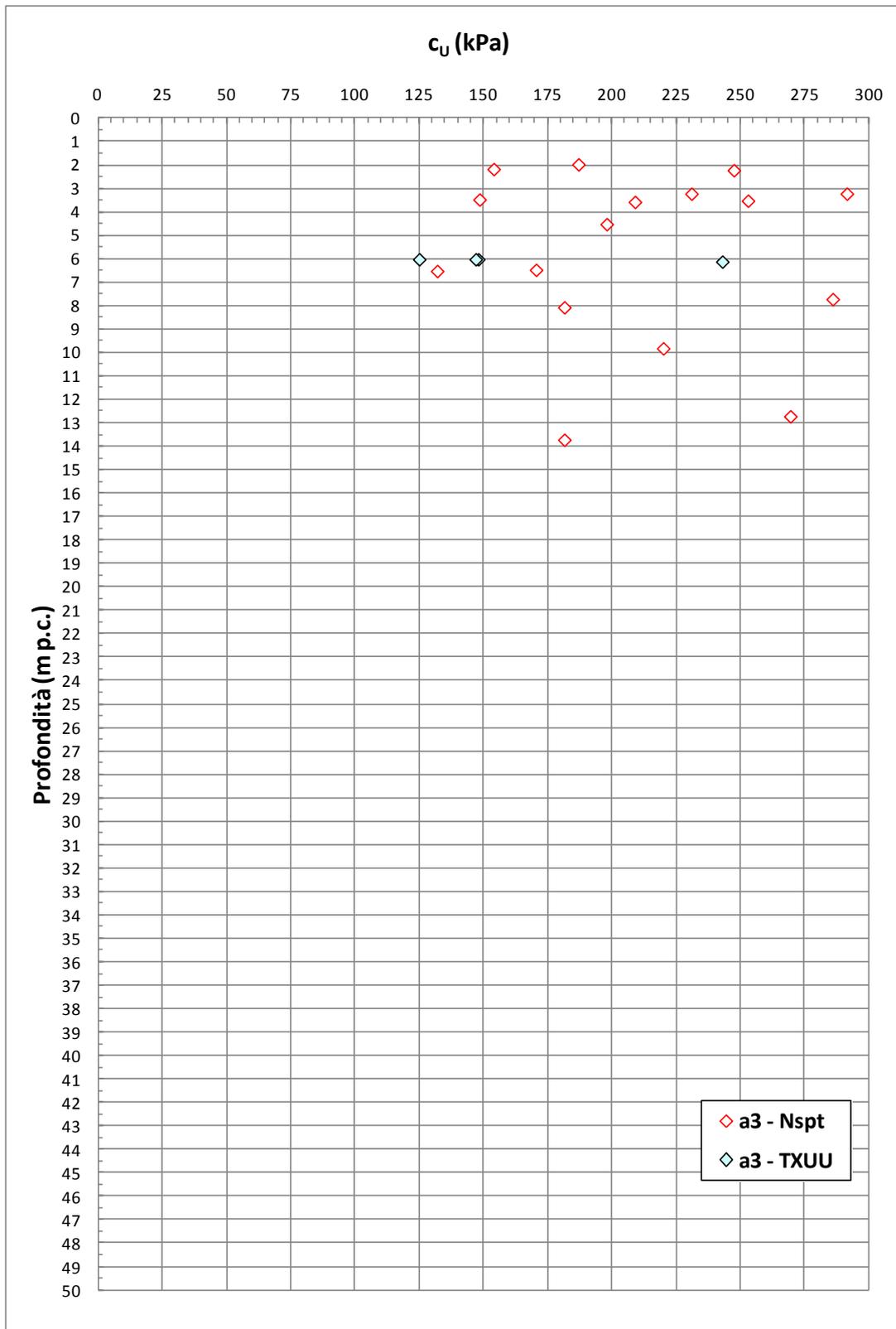
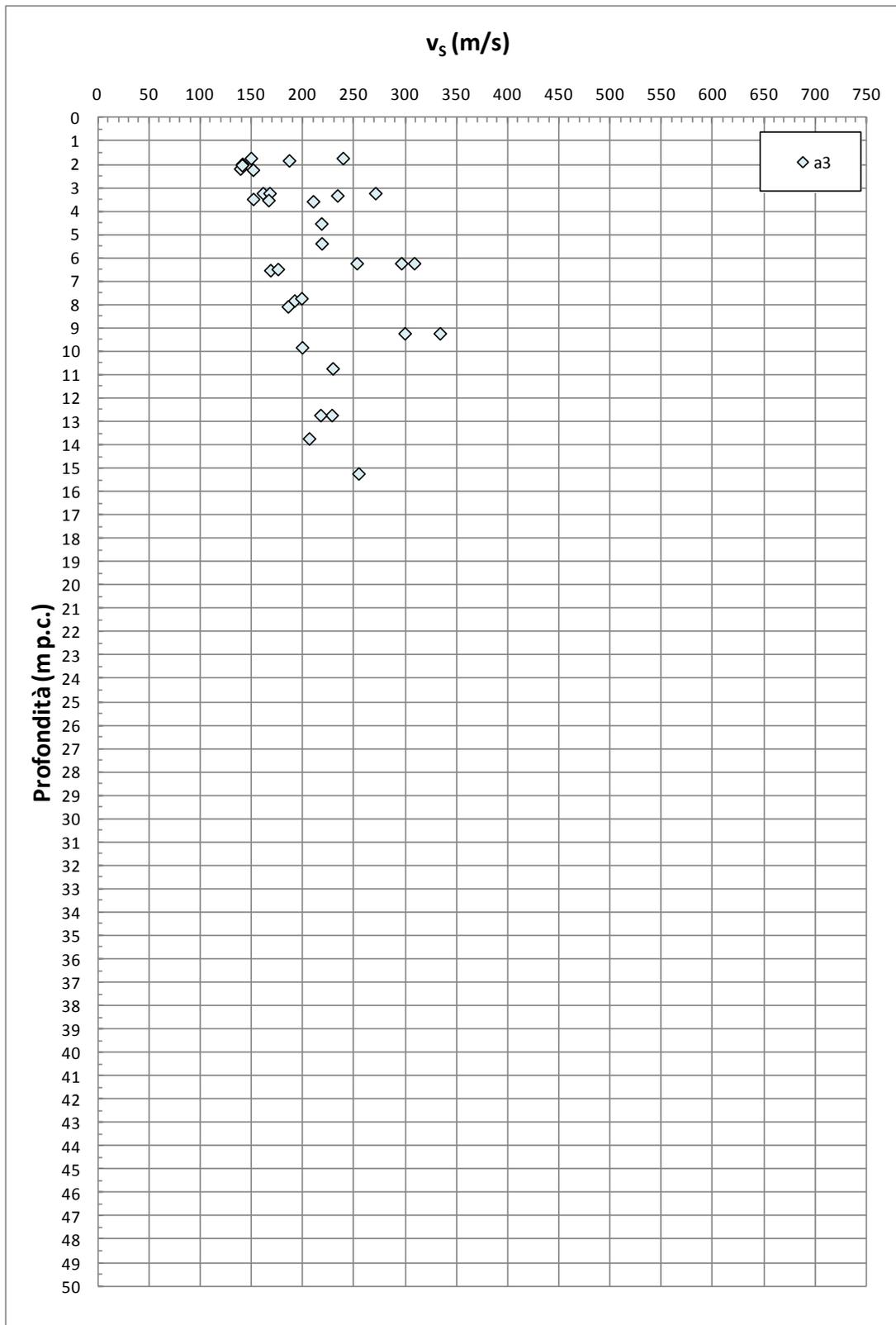


Figura 8.132: Formazione a3 – Coesione non drenata

Figura 8.133: Formazione a3 – Valori di  $v_s$

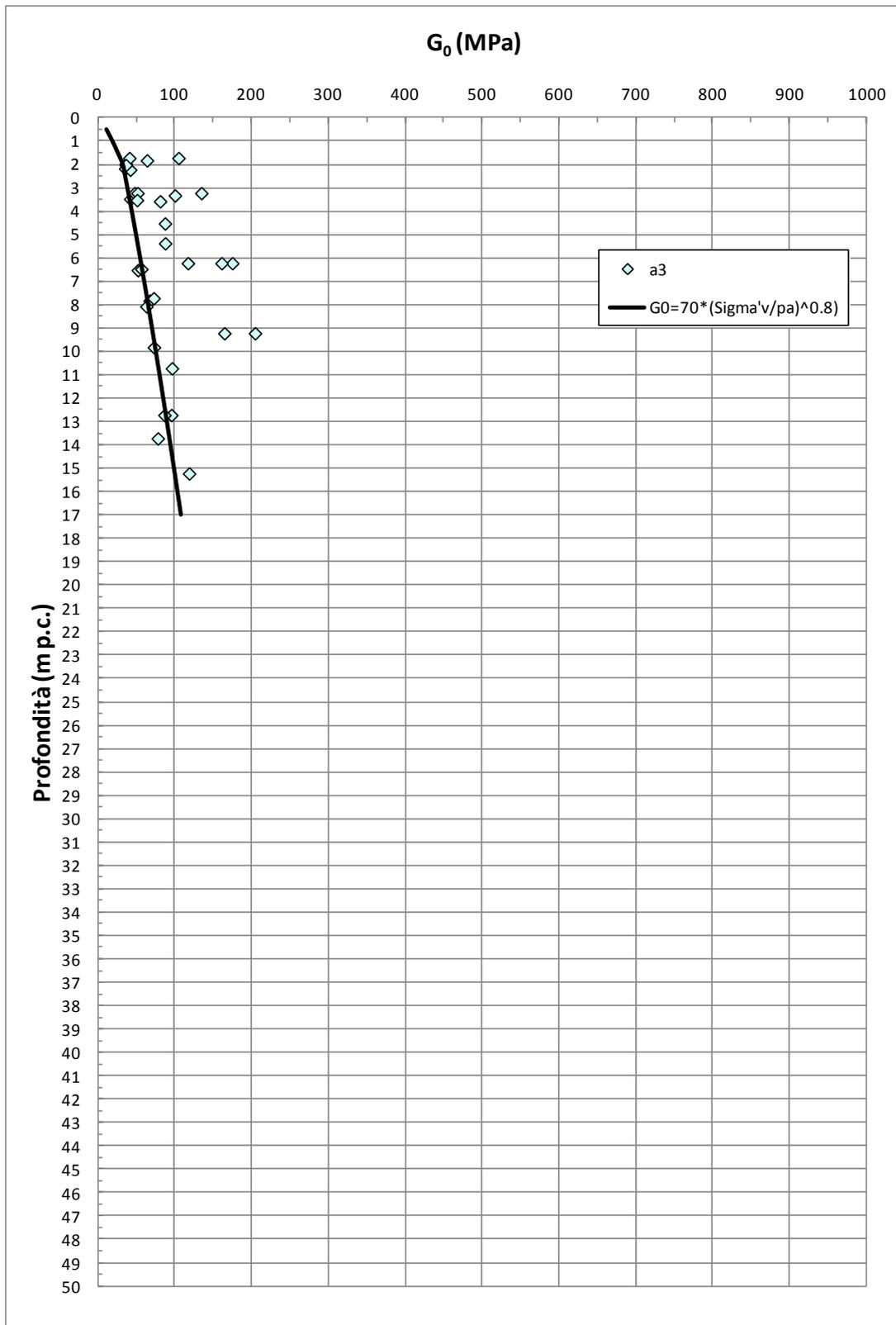


Figura 8.134: Formazione a3 – Valori di  $G_0$

## 8.15 Depositi eluvio-colluviali a4

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

La caratterizzazione geotecnica è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta generalmente superiore al 35% (vedi Figura 8.135), a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti principalmente da strati di terreno a grana fine; localmente possono rinvenirsi lenti sabbioso-ghiaiose.

Nella Figura 8.136 sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di  $N_{SPT}$  risultano variabili tra un valore minimo di 5 colpi/30 cm e valori massimi di 60 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere  $10 \leq N_{SPT} \leq 20$  colpi/30 cm.

### 8.15.1 Caratteristiche fisiche

La formazione a4 in oggetto, senza distinzioni nei valori di FC, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 15 ÷ 64%, mediamente 43%
- limo = 12 ÷ 63%, mediamente 26%
- argilla = 4 ÷ 46%, mediamente 21%
- ghiaia = 0 ÷ 57%, mediamente 10%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 14% ÷ 85%, mediamente 47%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di  $18\div 21 \text{ kN/m}^3$  (vedi Figura 8.137).

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

- Figura 8.138: contenuto d'acqua
- Figura 8.139: limite liquido
- Figura 8.140: limite plastico
- Figura 8.141: indice dei vuoti
- Figura 8.142: carta di plasticità di Casagrande

Nella

Figura **8.143** si riporta, sul piano di Burland (1990)  $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$ , lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica  $IC_{Loed}$ . I terreni appartenenti alla formazione a4, in accordo alla classificazione di Figura 7.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa ( $D_r$ ) dei livelli a grana grossa della formazione a4, determinata sulla base dell'interpretazione delle poche prove SPT disponibili, risulta tipicamente compresa nell'intervallo  $D_r=55\div 65\%$  (vedi Figura 8.144).

### 8.15.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di  $D_r$  sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi  $FC < 35\%$ , ha fornito valori variabili nel range  $\varphi' = 34^\circ\div 35^\circ$ , con valore locale di  $\varphi' = 39^\circ$  (vedi Figura 8.145), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su campioni di limi con sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a  $\varphi' = 26^\circ\div 30^\circ$  (vedi Figura 8.146).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi  $FC > 35\%$ , sono riportati nella

Figura 8.147; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).

### 8.15.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 8.148. I moduli di taglio iniziale ( $G_{01}$ ), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 8.149. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di  $G_{01}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

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

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 7.2.4, i moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ , con  $E_0$  calcolato in accordo al legame che intercorre tra  $E_0$  e  $G_0$  ed essendo:

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

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

I moduli di Young operativi ( $E_{op1}$ ,  $E_{op2}$  e  $E_{op3}$ ), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale  $G_0$  può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo  $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$ , essendo  $c_u$  il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

#### **8.15.4 Permeabilità**

Per questo strato non sono disponibili prove Lefranc. La permeabilità dello strato in oggetto può essere stimata tra  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s e  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s nei livelli sabbiosi e sabbioso-limosi, mentre potrebbe arrivare a valori di  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s nei livelli limoso-argillosi.

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

#### **8.15.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica**

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

Tabella 8.26: Formazione a4 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi ed Argille <sup>(1)</sup>	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18÷21	19÷21	
$N_{SPT}$ (colpi/30 cm)	10÷20		
$D_r$ (%)	-		
$c'$ (kPa)	0÷5 <sup>(2)</sup>	0 <sup>(2)</sup>	0
$\varphi'$ (°)	24÷26 <sup>(2)</sup>	28 <sup>(2)</sup>	32
$c_u$ (kPa)	75÷150	-	
$GSC = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
$k_0$ (-)	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{GSC}$		
$v_s$ (m/sec)	100 ÷ 150		
$G_{01}$ (kPa)	$G_{01} = (700 \cdot c_u)$	$G_{01} = 55000 \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.6}$	
$E_{op1}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ <sup>(3)</sup>		
$E_{op2}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ <sup>(3)</sup>		
$E_{op3}$ (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ <sup>(3)</sup>		
$c_c$ (-)	0.30÷0.50 <sup>(4)</sup>	-	
$c_r$ (-)	$0.2 \cdot c_c$ <sup>(4)</sup>	-	
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$5 \cdot 10^{-4} \div 5 \cdot 10^{-3}$ <sup>(4)</sup>	-	
$c_{\alpha e}$ (%)	0.5 <sup>(4)</sup>	-	

**Simbologia:**

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;  
 $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;  
 $D_r$  = densità relativa;  
 $c'$  = intercetta di coesione;  
 $\varphi'$  = angolo di attrito operativo;  
 $GSC$  = grado di sovraconsolidazione meccanico;  
 $\sigma'_{v,max}$  = tensione verticale efficace massima subita nel passato;  
 $\sigma'_{v,0}$  = tensione verticale efficace attuale (geostatica);  
 $k_0$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;  
 $v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

- z = profondità dal piano campagna locale in metri;
- $G_{01}$  = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
- $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
- $E_{op1}$  = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
- $E_{op2}$  = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a  $0.01 \cdot B$ ) con metodi elastici lineari e non lineari;
- $E_{op3}$  = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
- B = dimensione minore della fondazione (m);
- $C_c$  = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
- $C_r$  = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
- $C_v$  = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
- $C_{\alpha e}$  = coefficiente di consolidazione secondaria (nel piano indice dei vuoti "e").

**Note:**

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) valori ipotizzati in assenza di dati.
- (3)  $G_0 = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$  (kPa), essendo  $p'$  la pressione efficace media corrente e  $p_0'$  la pressione efficace media geostatica.
- (4) disponibili due soli edometri; tali valori dovranno essere verificati sulla base dei risultati di prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Tabella 8.27: Formazione a4 – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$Y_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
4/1-SD6	SPT3	S3	2.02	5.50	5.95	1.00	44.00	27.00	28.00	37.0	16.0	21.0	CL	A6	S,A,L	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SPT4	S4	2.02	7.50	7.95	33.00	32.00	15.00	20.00	52.0	21.0	31.0	SC	A7-6	G,S(A)(L)	-	-	-	-	-
4/1-SD6	SD6/C2	I2	2.02	9.00	9.50	29.00	32.00	14.00	25.00	60.0	24.0	36.0	SC	A7-6	S,G,A(L)	19.17	20.49	2.72	0.55	EDO
4/1-SD6	SPT5	S5	4.23	9.50	9.95	30.00	32.00	15.00	23.00	62.0	23.0	39.0	SC	A7-6	S,G(A)(L)	-	-	-	-	-
4/1 - SD10	SD10/RIM1	R1	38.22	0.40	0.60	9.00	20.00	33.00	38.00	53.0	23.0	30.0	CH	A7-6	A,L(S)[G]	-	-	-	-	-
4/1 - SD10	SPT2	S2	32.68	3.00	3.45	6.00	36.00	23.00	35.00	47.0	20.0	27.0	CL	A7-6	S,A(L)[G]	-	-	-	-	-
4/1 - SD11	SD11/RIM1	R1	11.24	0.40	0.60	55.00	24.00	12.00	9.00	48.0	22.0	26.0	GC	A2-7	G(S)(L)[A]	-	-	-	-	-
4/1 - SD14	SD14/RIM1	R1	11.24	0.40	0.60	1.00	59.00	20.00	20.00	45.0	18.0	27.0	SC	A7-6	S(L)(A)	-	-	-	-	-
4/1 - SD14	SPT1	S1	11.24	1.50	1.95	0.00	45.00	26.00	29.00	32.0	14.0	18.0	CL	A6	S,A,L	-	-	-	-	-
4/1 - SD14	SD14/C1	I1	0.00	4.00	4.40	0.00	64.00	17.00	19.00	31.0	14.0	17.0	SC	A6	S(A)(L)	10.00	20.60	2.77	0.28	TX-CIU
5/2-SD10	CR1	R1	4.23	0.30	0.60	0.00	43.11	34.28	22.61	27.0	15.0	12.0	SC	A6	S,L(A)	-	-	-	-	-
5/2-SD10	CI 1	I1	6.93	2.80	3.40	4.45	16.35	63.03	16.17	72.0	34.0	38.0	CH	A7-5	L(S)(A)	40.13	17.80	2.71	1.09	EDO
5/2-SD11	CR 1	R1	10.27	0.30	0.60	6.12	38.21	40.19	15.48	32.0	18.0	14.0	CL	A6	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-
5/2-SD12	CR1	R1	12.17	0.30	0.60	21.94	60.68	13.35	4.03	30.0	19.0	11.0	SC	A2-6	S(G)(L)	-	-	-	-	-
5/2-SD12	SPT1 - CR2	S1	11.89	1.50	1.50	14.88	40.90	34.24	9.98	27.0	16.0	11.0	SC	A6	S,L(G)[A]	-	-	-	-	-
5/2-SD13	CR1	R1	11.54	0.30	0.60	57.02	29.59	-	-	-	-	-	GM	A1-α	-	-	-	-	-	-
5/2-SD13	SPT2 - CR3	S2	12.17	3.00	3.00	4.32	62.40	29.16	4.13	-	-	-	SM	A2-4	S,L	-	-	-	-	-
5/1-SD1	CRO	R1	5.44	0.50	0.70	5.48	54.55	25.27	14.71	17.5	13.9	3.6	SM	A4	S,L(A)[G]	-	-	-	-	-
5/1-SD1	SPT1-CRA	S1	5.44	1.50	1.95	0.00	53.43	25.35	21.23	20.2	14.9	5.3	SM-SC	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-
5/1-SD1	SPT3-CRC	S3	25.32	6.00	6.45	0.00	55.52	27.21	16.76	19.4	15.0	4.4	SM-SC	A4	S,L(A)	-	-	-	-	-

SONDAGGIO	Campione		Quota testa sondaggio	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			GRANULOMETRIA				LABORATORIO
	Certificato laboratorio	Profili geotecnici		Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS	UNI CNR	AGI	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	e (-)	
5/1-SD2	CR0	R1	25.32	0.50	0.70	1.73	58.94	14.74	24.59	18.8	14.8	4.0	SM-SC	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5/1-SD2	A	-	25.32	1.60	1.80	0.58	56.96	22.56	19.91	20.2	14.7	5.5	SM-SC	A4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5/1-SD2	SPT1-CRA	S1	25.32	1.50	1.95	0.00	60.16	16.59	23.25	19.6	17.6	2.0	SM	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5/1-SD2	CI1	I1	21.98	3.00	3.50	1.91	28.26	24.28	45.56	37.5	24.1	13.4	ML-CL	A6	A,S(L)	20.43	19.76	2.70	0.61	TX-UU
5/1-SD3	CR1	R1	21.98	0.50	0.70	0.58	57.07	18.41	23.95	19.1	14.2	4.9	SM-SC	A4	S(A)(L)	-	-	-	-	-
5/1-SD3	SPT1-CR2	S1	21.98	1.50	1.95	0.00	50.48	40.50	9.02	24.6	16.5	8.1	SM-SC	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-
5/1-SD3	SPT2-CR3	S2	21.98	3.00	3.45	0.00	57.16	38.35	4.48	22.4	-	-	SM	A4	S,L	-	-	-	-	-
5/1-SD3	SPT3-CR4	S3	20.48	4.50	4.89	1.65	52.94	39.74	5.67	18.4	14.4	4.0	SM-SC	A4	S,L[A]	-	-	-	-	-
5/1-SD4	CR0	R1	20.48	0.50	0.70	37.96	37.38	17.73	6.93	14.2	-	-	GM	A2-4	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-
5/1-SD4	SPT1-CR1	S1	38.22	1.50	1.95	0.00	57.46	23.13	19.42	17.9	15.1	2.8	SM	A4	S(L)(A)	-	-	-	-	-
5b-SD34-bis	CI1	I1	6.93	3.00	3.40	3.45	62.93	19.57	14.04	24.2	16.3	7.9	SC	A2-4	S(L)(A)	12.61	19.24	2.73	0.57	TD
5b-SD34-bis	SPT1-CR1	S1	6.93	1.50	1.80	6.35	30.09	42.14	21.42	23.3	18.1	5.2	CL	A4	L,S(A)[G]	-	-	-	-	-
5b-SD35	SPT1-CR1	S1	6.93	1.50	2.00	0.43	32.33	32.60	34.64	29.1	18.9	10.2	CL	A6	A,L,S	-	-	-	-	-
5b-SD35	SPT2-CR2	S2	8.07	4.50	5.00	0.48	14.72	35.20	49.60	36.8	22.0	14.8	CL	A6	A,L(S)	-	-	-	-	-
5b-SD36	CI1	I1	10.27	3.00	3.60	0.60	27.48	32.91	39.01	24.1	15.0	9.1	CL	A4	A,L,S	27.88	18.37	2.61	-	TD
5b-SD37	SPT1-CR1	S1	5.44	1.50	2.00	43.43	34.33	15.47	6.76	17.2	14.9	2.3	GM	A1-b	G,S(L)[A]	-	-	-	-	-

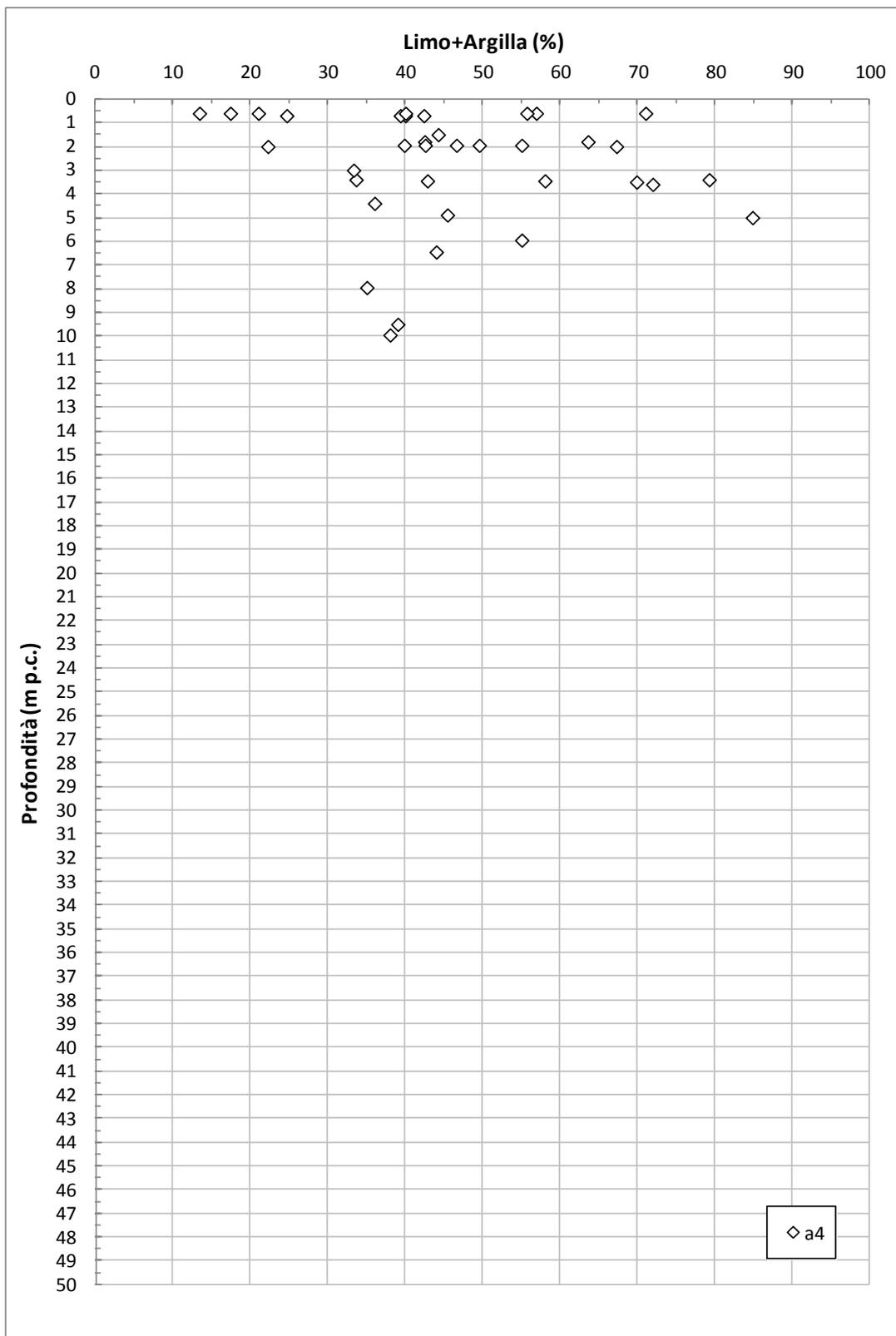


Figura 8.135: Formazione a4 – Contenuti di fine (CF)

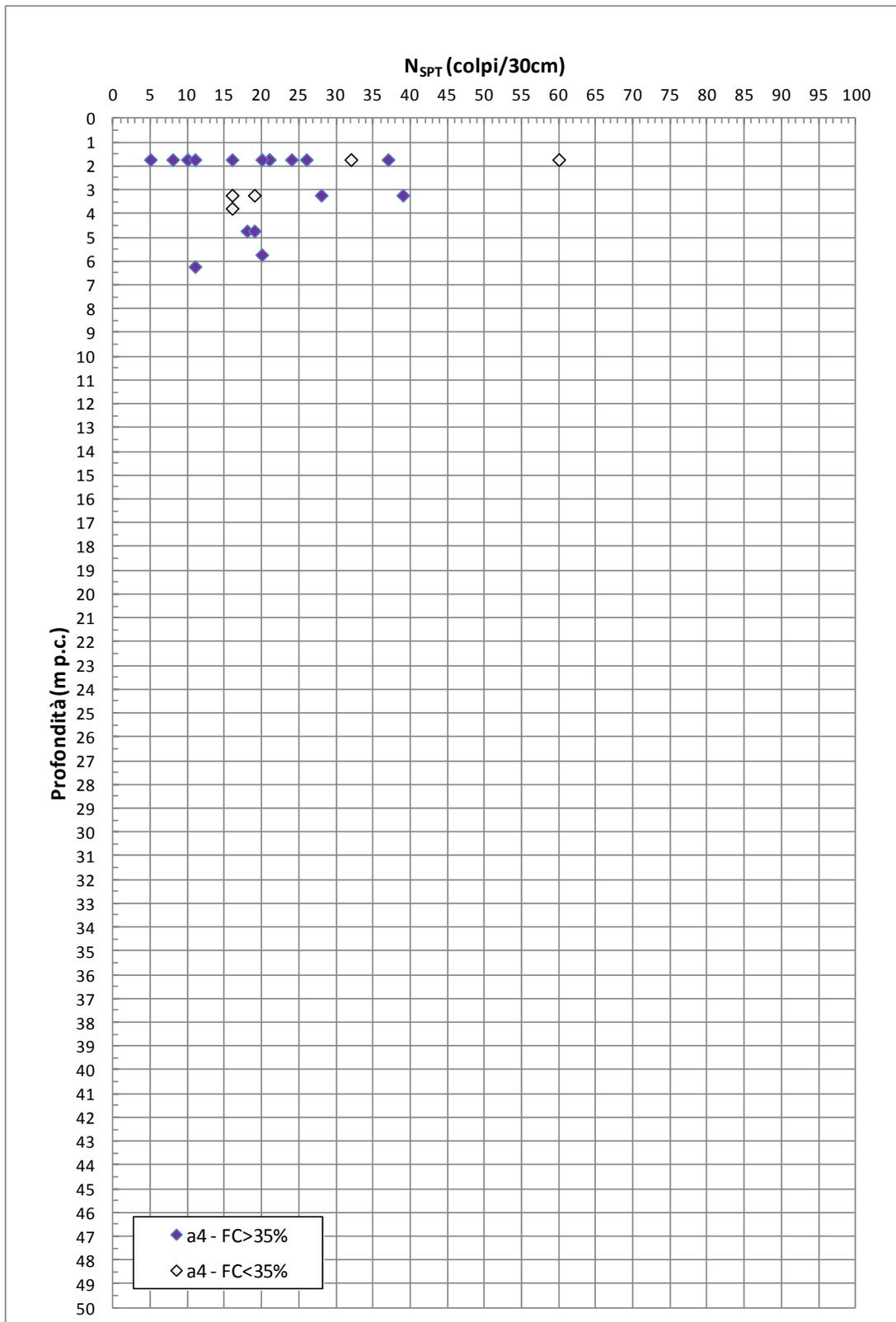
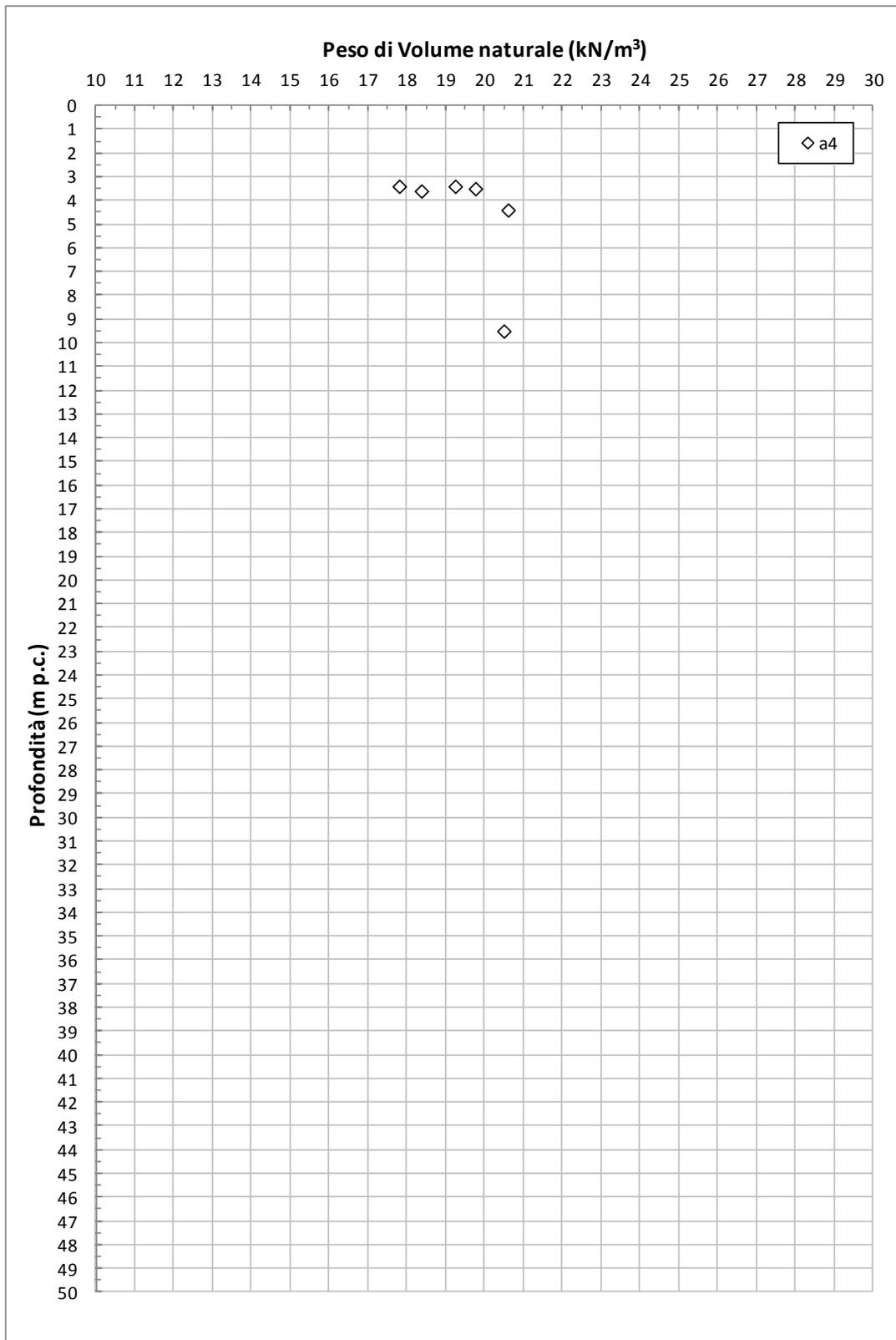


Figura 8.136: Formazione a4 – Valori di N<sub>SPT</sub>



**Figura 8.137: Formazione a4 – Pesi di volume naturale**

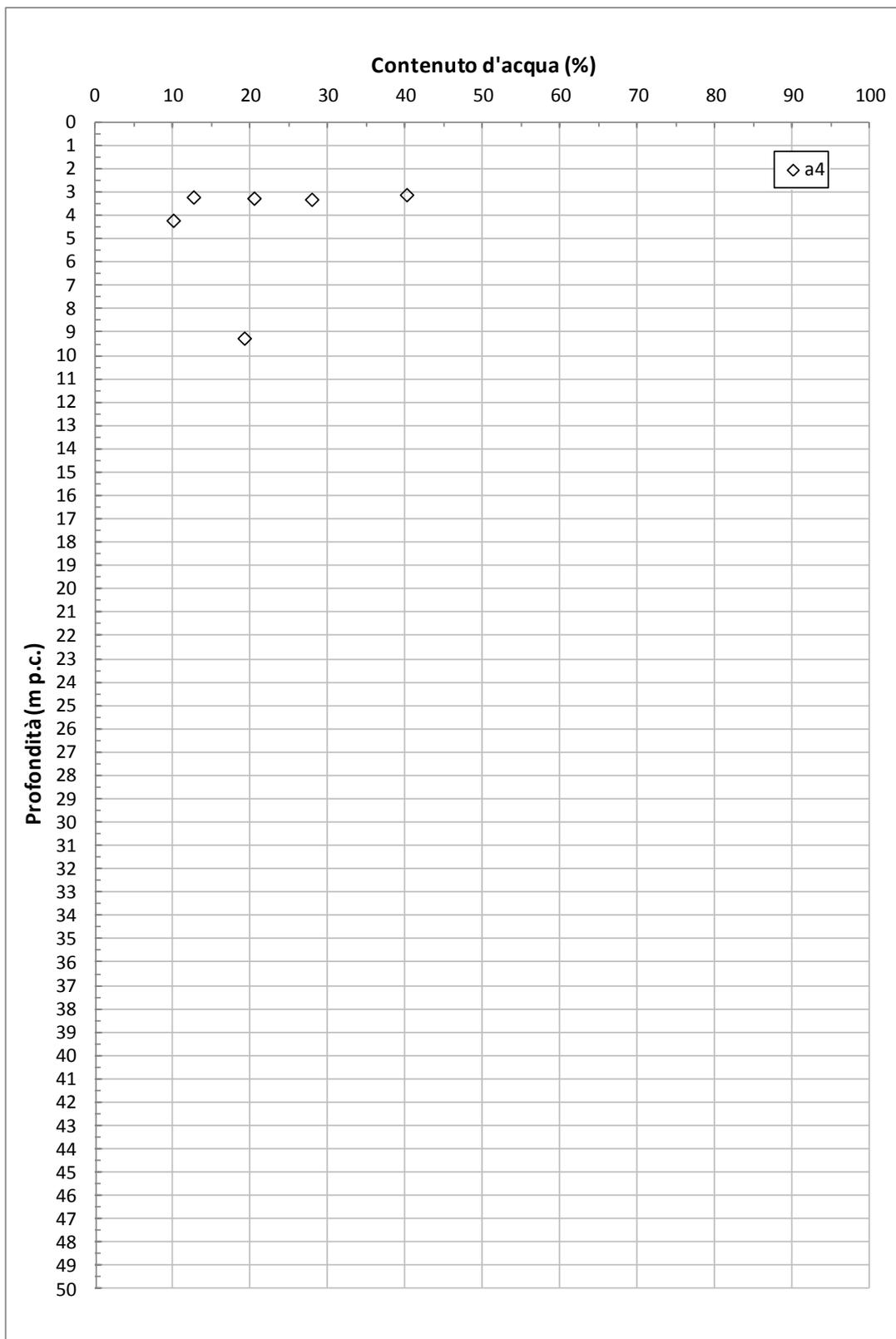


Figura 8.138: Formazione a4 – Contenuto d'acqua naturale

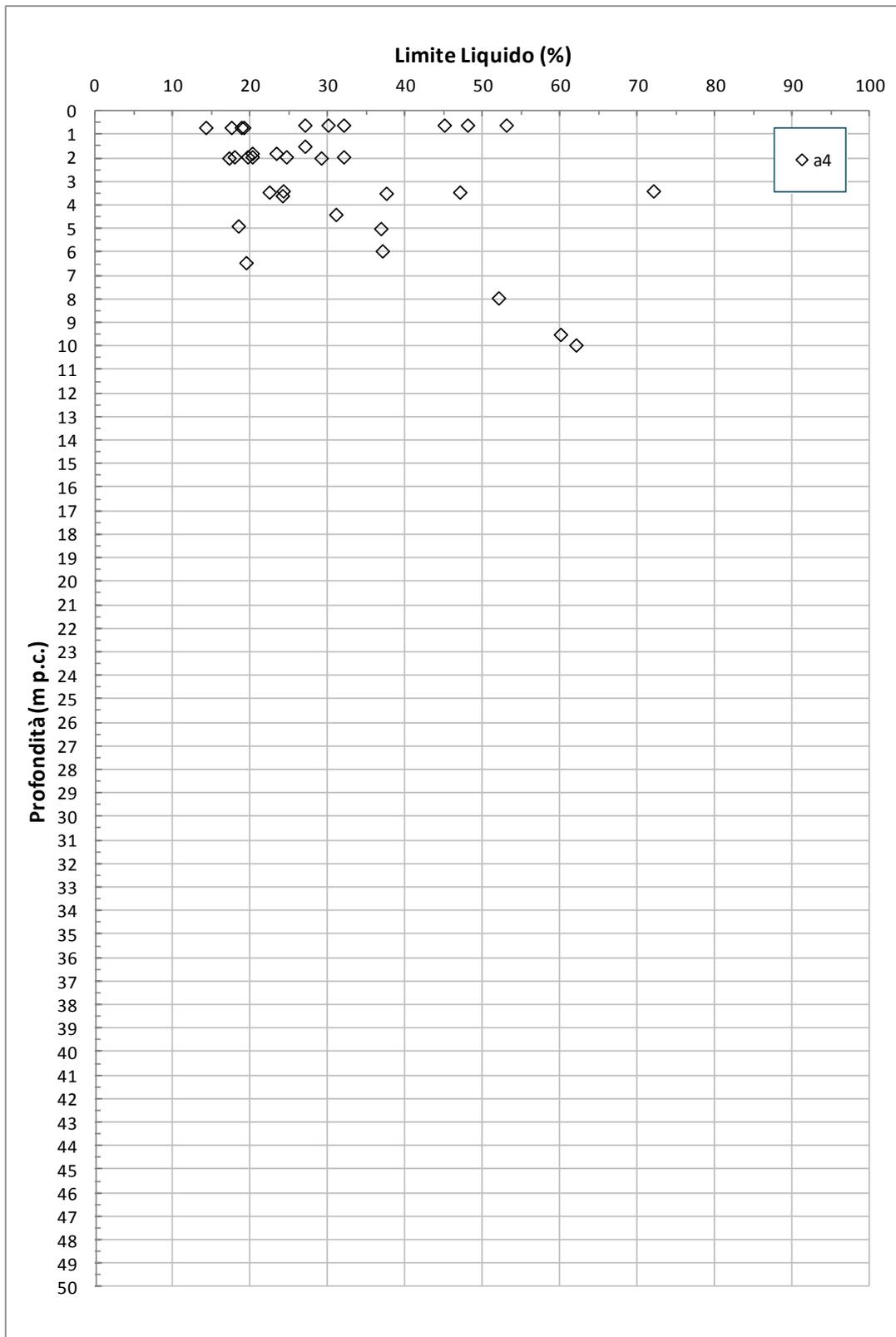
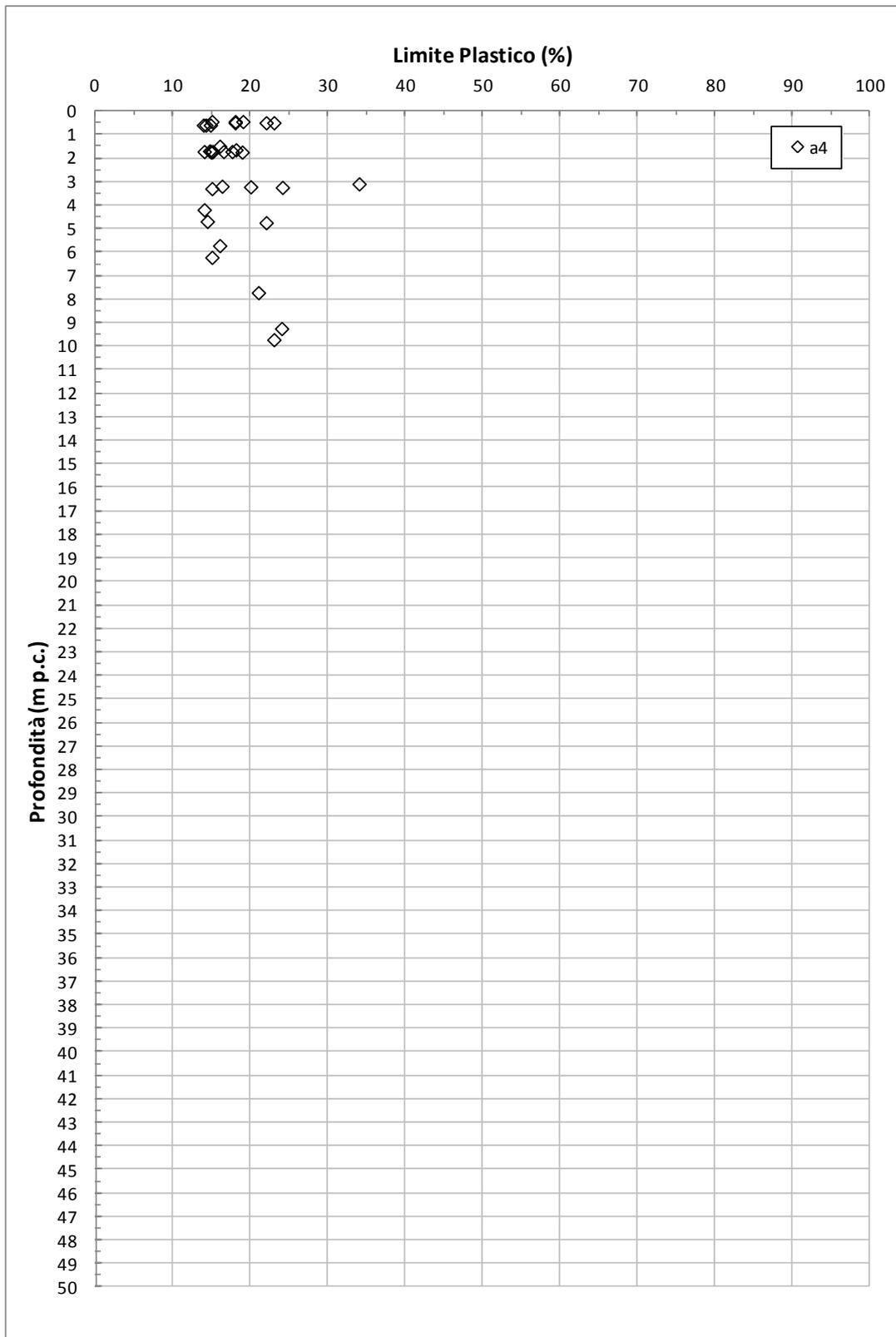


Figura 8.139: Formazione a4 – Limite Liquido



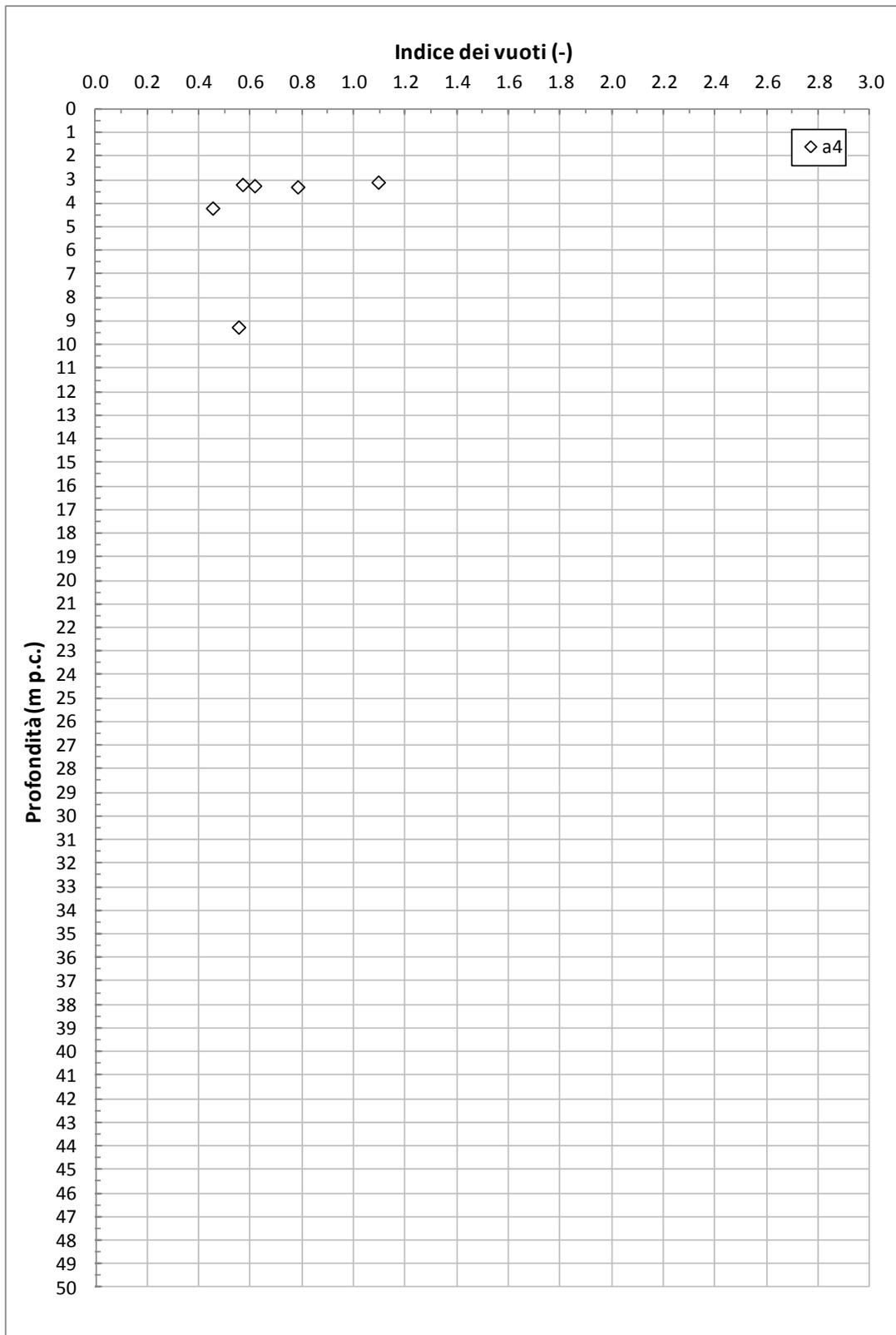


Figura 8.141: Formazione a4 – Indice dei vuoti

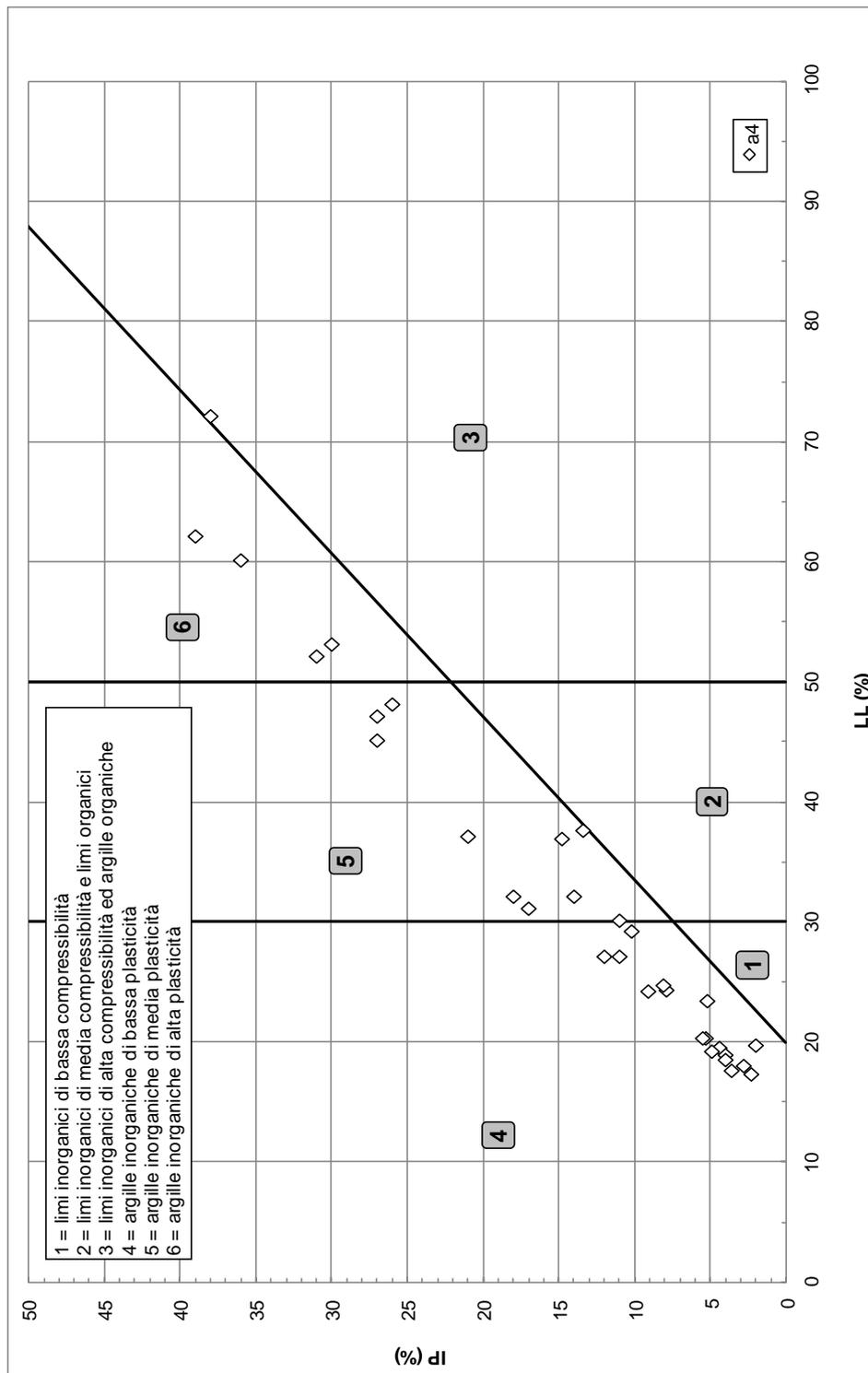
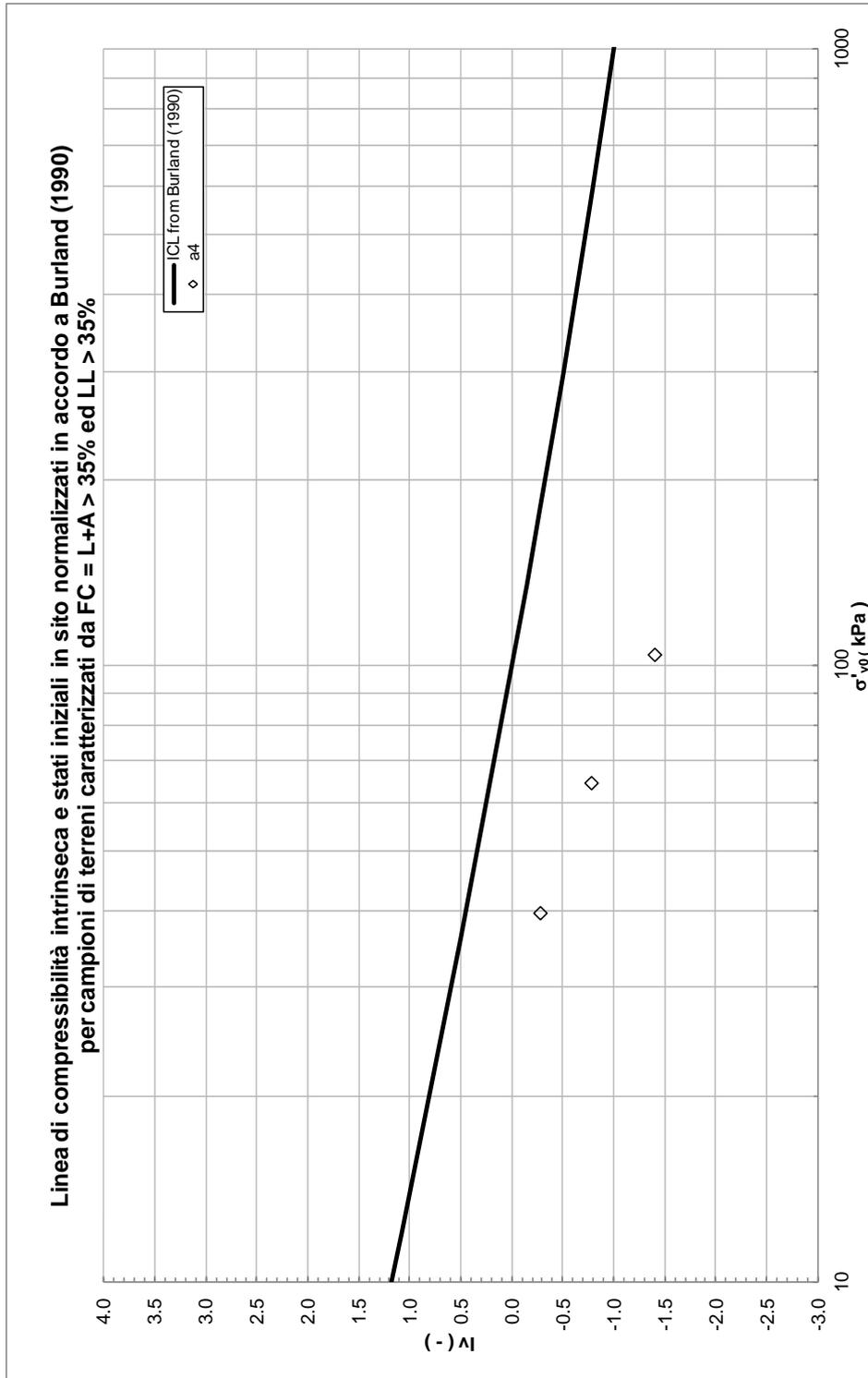


Figura 8.142: Formazione a4 – Carta di plasticità di Casagrande



**Figura 8.143: Formazione  $\alpha_4$  – Piano di Burland**

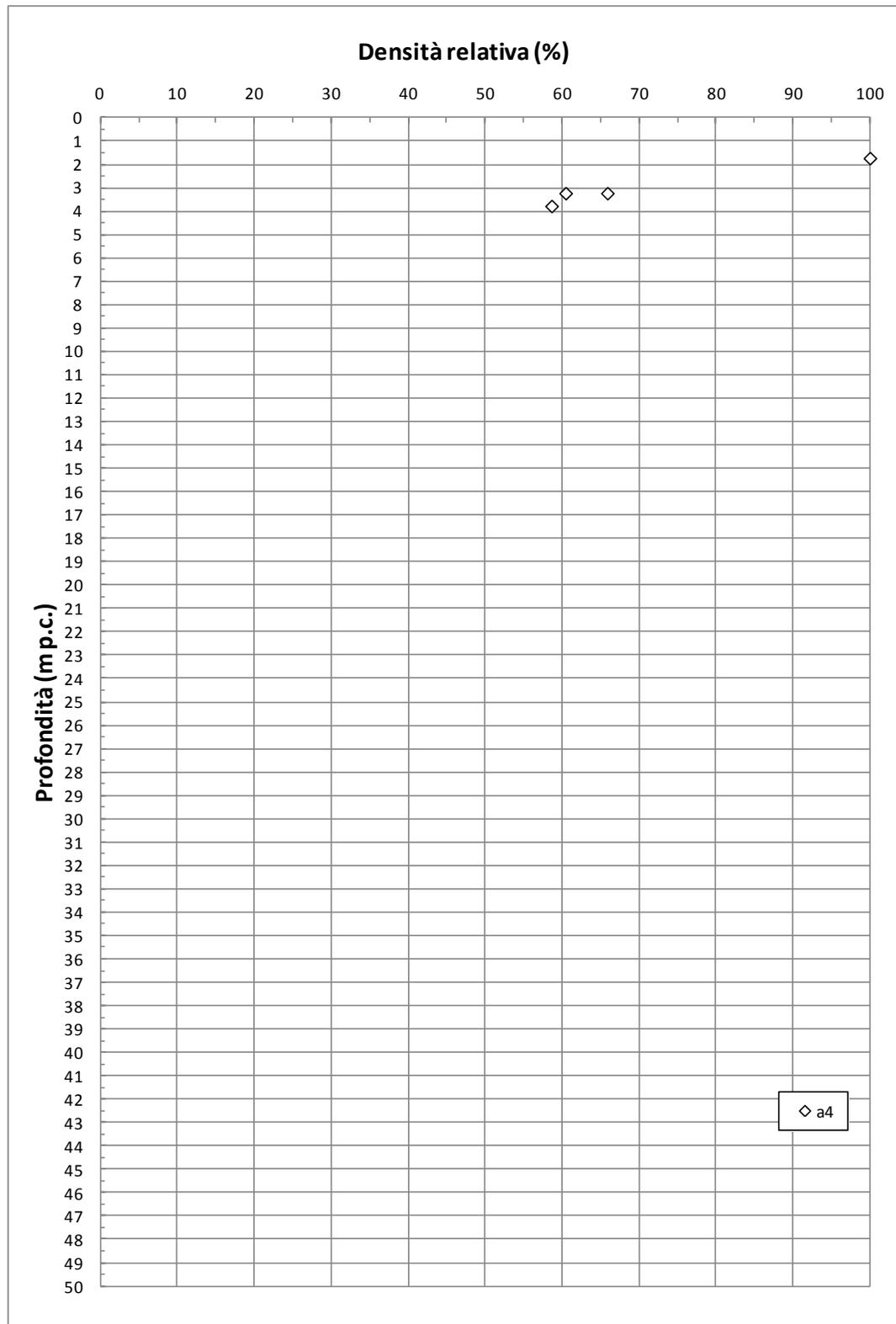


Figura 8.144: Formazione a4 – Valori di  $D_R$

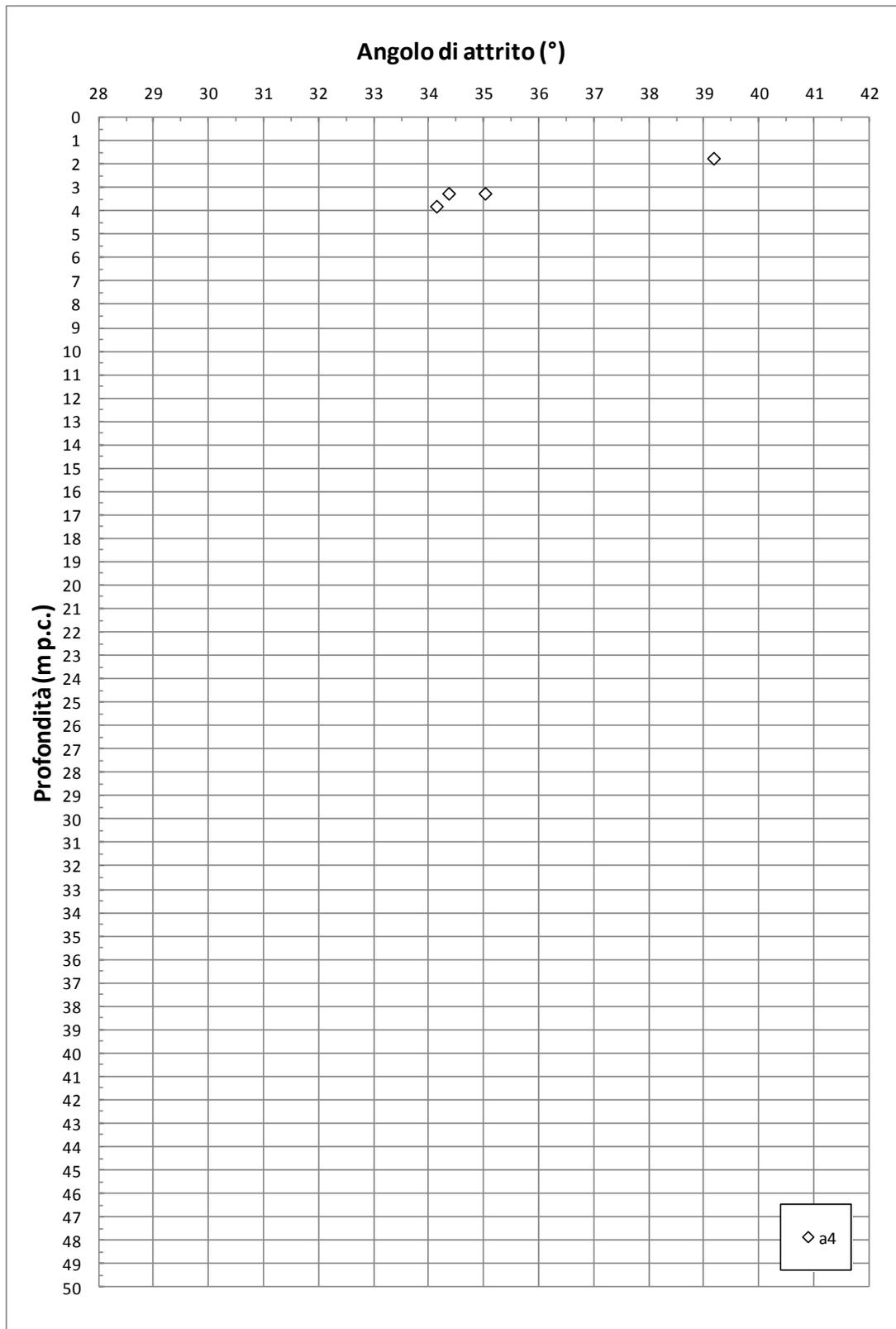


Figura 8.145: Formazione a4 – Valori di  $\phi'$  da prove SPT

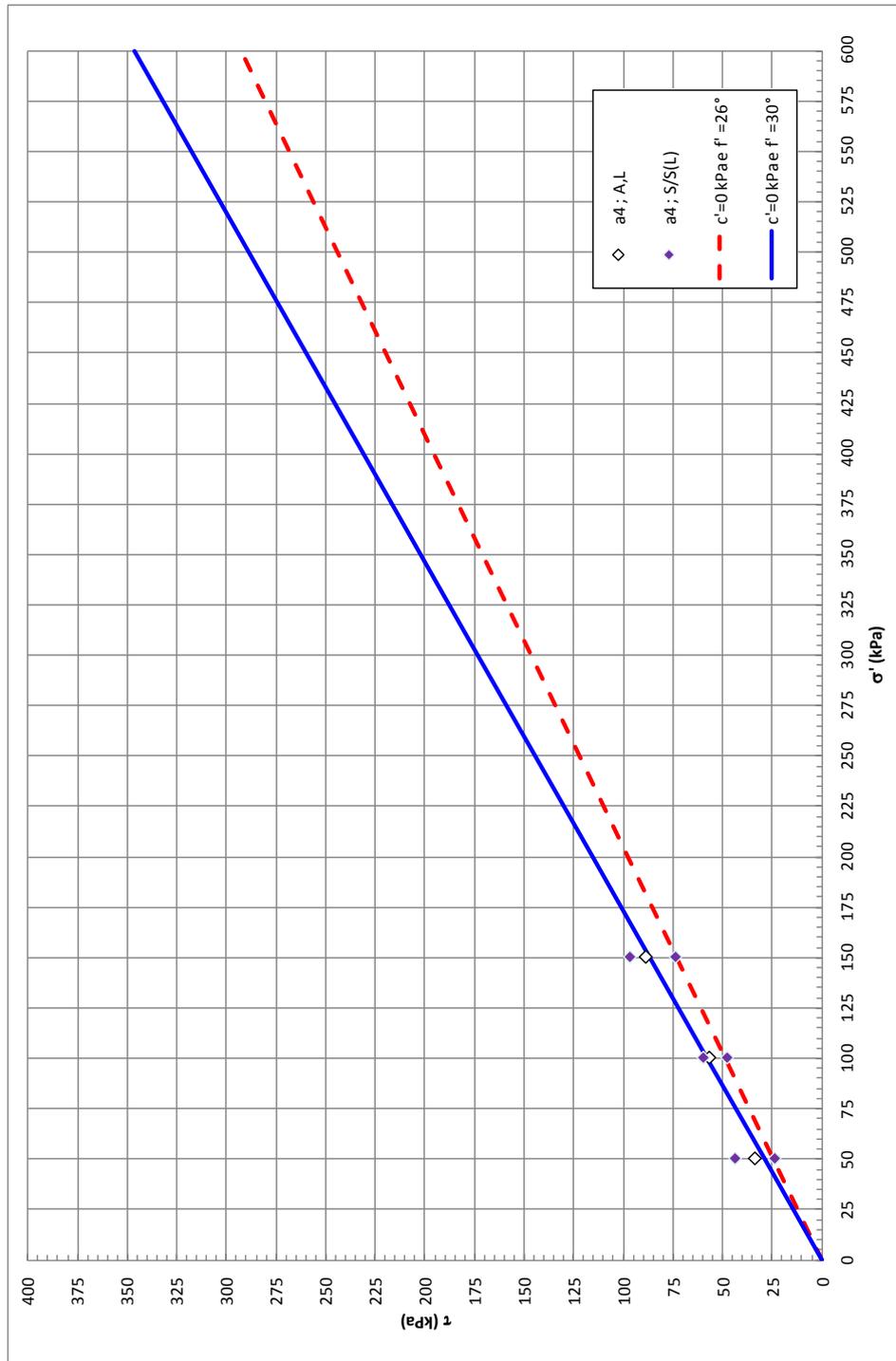


Figura 8.146: Formazione  $a4$  – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

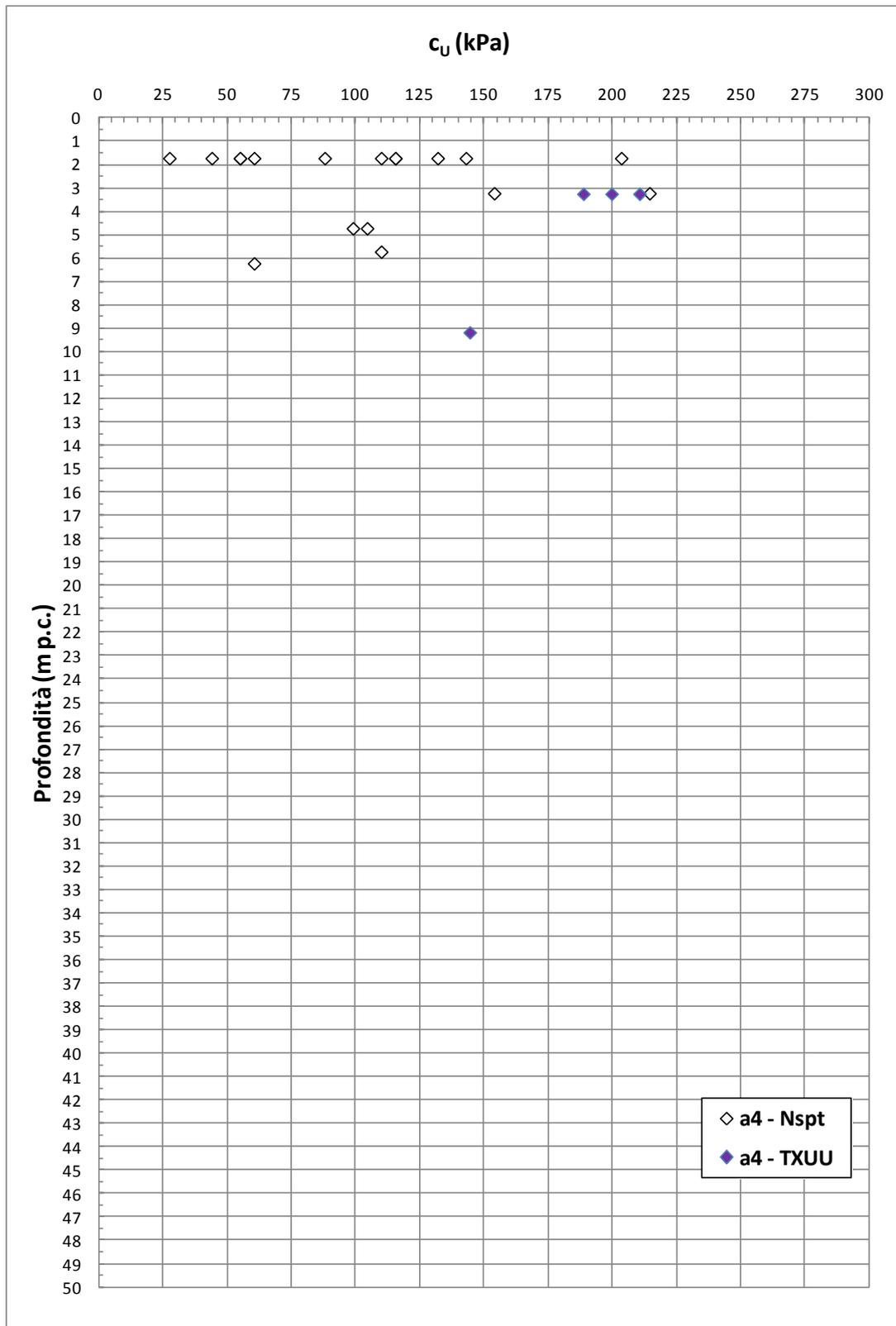


Figura 8.147: Formazione a4 – Coesione non drenata

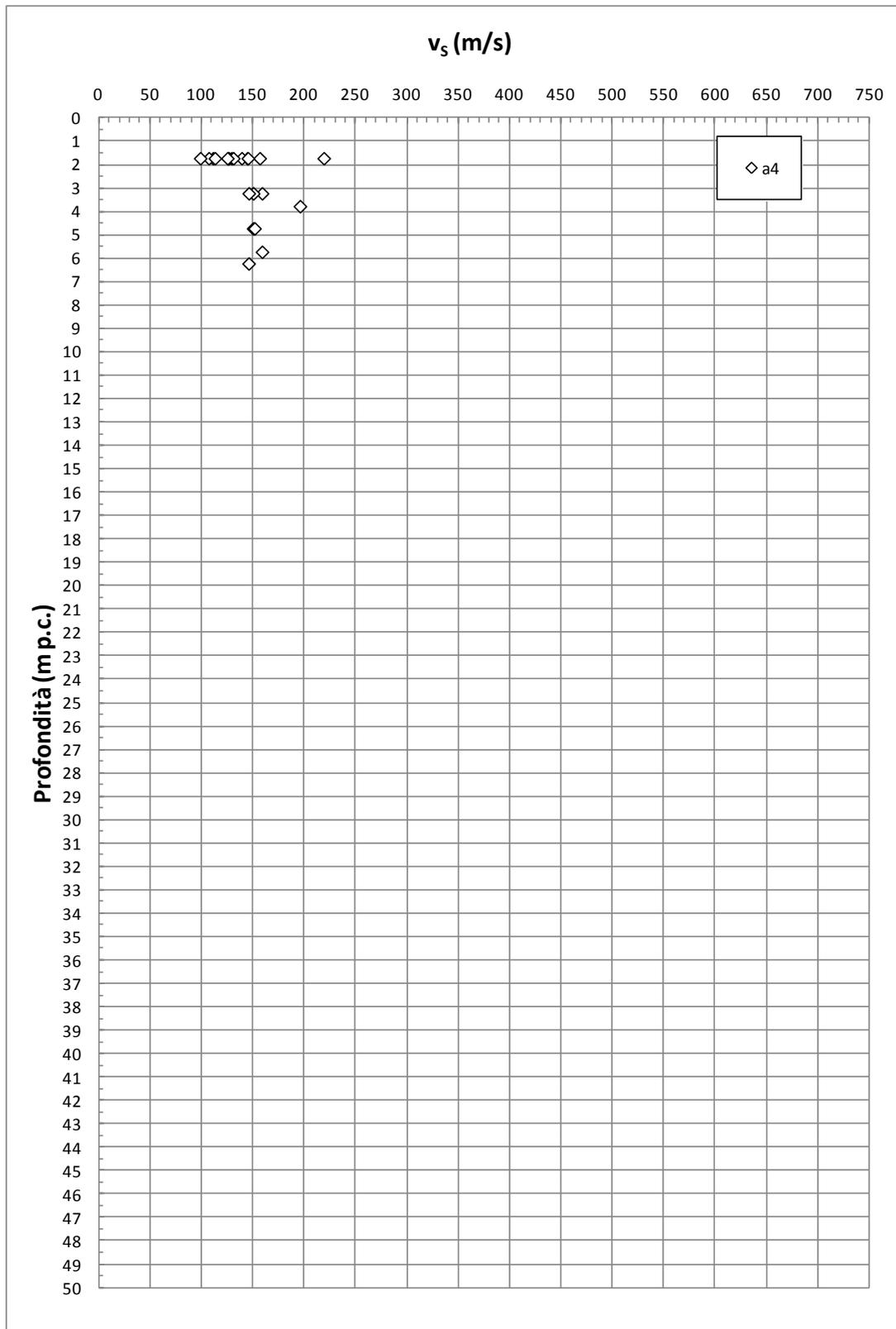


Figura 8.148: Formazione a4 – Valori di  $v_s$

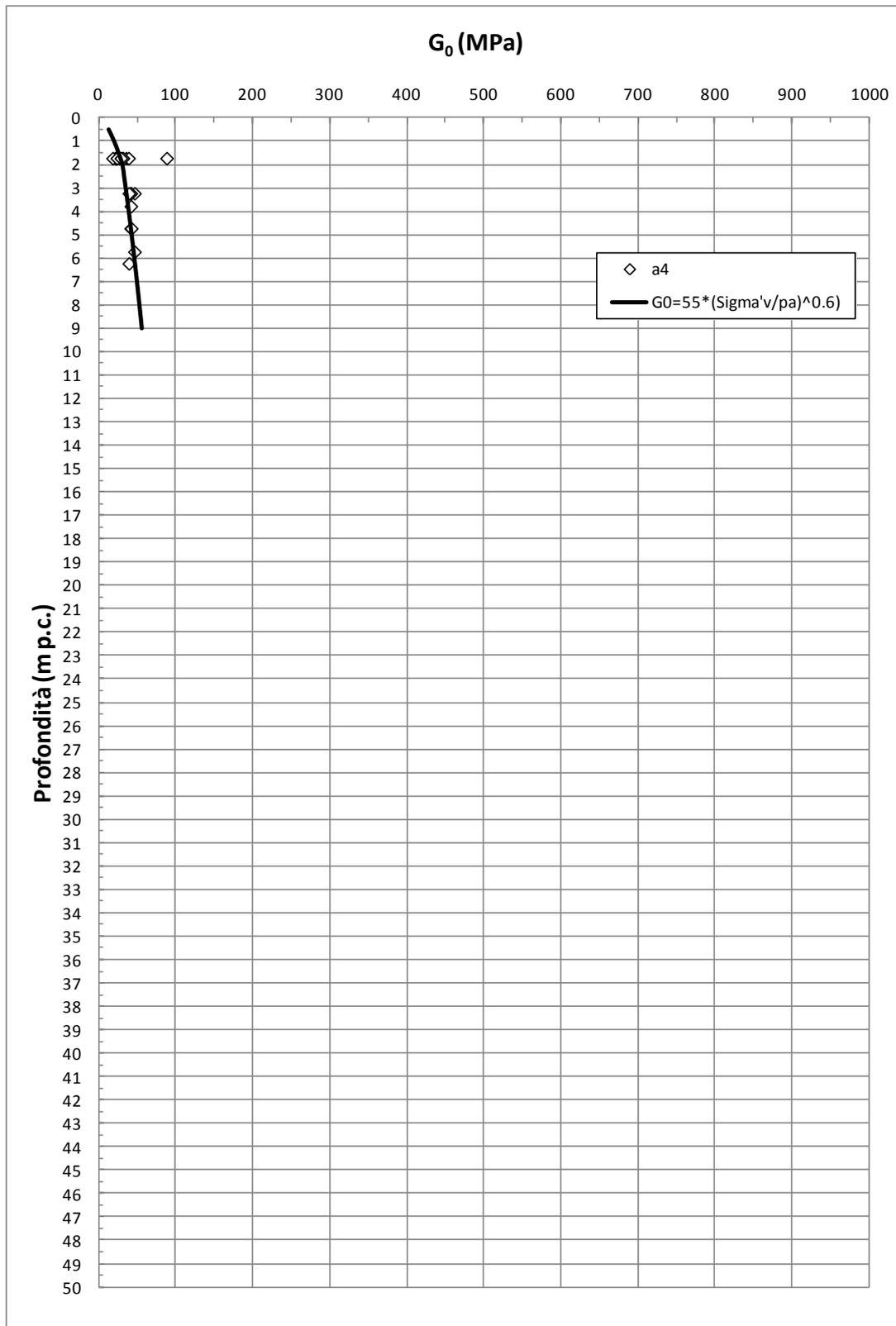


Figura 8.149: Formazione a4 – Valori di  $G_0$

## 8.16 Formazioni ACCa, STO3 e Cv

Per le formazioni in oggetto risultano disponibili le seguenti informazioni.

- **Formazione ACCa**

Si tratta essenzialmente di un Flysh costituito da una matrice argillitica a struttura laminata con inclusa la frazione litoide calcareo arenaceo marnosa intensamente fratturata.

Non si hanno a disposizione rilievi geomorfologici di dettaglio relativi agli affioramenti presenti lungo il tracciato autostradale; tali informazioni geomeccaniche dovranno essere acquisite in sede di campagna di indagine integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Le prove di laboratorio su campioni prelevati nell'ambito della formazione in oggetto sono consistite principalmente in prove di taglio diretto i cui risultati (valori di picco) sono riportati nella Figura 8.150; in sede di campagna di indagine integrativa occorrerà prevedere prove di taglio diretto per la determinazione dei parametri di resistenza sia di picco che residui.

- **Formazione Cv**

Si tratta essenzialmente di calcari dolomitici dolomie nere stratificate o brecciate, calcari a "cellette", rari gessi. I fenomeni carsici interessano tutto l'ammasso portando ad una diffusa presenza di cavità di dimensioni estremamente variabili. Le porzioni alterate della formazione di presentano come brecce con matrice di sabbia e limo, argille limoso sabbiose con clasti, sabbie limose e limi sabbiosi, dai colori rossastri.

Non si hanno a disposizione rilievi geomorfologici di dettaglio relativi agli affioramenti presenti lungo il tracciato autostradale; tali informazioni geomeccaniche dovranno essere acquisite in sede di campagna di indagine integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Le prove di laboratorio su campioni prelevati nell'ambito della formazione in oggetto sono consistite principalmente in prove di compressione monoassiale (vedi Figura 8.151) e prove di compressione triassiali (vedi Figura 8.152).

Per la formazione in oggetto sono inoltre disponibili i valori di RQD (vedi profili geotecnici, Doc.Rif.[1]).

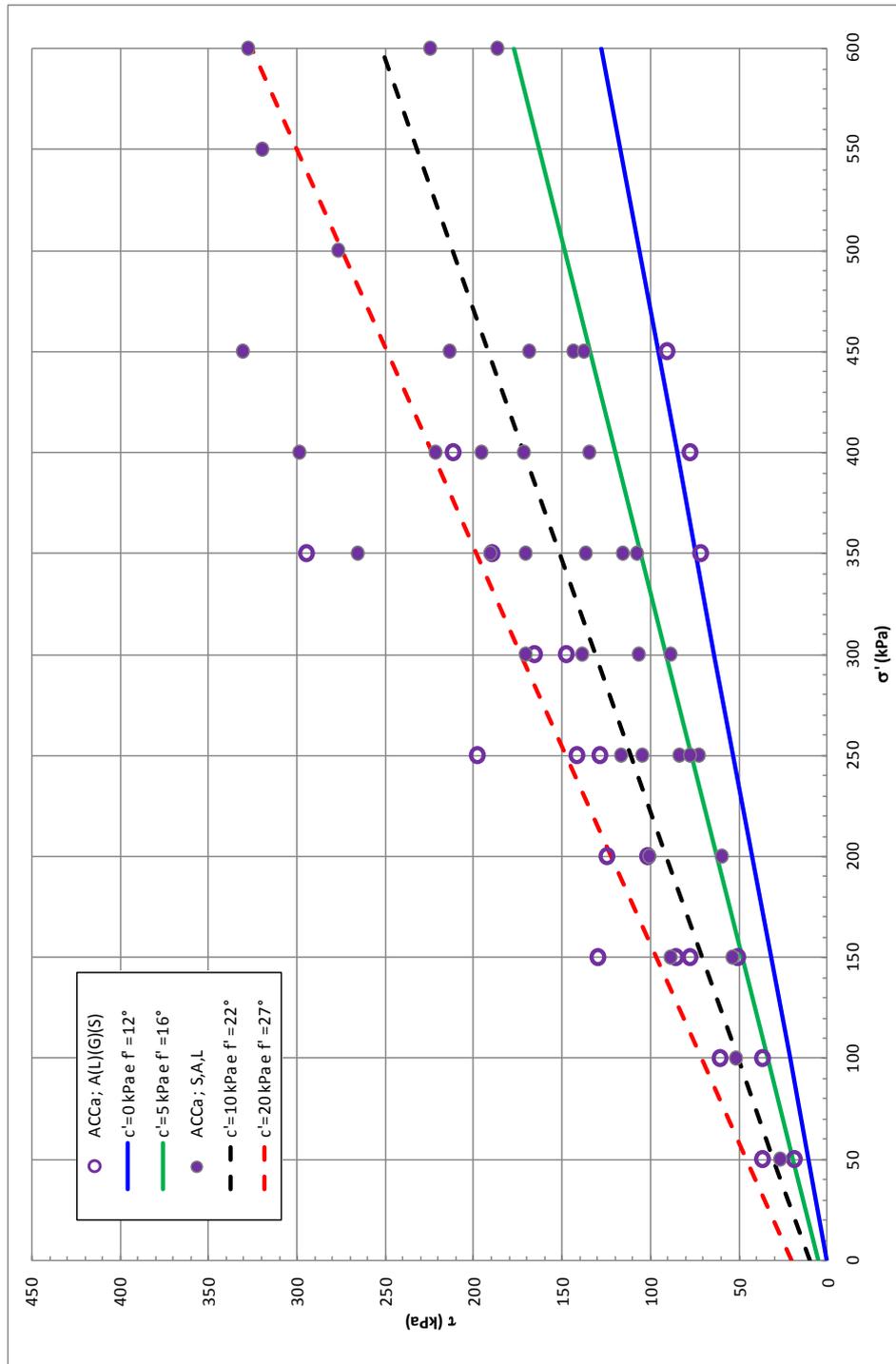


Figura 8.150: Formazione ACCa – Prove di taglio diretto

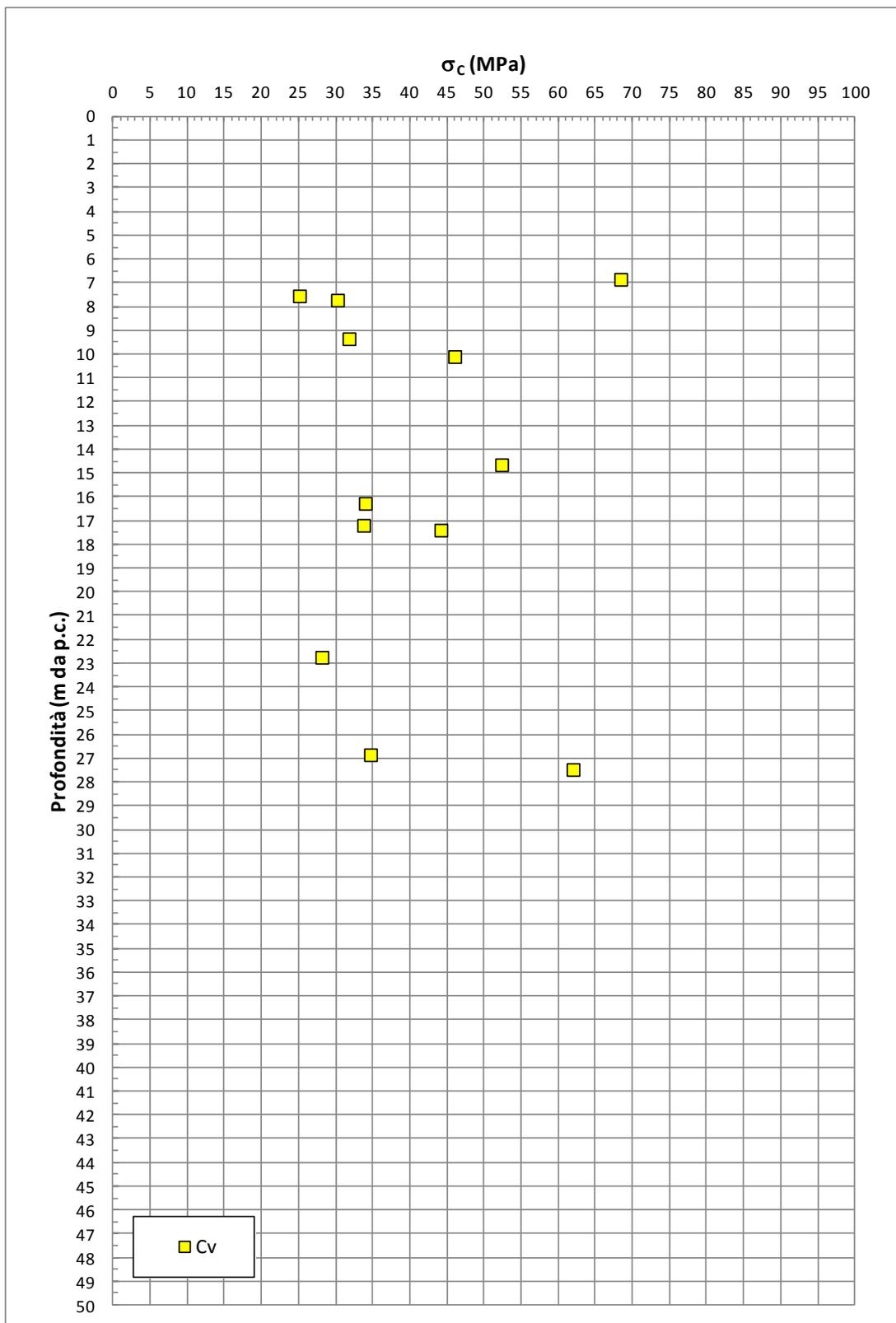
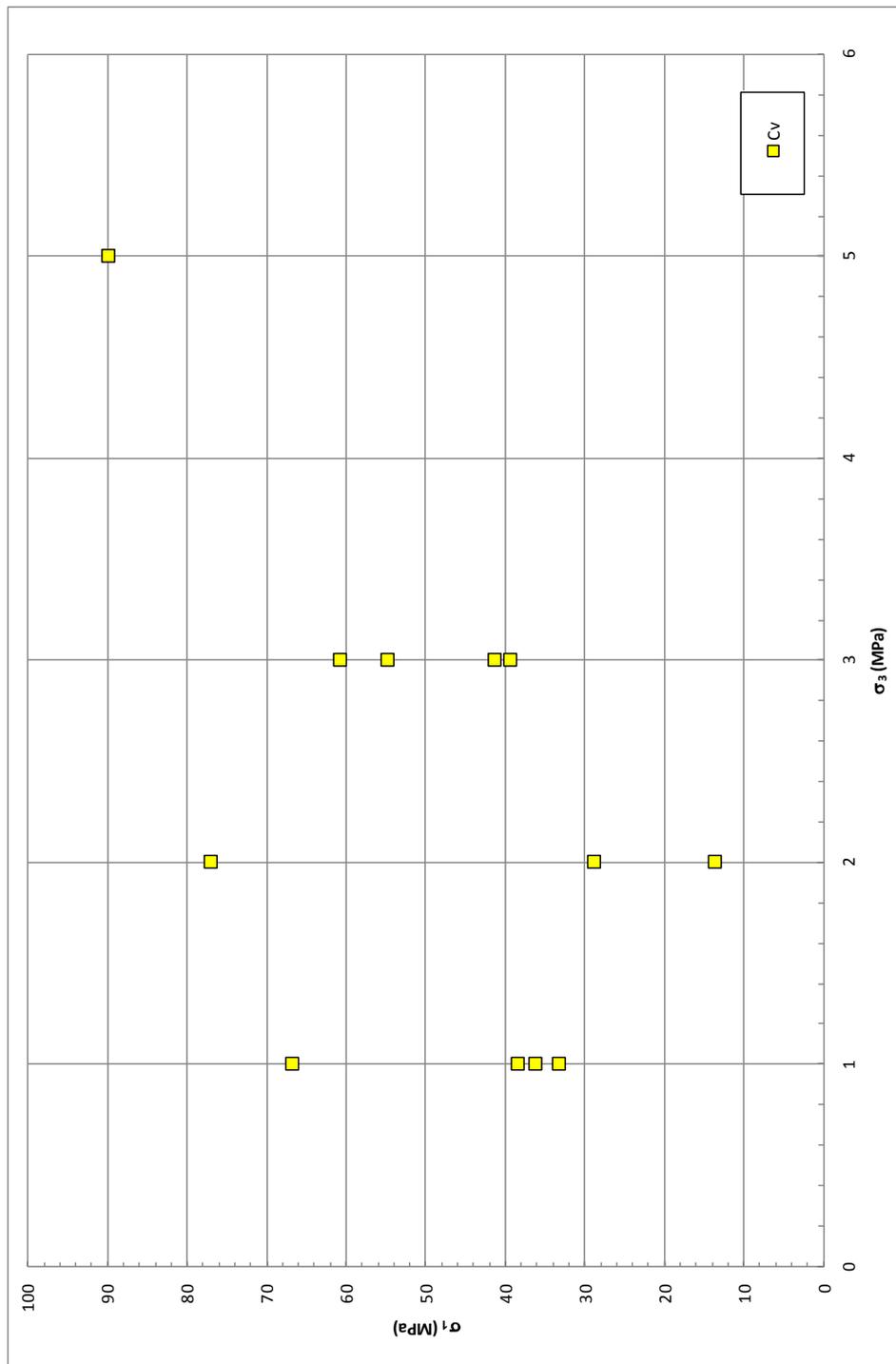


Figura 8.151: Formazione Cv – Prove di compressione monoassiale



**Figura 8.152: Formazione Cv – Prove di compressione triassiali**

## **9. TRINCEE AUTOSTRADALI**

I principali tagli autostradali sono previsti nell'ambito delle formazioni ACCa (argilliti) e Cv (calcare cavernoso) e sono concentrati verso la fine del lotto in oggetto; in tutti i casi si tratta di allargamenti di trincee già esistenti di cui non si dispone però di rilievi geomorfologici di dettaglio. Fanno eccezione i tagli da realizzarsi in corrispondenza della galleria artificiale di Fonteblanda, all'inizio del lotto in oggetto, e dei relativi tratti di approccio Nord e Sud; in questo caso i tagli, sia provvisori che definitivi, verranno realizzati in un territorio ad oggi non antropizzato ed interesseranno sempre le formazioni ACCa e Cv e i relativi depositi di versante (a3).

Ad oggi sono previste pendenze delle trincee pari a  $1/2.5=V/H$  (V=Verticale, H=Orizzontale). Tali pendenze appaiono conformi in presenza della formazione Cv, mentre potrebbe essere necessario (in sede di progettazione esecutiva) ridurle in presenza delle argilliti (formazione ACCa); tale riduzione si rende necessaria per garantire la stabilità dei nuovi fronti di scavo nel lungo periodo.

In sede di progettazione esecutiva, a valle di rilievi geomorfologici di dettaglio sullo stato attuale dei fronti stradali esistenti, occorrerà rivalutare la stabilità dei tagli autostradali esistenti e di quelli in progetto, nonché la necessità o meno di intervenire con opere di stabilizzazione sulle pareti esistenti.

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

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

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

## 10. PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI

### 10.1 Scotico e bonifica

Per la caratterizzazione dei piani di posa dei rilevati autostradali sono stati eseguiti n.37 pozzetti esplorativi lungo il tracciato in esame.

La Tabella 10.1 riporta l'elenco dei pozzetti, le progressive di riferimento, la formazione geologico-geotecnica interessata dallo scavo, le granulometrie, i limiti di Atterberg e la classificazione dei campioni di terreno prelevati in accordo alle Raccomandazioni AGI, alle norme UNI-CNR e USCS; in tabella sono evidenziati i campioni, ad oggi disponibili, successivamente utilizzati per lo studio delle miscele terreno-calce (miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6, 4/1-Pzd18) e terreno-cemento (miscela di campioni prelevati da 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15). Il pozzetto 4/1-Pzd1 fa parte del Lotto 4, e ricade circa 2 km più a Nord dell'inizio del Lotto in oggetto.

All'interno dei pozzetti geognostici esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità.

I risultati delle prove di carico su piastra, espressi come moduli di primo carico ( $M_{E1}$ ) e secondo carico ( $M_{E2}$ ), calcolati sul gradino di carico  $50 \div 150$  kPa, e i valori delle prove di densità in sito sono riportati nella Tabella 10.2.

Le Norme Tecniche del Capitolato Speciale d'Appalto Autostrade relative alla formazione dei piani di posa dei rilevati e della pavimentazione autostradale in trincea prescrivono quanto segue:

*“Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione  $M_d$  al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a:*

- *60 MPa nell'intervallo compreso tra 150 e 250 kPa, sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;*

- 20 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa, sul piano di posa del rilevato quando posto a 1.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;
- 15 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato, quando posto a 2.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa, sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature, ecc.).

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod.T/180-57, sul piano di posa dei rilevati;
- almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod.T/180-57 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea."

Sulla base dei dati disponibili si può osservare che i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico  $M_{E1}$  (gradino di carico tra 50 e 150 kPa) risultano quasi sempre inferiori a 15 MPa, cioè inferiori ai requisiti richiesti dalle Norme Tecniche.

Quanto sopra è risultato essere valido indipendentemente dal tipo di terreno incontrato (H1b, a4, H1a1, H1a2 o H2).

Alla luce delle caratteristiche dei terreni di sottofondo sopra esposte, è da prevedersi ovunque, oltre allo spessore di scotico di 20 cm, un ulteriore spessore di bonifica di 50 cm (o superiore se necessaria per rimuovere completamente il terreno vegetale e/o eventuale terreno/materiale non idoneo).

In presenza di rilevati di altezza inferiore a 2 m, la bonifica dovrebbe essere aumentata fino ad 80 cm; non si può comunque escludere la necessità di dovere localmente ricorrere ad un trattamento di stabilizzazione a calce e/o a cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica (tramite pulvimixer) o ad un ulteriore approfondimento della bonifica stessa. Il terreno rimosso durante la bonifica verrà sostituito con materiale granulare selezionato opportunamente steso e compattato oppure con materiale proveniente dagli scavi stabilizzato a calce.

Tabella 10.1: Pozzetti – Dati generali e proprietà fisiche dei campioni prelevati

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE		
				Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS
4/1-Pzd5	~ 0+610	H1b	RIM1	0.5	0.5	0	11	59	30	43	22	21	L,A(S)	A7-6 (13)	CL
			RIM2	1.0	1.0	0	16	53	31	44	20	24	L,A(S)	A7-6 (14)	CL
4/1-Pzd6	~ 1+265	H1b	RIM1	0.5	0.5	2	35	40	23	27	15	12	L,S(A)	A6 (7)	CL
			RIM2	1.0	1.0	24	36	23	17	29	14	15	S(G,L,A)	A6 (3)	SC
4/1-Pzd7	~ 1+645	a4	RIM1	0.5	0.5	23	37	23	17	37	18	19	S(G,L,A)	A6 (4)	SC
			RIM2	1.0	1.0	32	37	16	15	37	18	19	S,G(L,A)	A2-6 (2)	SC
4/1-Pzd8	~ 1+745	a4	RIM1	0.5	0.5	1	22	33	44	56	21	35	A,L(G)	A7-6 (19)	CH
			RIM2	1.0	1.0	2	25	32	41	49	22	27	A,L(G)	A7-6 (16)	CL
5b-Pzd1	~ 1+990	Acca	RIM1bis	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			RIM2bis	1.0	1.0	18	41	22	19	34	18	16	S(G,L,A)	A6(3)	SC
5b-Pzd4	~ 3+760	H1a1	RIM1bis	0.5	0.5	1	30	39	30	42	22	20	L,A,S	A7-6 (12)	CL
			RIM2bis	1.0	1.0	1	26	41	32	44	22	22	L,A,S	A7-6 (14)	CL
4/1-Pzd9 <sup>(1)</sup>	~ 3+850	H1a1/H1a3	RIM1	0.5	0.5	2	35	30	33	41	18	23	S,A,L	A7-6 (11)	CL
			RIM2	1.0	1.0	9	38	26	27	42	17	25	S,A,L	A7-6 (10)	CL
4/1-Pzd10 <sup>(1)</sup>	~ 4+350	H1a1	RIM1	0.5	0.5	73	>15	<12		42	41	21	G(S,L)	A2-7 (0)	GW-GC
			RIM2	1.0	1.0	75	>14	<11		42	40	22	G(S,L)	A2-7 (0)	GW-GC
5b-Pzd5	~ 4+400	H1a1	RIM1bis	0.5	0.5	0	7	41	52	60	32	28	A,L(S)	A7-5 (19)	MH
			RIM2bis	1.0	1.0	0	5	47	48	64	31	33	A,L	A7-5 (20)	CH
4/1-Pzd11 <sup>(1)</sup>	~ 4+565	H1a1	RIM1	0.5	0.5	0	5	33	62	74	34	40	A,L[S]	A7-5 (20)	CH
			RIM2	1.0	1.0	0	11	81	8	76	33	43	L[S]	A7-5 (20)	CH
5b-Pzd6	~ 5+050	H1a1	RIM1bis	0.5	0.5	0	4	37	59	64	31	33	A,L	A7-5 (20)	CH
			RIM2bis	1.0	1.0	0	8	41	51	59	33	26	A,L(S)	A7-5 (18)	MH
5b-Pzd7	~ 5+650	H1a1	RIM1bis	0.5	0.5	0	5	34	61	65	32	33	A,L	A7-5 (20)	CH
			RIM2bis	1.0	1.0	0	6	37	57	62	30	32	A,L(S)	A7-5 (20)	CH
			RIM3	0.7	0.7	0	4	33	63	60	31	29	A,L	A7-5 (20)	MH
5b-Pzd8	~ 6+570	H1a1	RIM1bis	0.5	0.5	0	7	39	54	62	31	31	A,L(S)	A7-5 (20)	CH
			RIM2bis	1.0	1.0	0	4	37	59	62	30	32	A,L	A7-5 (20)	CH

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			
				Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS	
4/1-Pzd19 <sup>(1)</sup>	~ 9+800	H1b	RIM1	0.5	0.5	6	18	39		36	49	25	24	L,A(S)	A7-6	
			RIM2	1.0	1.0	32	23	20		26	48	24	24	G,A(S)	A7-6	
5/2-Pzd1 <sup>(1)</sup>	~ 10+830	H1a2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4/1-Pzd18	~ 9+900	H1b	RIM1	0.5	0.5	15	36	25	24	45	32	13	S,L(A)	A7-5	SM	
			RIM2	1.0	1.0	28	30	23	19	47	26	21	S,G(L)	A7-6	SC	
5b-Pzd12bis	~ 10+020	H1b	RIM1	0.5	0.5	0	3	49	48	46	26	20	L,A[S]	A7-6	CL	
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5b-Pzd16	~ 12+090	H1b	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd4	~ 12+860	H1a2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd5	~ 13+085	H1a2	Cl	-	-	3	75	19	3	-	-	-	S(L)	A 2-4	SM	
5/2-Pzd6	~ 13+285	H1a2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5b-Pzd20	~13+620	H1a2	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd7	~ 13+670	H1a2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5b-Pzd21	~14+095	H1a2	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd9	~ 14+430	H1a2	RIM1	0.5	0.5	2	81	17	1	-	-	-	S(L)	A-2-4	SC	
			RIM2	1.0	1.0	7	70	17	6	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM	
5/2-Pzd10	~ 14+625	H1b	RIM1	0.5	0.5	2	73	21	4	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM	
			RIM2	1.0	1.0	2	73	21	4	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM	
			terr.nat.	-	-	2	72	20	6	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM	

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE			
				Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS	
5b-Pzd22	~14+720	H1a2	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd12	~ 15+560	H1b	RIM1	0.5	0.5	1	47	43	8	26	19	7	S,L	A-4	CL-ML	
			RIM2	1.0	1.0	4	46	42	8	27	16	11	S,L	A-6	CL	
5b-Pzd26	~16+620	H1b	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd13	~ 16+945	a4	RIM1	0.6	0.6	1	35	47	17	26	17	9	L,S(A)	A-4	CL	
			RIM2	1.0	1.0	0	40	48	12	26	17	9	L,S(A)	A-4	CL	
			terr.nat.	-	-	0	36	46	18	-	-	-	-	L,S(A)	A-4	ML
5/2-Pzd15	~ 18+255	H2	RIM1	0.5	0.5	0	37	46	16	25	15	10	L,S(A)	A-4	CL	
			RIM2	1.0	1.0	0	39	41	20	26	15	11	L,S(A)	A-6	CL	
			terr.nat.	-	-	1	37	44	19	26	16	10	L,S(A)	A-4	CL	
5b-Pzd28	~19+130	H2	RIM1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5b-Pzd30	~20+080	H2	RIM1	0.5	0.5	0	43	24	33	31	18	13	S,L,A	A-6	CL	
			RIM2	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/1-Pzd1	~ 20+670	a4	RIM1	0.5	0.6	0	38	27	34	24	15	9	S,A,L	A4	CL	
			RIM2	1.0	1.1	0	41	25	34	24	14	10	S,A,L	A4	CL	
5/1-Pzd2	~ 20+790	a4	RIM1	0.5	0.6	0	36	31	34	24	15	10	S,A,L	A4	CL	
			RIM2	1.0	1.1	0	36	31	33	24	15	9	S,A,L	A4	CL	
			RIM3	3.7	3.8	0	37	30	33	24	15	9	S,A,L	A4	CL	
5/1-Pzd3 <sup>(1)</sup>	~ 22+590	a4/CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/1-Pzd4	~ 22+790	a4	RIM1	0.5	0.6	0	42	23	34	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL	
			RIM2	1.0	1.1	0	44	23	33	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL	
			RIM3	3.9	4.0	0	39	23	39	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL	

<sup>(1)</sup> Pozzetti eseguiti lungo il tracciato definito in sede di progetto definitivo del 2011

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

Pozzetto	Camp.	Form.	Da (m)	A (m)	ME1 (MPa)	ME2 (MPa)	ME2 / ME1 (MPa)	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Acqua (m da p.c.)
4/1-Pzd5	RIM1	H1b	0.5	0.5	9	38	4.1	13.82	-	24.15	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd6	RIM1	H1b	0.5	0.5	17	65	3.9	15.47	-	18.36	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd7	RIM1	a4	0.5	0.5	13	52	4.1	15.43	-	19.84	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd8	RIM1	a4	0.5	0.5	11	51	4.7	13.44	-	20.20	2.5
	RIM2		1.0	1.0	16	70	4.3	14.85	-	21.39	
5b-Pzd1	RIM1bis	Acca	0.5	0.5	17	111	6.5	21.46	23.35	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	14	249	17.7	18.96	16.79	-	
5b-Pzd4	RIM1bis	H1a1	0.5	0.5	6	38	6.3	16.19	18.95	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	7	32	4.6	15.80	19.79	-	
4/1-Pzd9 <sup>(1)</sup>	RIM1	H1a1/ H1a3	0.5	0.5	13	52	4.1	15.04	-	20.74	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd10 <sup>(1)</sup>	RIM1	H1a1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5b-Pzd5	RIM1bis	H1a1	0.5	0.5	13	67	5.1	15.49	19.07	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	6	28	4.6	15.62	20.66	-	
4/1-Pzd11 <sup>(1)</sup>	RIM1	H1a1	0.5	0.5	7	38	5.5	14.00	-	21.80	0.7
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5b-Pzd6	RIM1bis	H1a1	0.5	0.5	18	93	5.2	15.53	19.43	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	11	40	3.6	19.61	15.75	-	
5b-Pzd7	RIM1bis	H1a1	0.5	0.5	8	75	9.4	14.87	18.57	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	8	36	4.5	15.43	19.56	-	
5b-Pzd8	RIM1bis	H1a1	0.5	0.5	13	48	3.7	17.53	14.36	-	no
	RIM2bis		1.0	1.0	11	47	4.3	19.94	15.99	-	
4/1-Pzd18	RIM1	H1b	0.5	0.5	6	29	4.6	15.08	-	22.86	3.2
	RIM2		1.0	1.0	19	75	3.9	16.92	-	19.49	
4/1-Pzd19 <sup>(1)</sup>	RIM1	H1b	0.5	0.5	12	48	4.1	16.75	-	23.04	3.2
	RIM2		1.0	1.0	13	36	2.7	16.09	-	25.54	
5/2-Pzd1 <sup>(1)</sup>	RIM1	H1a2	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	no
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5b-Pzd12bis	RIM1	H1b	0.5	0.5	11	24	2.2	15.50	18.60	19.80	no
	RIM2		1.0	1.0	4	32	8.0	14.80	18.10	22.73	
5b-Pzd16	RIM1	H1b	0.5	0.5	141	214	1.5	18.80	21.90	16.11	1.78
	RIM2		1.0	1.0	65	175	2.7	17.4	20.9	20.11	
5/2-Pzd4	RIM1	H1a2	0.5	0.5	14	42	3.1	18.42	-	14.45	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	

Pozzetto	Camp.	Form.	Da (m)	A (m)	ME1 (MPa)	ME2 (MPa)	ME2 / ME1 (MPa)	$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Acqua (m da p.c.)
5/2-Pzd5	RIM1	H1a2	0.5	0.5	15	53	3.5	18.64	-	12.53	3.2
	RIM2		1.0	1.0	16	79	5.0	16.64	-	18.78	
5/2-Pzd6	RIM1	H1a2	0.5	0.5	5	37	7.6	-	-	-	0.6
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5b-Pzd20	RIM1	H1a2	0.5	0.5	10	23	2.3	17.50	18.10	3.52	no
	RIM2		1.0	1.0	12	39	3.2	18.00	19.30	7.38	
5/2-Pzd7	RIM1	H1a2	0.5	0.5	13	73	5.5	16.10	-	21.62	no
	RIM2		1.0	1.0	17	67	4.0	17.34	-	17.02	
5b-Pzd21	RIM1	H1a2	0.5	0.5	90	163	1.8	14.2	16.5	15.62	3.20
	RIM2		1.0	1.0	66	103	1.6	15.9	18.4	15.62	
5/2-Pzd9	RIM1	H1a2	0.5	0.5	12	54	4.7	16.68	-	14.15	no
	RIM2		1.0	1.0	11	65	6.0	16.45	-	19.06	
5/2-Pzd10	RIM1	H1b	0.5	0.5	20	79	4.0	17.08	-	16.99	no
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	16.47	-	16.92	
5b-Pzd22	RIM1	H1a2	0.5	0.5	7	69	9.8	16.30	17.40	6.61	3.50
	RIM2		1.0	1.0	34	114	3.3	16.10	17.80	10.39	
5/2-Pzd12	RIM1	H1b	0.5	0.5	8	37	4.9	15.80	-	22.20	no
	RIM2		1.0	1.0	11	68	6.0	17.33	-	21.68	
5b-Pzd26	RIM1	H1b	0.5	0.5	12	51	4.2	14.30	16.20	12.86	
	RIM2		1.0	1.0	15	124	8.2	15.6	18.00	15.08	
5/2-Pzd13	RIM1	a4	0.6	0.6	48	107	2.2	18.77	-	15.18	no
	RIM2		1	1	37	111	3.0	18.57	-	15.73	
5/2-Pzd15	RIM1	H2	0.5	0.5	16	65	4.2	17.91	-	17.49	2.4
	RIM2		1.0	1.0	15	83	5.4	18.27	-	16.81	
5b-Pzd28	RIM1	H2	0.5	0.5	11	112	10.2	14.70	17.30	17.79	2.70
	RIM2		1.0	1.0	34	141	4.1	13.80	16.10	16.57	
5b-Pzd30	RIM1	H2	0.5	0.5	17	76	4.4	15.20	18.0	18.81	
	RIM2		1.0	1.0	27	125	4.6	13.0	15.70	20.32	
5/1-Pzd1	RIM1	a4	0.5	0.6	4	136	32.9	-	16.53	-	no
	RIM2		1.0	1.1	17	373	21.4	-	16.64	-	
5/1-Pzd2	RIM1	a4	0.5	0.6	4	111	26.6	-	14.84	-	no
	RIM2		1.0	1.1	18	187	10.3	-	15.14	-	
5/1-Pzd4	RIM1	a4	0.5	0.6	-	-	-	-	14.70	-	no
	RIM2		1.0	1.1	12	597	49.8	-	17.90	-	

(1) Pozzetti eseguiti lungo il tracciato definito in sede di progetto definitivo del 2011

## **10.2 Trattamenti dei terreni a calce**

Alcuni campioni di terreno, prelevati dai pozzetti esplorativi eseguiti nel 2010, sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per approfondire la conoscenza delle loro proprietà fisiche e per valutare un possibile loro reimpiego, previa stabilizzazione a calce, come materiale di sottofondo dei rilevati autostradali. In relazione all'alta percentuale di sostanza organica riscontrata nel 2010, durante la campagna di indagine geognostica del 2016 non sono state fatte ulteriori prove su miscele di terreno-calce, ma si è continuato a rilevare le percentuali di sostanza organica presenti nei primi metri di terreno.

La Tabella 10.3 riporta ulteriori informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati in pozzetto per eseguire i test sulle miscele terreno-calce dei terreni di sottofondo (miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6, miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd4 e miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd18). Si precisa che solo i pozzetti 4/1-Pzd6 e 4/1-Pzd18 ricadono nel Lotto in oggetto, mentre i pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd4 ricadono nell'adiacente Lotto 4 (verso Nord). Inoltre i pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd4 ricadono nella formazione H1a1 mentre il pozzetto 4/1-Pzd6 nella formazione H1b.

Nella Tabella 10.4, Tabella 10.5 e Tabella 10.6 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-calce a partire dalla preventiva miscelazione dei campioni di terreno prelevati nei pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6, e da campioni prelevati dai pozzetti 4/1-Pzd4 e 4/1-Pzd18. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-calce con contenuti di calce (valutata in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 2.0% e 3.0% per la miscela 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6 e al 3.0% per i pozzetti 4/1-Pzd4 e 4/1-Pzd18. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg (Tabella 10.4), effettuate prove Proctor (Tabella 10.5, Figura 10.1, Figura 10.5 e Figura 10.9) e determinati gli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.5, Figura 10.2, Figura 10.6 e Figura 10.10) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.6, Figura 10.3, Figura 10.4, Figura 10.7, Figura 10.8, Figura 10.11 e Figura 10.12). Nel dettaglio, le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale e a tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*, Figura 10.3, Figura 10.7 e Figura 10.11);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*, Figura 10.3, Figura 10.7 e Figura 10.11);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*, Figura 10.4, Figura 10.8 e Figura 10.12);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*, Figura 10.4, Figura 10.8 e Figura 10.12).

Si precisa che, per uniformità di presentazione delle prove CBR, i provini testati dopo immersione in acqua per 4 giorni sono comunque stati rappresentati in corrispondenza del relativo tempo di maturazione (0, 7 o 28 giorni).

Per i provini dei pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6 e del pozzetto 4/1-Pzd4 si osserva una "anomalia" nel fatto che i campioni immersi in acqua mostrano un indice CBR maggiore di quelli non immersi in acqua.

**Tabella 10.3: Prove di laboratorio su campioni per trattamento con calce**

Pozzetto	Z (m p.c.)	CNR	w (%)	CIC (%)	SO (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)	G (Mg/m <sup>3</sup> )	Limiti			Granulometria			
								LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
4/1-Pzd1	0.40-1.00	A6	13.5	2	1.8	3.7	2.68	30	16	14	3	41	35	21
4/1-Pzd6	0.40-1.00	A6	14.3	2	1.5	1.5	2.65	29	14	15	2	35	37	26
4/1-Pzd4	0.40-1.00	A7-6	15.4	2	2.4	3.6	2.74	50	21	29	2	21	42	35
4/1-Pzd18	-	A7-6	25.3	2	2.3	10.82	-	45	25	20	0	12	51	36
CNR	=	classificazione dei terreni CNR												
W	=	contenuto d'acqua												
CIC	=	consumo iniziale di calce												
SO	=	contenuto di sostanza organica												
CaCO <sub>3</sub>	=	contenuto di carbonati												
G	=	massa volumica dei granuli solidi												

**Tabella 10.4: Trattamento con calce  
Limiti di Atterberg**

				Limiti di Atterberg		
Sondaggio	Campione	% Calce	Profondità	LL	LP	IP
n°	n°		m	%	%	%
<b>4/1-PZD1 + 4/1-PZD6</b>	MIX	<b>0%</b>	0.4-1.0	-	-	-
	MIX	<b>2%</b>	0.4-1.0	32.0	23.0	9
	MIX	<b>3%</b>	0.4-1.0	33.0	23.0	10.0
<b>4/1-PZD4</b>	CR3	<b>0%</b>	0.4-1.0	-	-	-
	CR3	<b>3%</b>	0.4-1.0	63.0	35.0	28.0

**Tabella 10.5: Trattamento con calce-Prove Proctor e IPI**

				Proctor		IPI									
				Contenuto d'acqua	Densità secca	1		2		3		4		5	
Pozzetti di prelievo campioni per prove geotecniche	Campione	% Calce	Profondità			w	CBR								
n°	n°		m	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
<b>4/1-PZD1 + 4/1-PZD6</b>	MIX	<b>0%</b>	0.4-1.0	11.00	20.0	6.70	119	9.60	101	11.60	32	13.80	8	16.40	2
	MIX	<b>2%</b>	0.4-1.0	12.50	19.2	7.60	119	10.00	119	12.30	96	14.30	40	17.10	9
	MIX	<b>3%</b>	0.4-1.0	12.50	19.1	7.40	143	10.30	160	12.10	127	14.80	44	17.40	7
<b>4/1-PZD4</b>	CR3	<b>0%</b>	0.4-1.0	14.75	18.8	9.80	118	13.40	90	14.50	49	16.80	16	19.90	6
	CR3	<b>3%</b>	0.4-1.0	16.50	17.9	10.40	136	13.30	121	15.50	109	17.50	68	20.20	41
<b>4/1-PZD18</b>	PZ18	<b>0%</b>	-	12.61	17.67	8.57	67	11.55	68	12.43	68	14.62	35	18.82	19
	PZ18	<b>3%</b>	-	13.34	17.8	9.53	66	11.45	108	12.79	93	14.86	73	16.44	65

**Tabella 10.6: Trattamento con calce-Prove CBR  
(4/1-PZD1 + 4/1-PZD6, 4/1-PZD4 e 4/1-PZD18)**

% Calce	Iniziale								7 giorni								28 giorni									
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)			
	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR		
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
<b>4/1-PZD1 + 4/1-PZD6</b>																										
<b>0</b>	10.7	58	11.0	21	13.6	7	13.8	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>2</b>	12.6	95	12.6	122	15.8	16	15.9	26	12.6	117	12.7	143	15.5	32	15.5	36	13.1	157	13.3	150	15.8	47	15.6	55		
<b>3</b>	12.6	123	12.6	144	15.3	23	15.6	28	12.5	155	12.7	181	15.4	40	15.5	43	12.8	203	12.2	242	15.5	63	14.7	92		
<b>4/1-PZD4</b>																										
<b>0</b>	14.3	53	15.0	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>3</b>	15.9	103	16.9	115	19.4	57	19.1	105	16.0	170	17.1	193	18.8	97	19.2	163	15.7	238	16.9	242	18.3	169	19.6	191		
<b>4/1-PZD18</b>																										
<b>0</b>	13.3	55	24.0	3	15.3	39	25.5	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>3</b>	12.8	68	13.3	18	14.9	75	15.2	19	12.8	120	20.9	23	14.0	140	20.5	44	12.5	123	17.8	53	14.4	145	20.1	69		
(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor ( <i>ottimale</i> ); (2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni ( <i>ottimale+4gg in H2O</i> ); (3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità ( <i>ottimale + 3% H2O</i> ); (4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni ( <i>ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O</i> ).																										

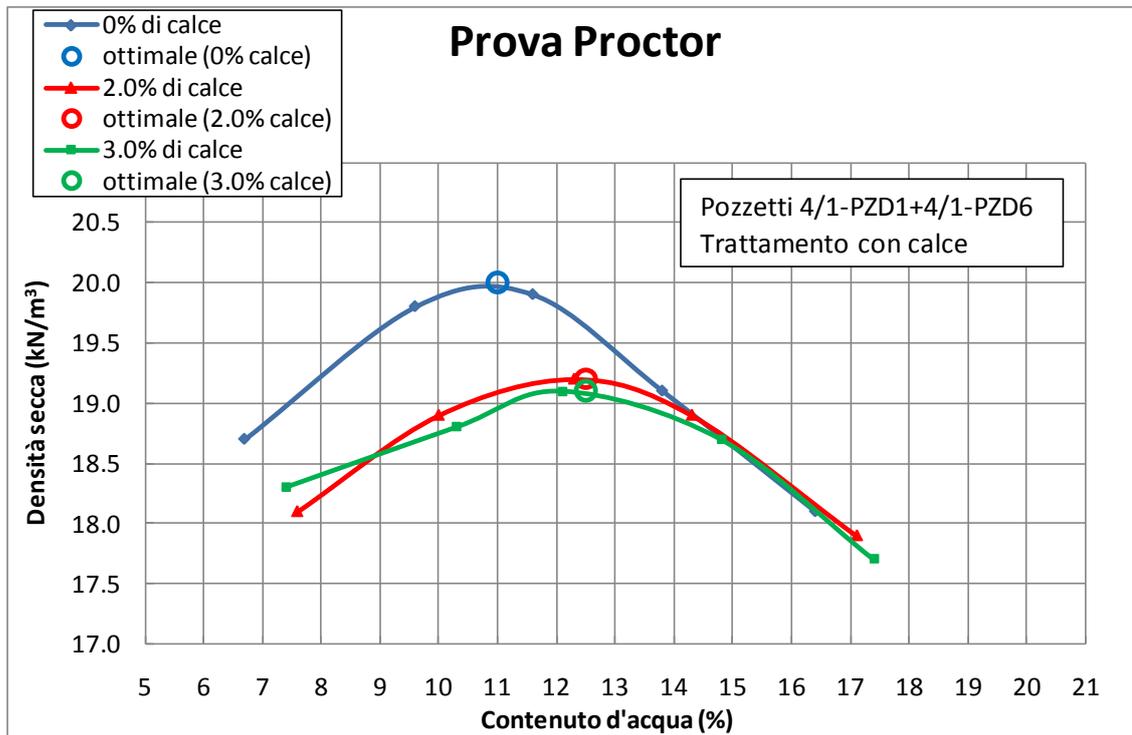


Figura 10.1: Trattamento con calce-4/1-Pzd1+4/1-Pzd6-Prove Proctor

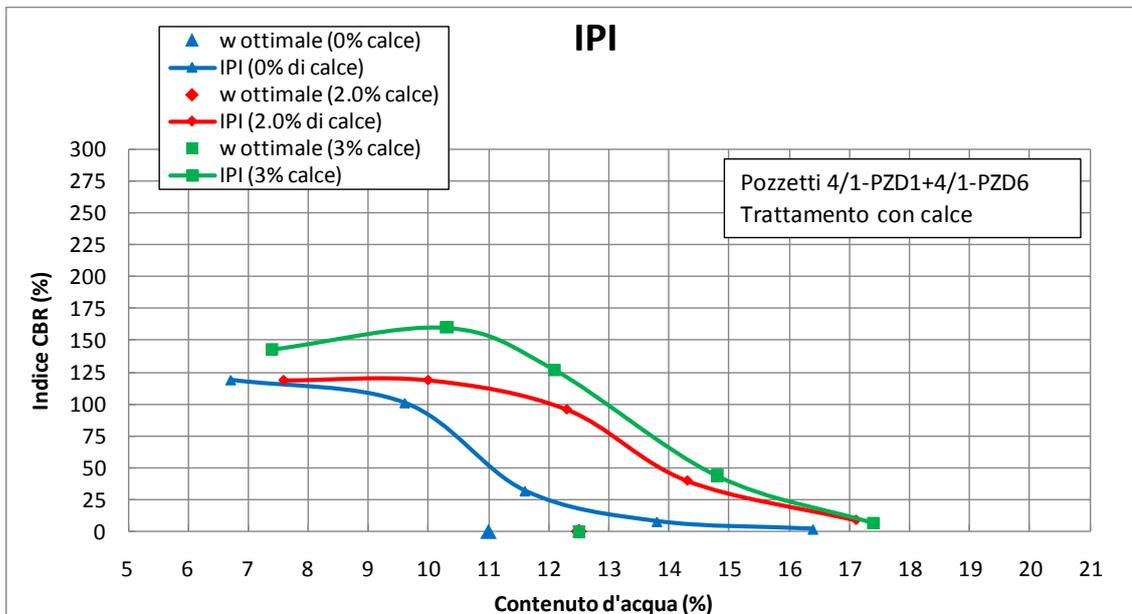
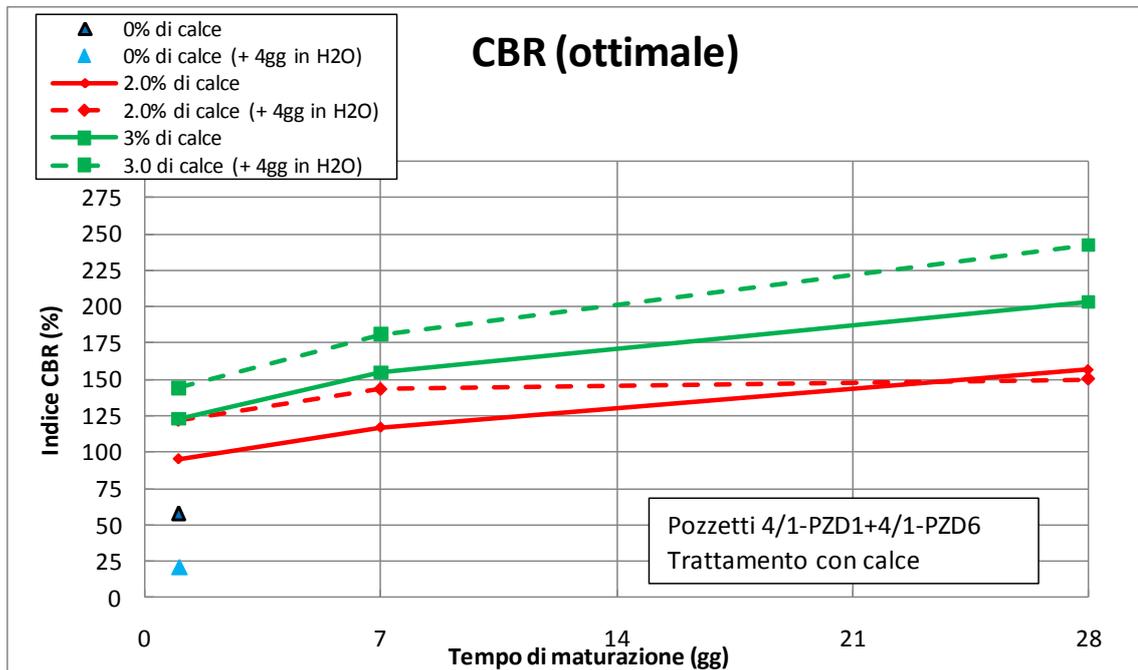
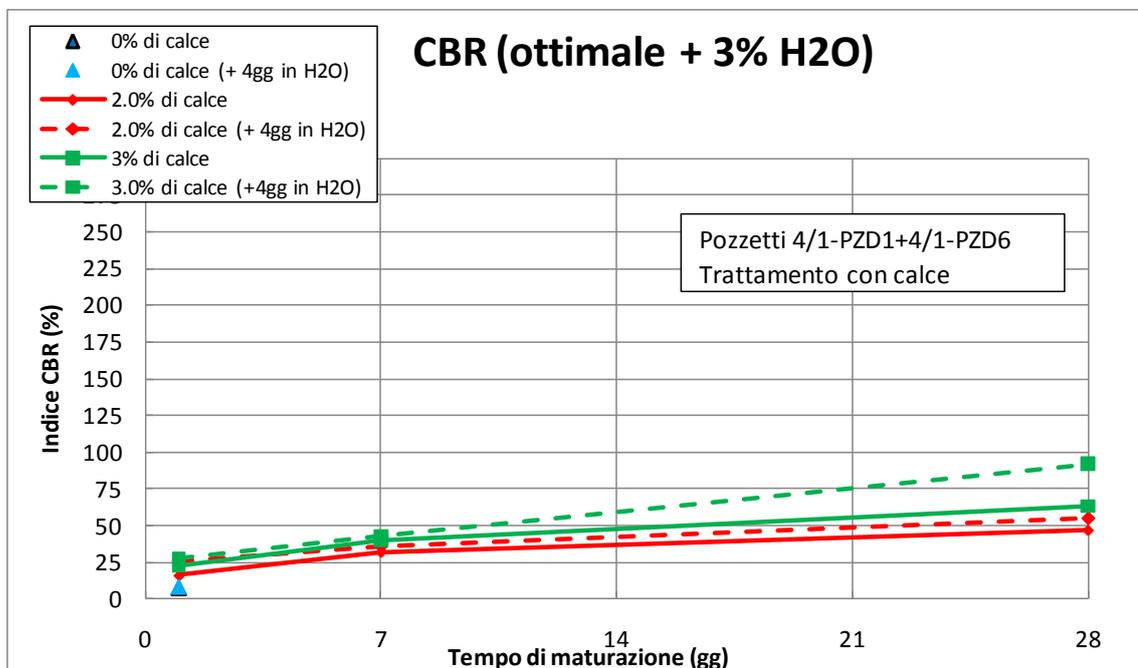


Figura 10.2: Trattamento con calce-4/1-Pzd1+4/1-Pzd6-Prove IPI



**Figura 10.3: Trattamento con calce-4/1-Pzd1+4/1-Pzd6-Prove CBR**



**Figura 10.4: Trattamento con calce-4/1-Pzd1+4/1-Pzd6-Prove CBR**

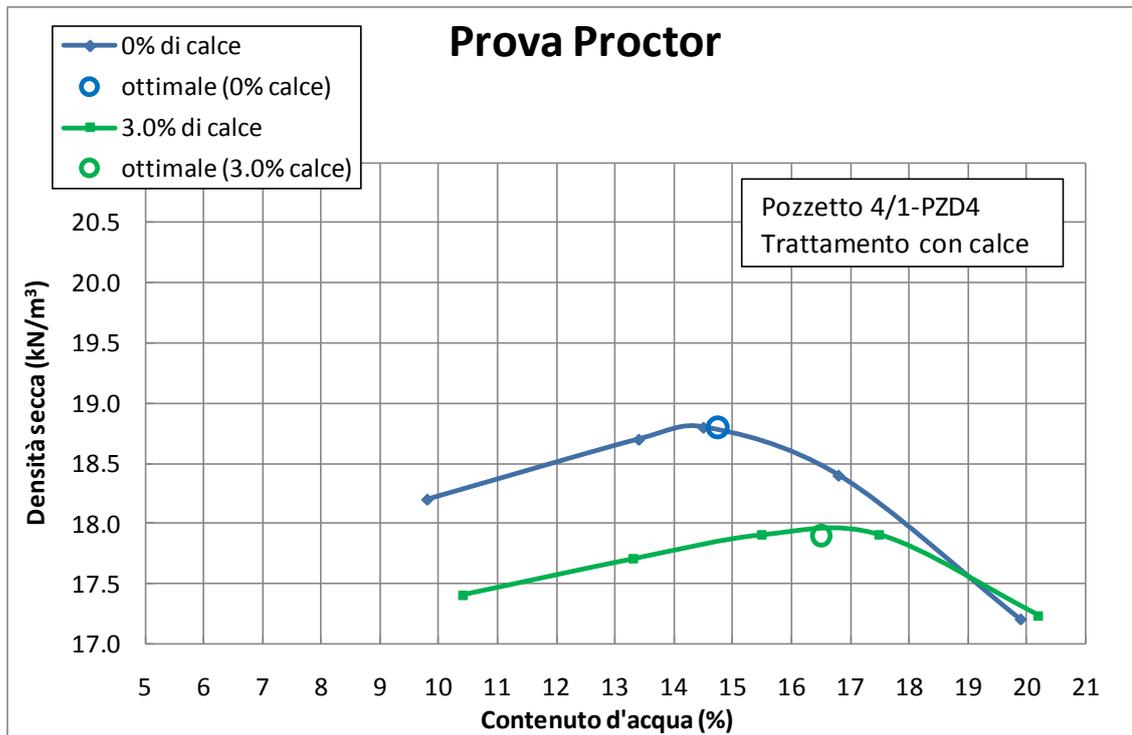


Figura 10.5: Trattamento con calce 4/1-Pzd4 – Prove Proctor

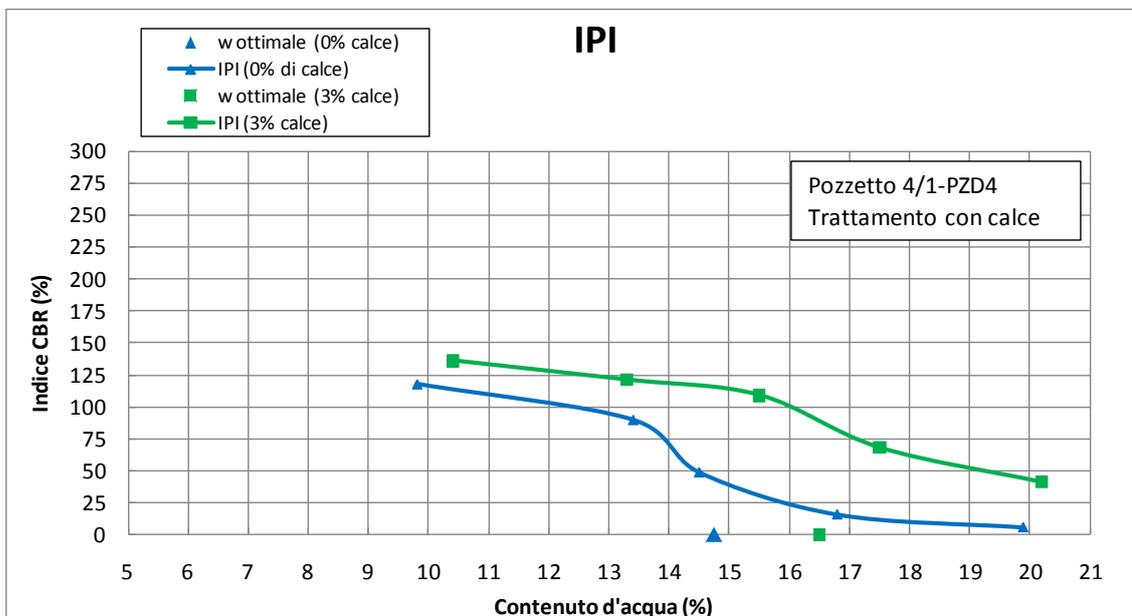


Figura 10.6: Trattamento con calce 4/1-Pzd4 – Prove IPI

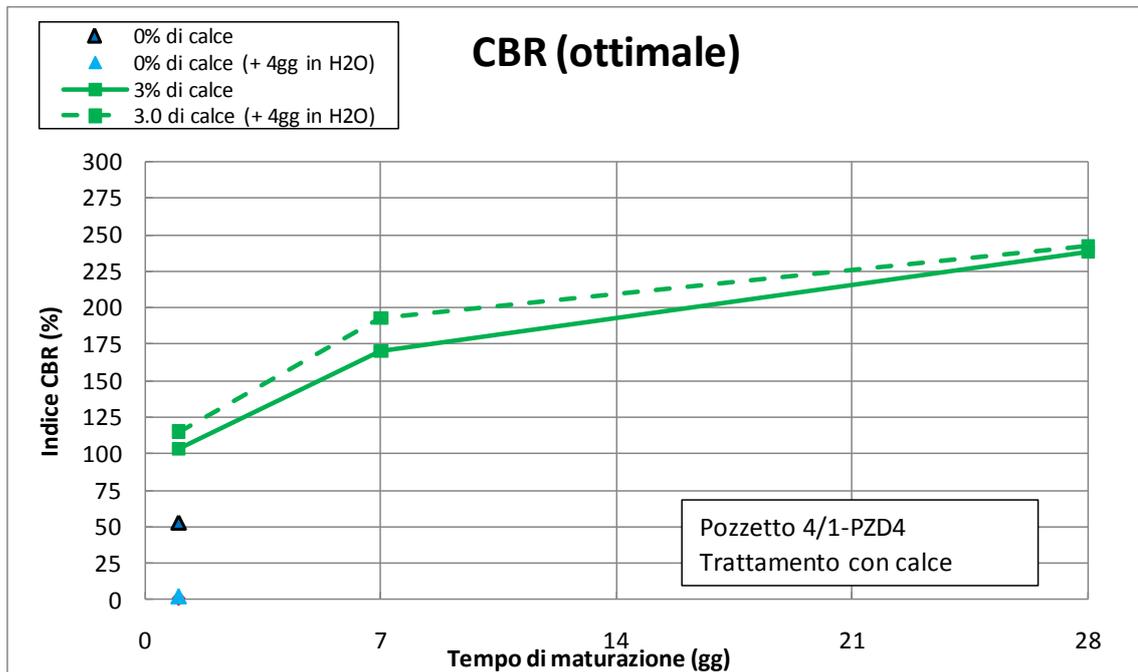


Figura 10.7: Trattamento con calce-4/1-Pzd4-Prove CBR

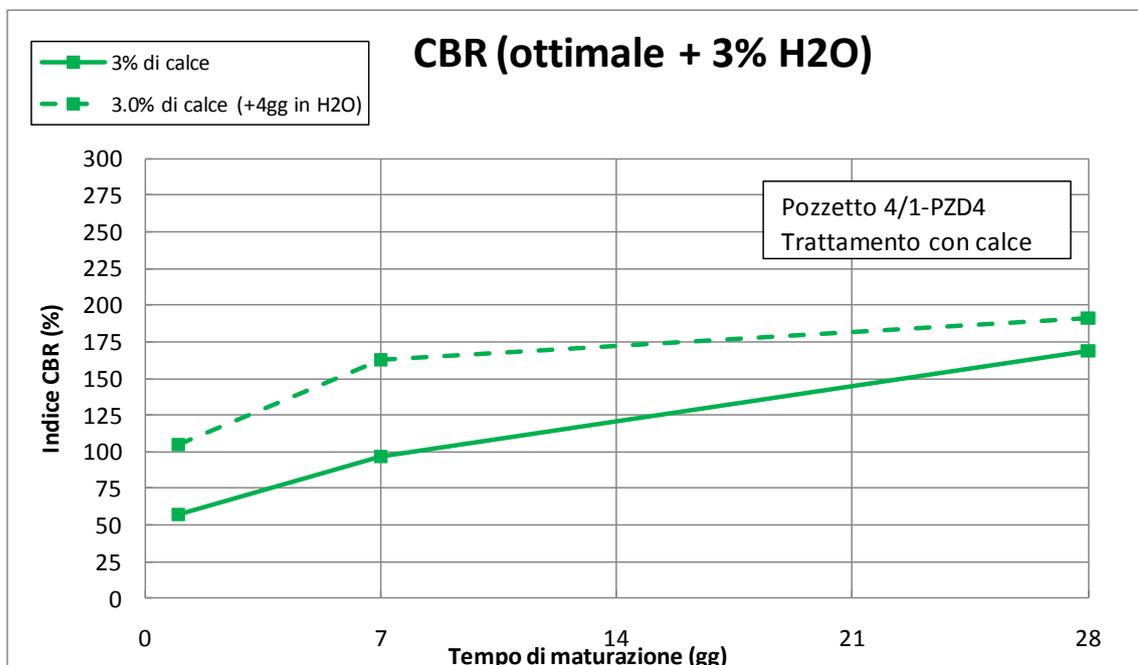


Figura 10.8: Trattamento con calce-4/1-Pzd4-Prove CBR

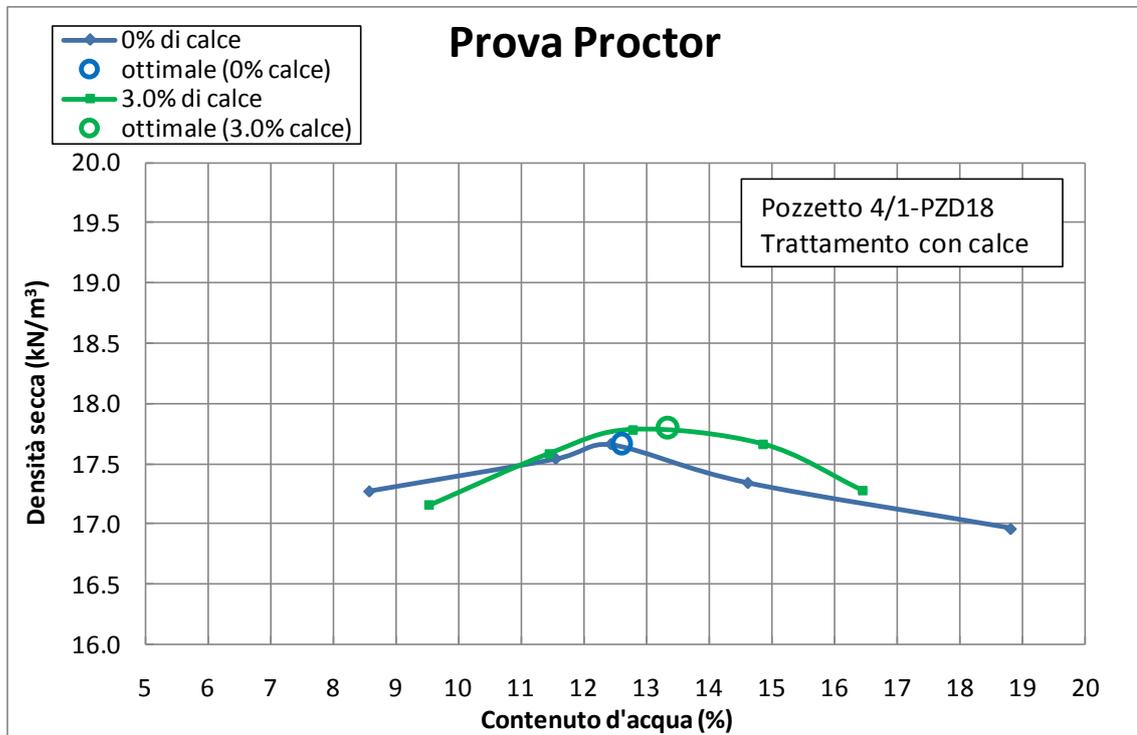


Figura 10.9: Trattamento con calce 4/1-Pzd18 – Prove Proctor

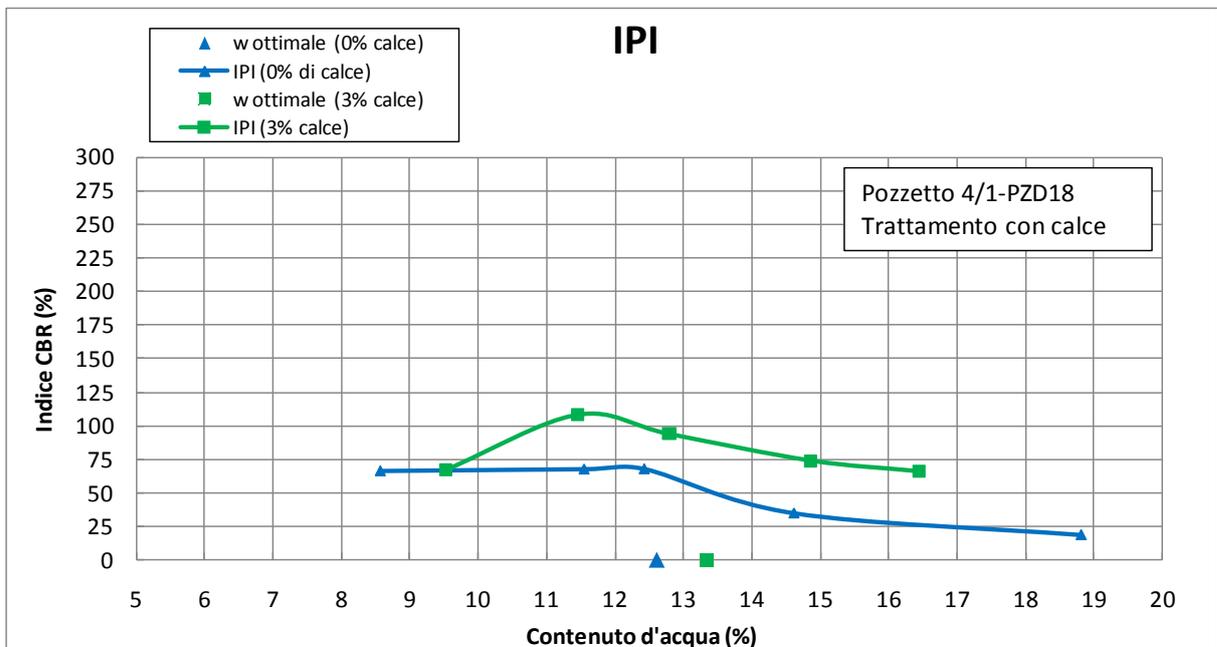


Figura 10.10: Trattamento con calce 4/1-Pzd18 – Prove IPI

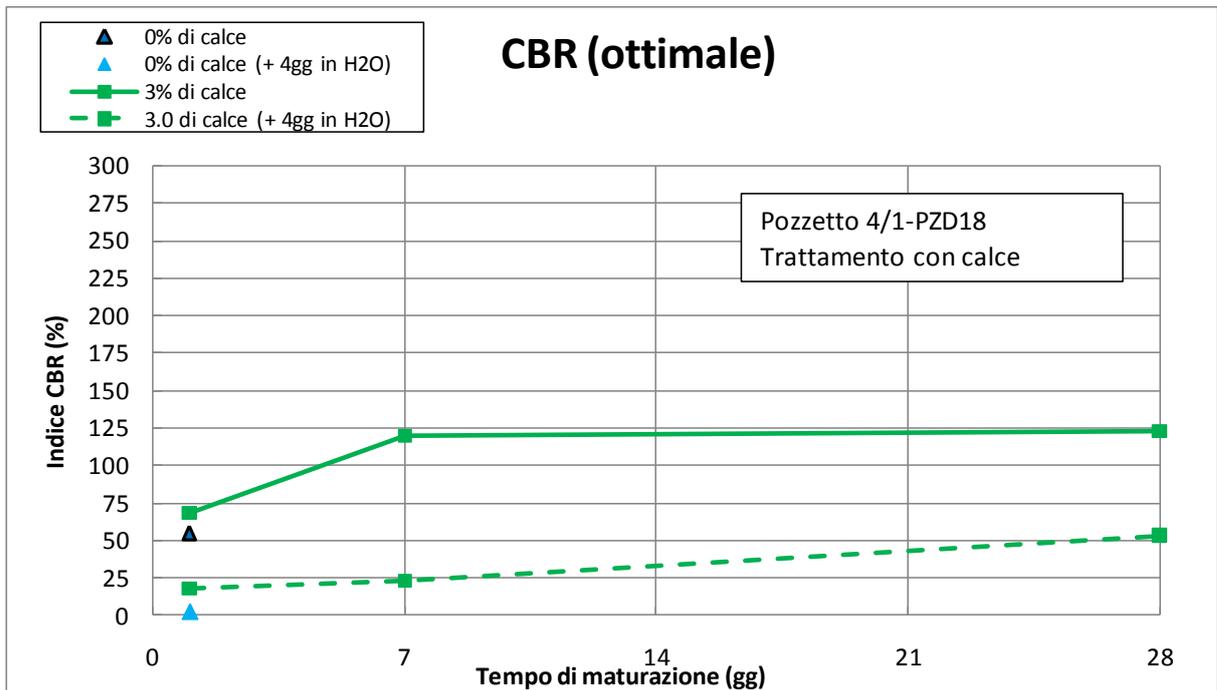


Figura 10.11: Trattamento con calce-4/1-Pzd18-Prove CBR

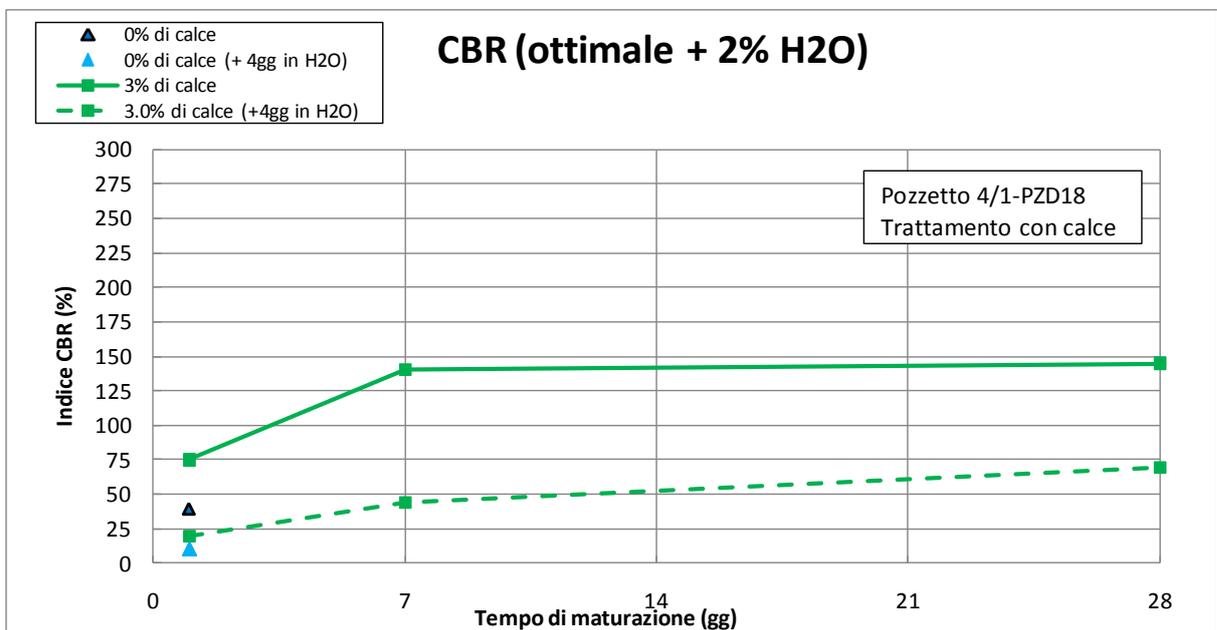


Figura 10.12: Trattamento con calce-4/1-Pzd18-Prove CBR

### 10.3 Trattamenti dei terreni a cemento

Alcuni campioni di terreno, prelevati dai pozzetti esplorativi eseguiti nel 2010, sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per approfondire la conoscenza delle loro proprietà fisiche e per valutare un possibile loro reimpiego, previa stabilizzazione a cemento, come materiale di sottofondo dei rilevati autostradali. Durante la campagna di indagine geognostica del 2016 non sono state fatte ulteriori prove su miscele di terreno-cemento.

La Tabella 10.7 riporta ulteriori informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati in pozzetto per eseguire i test sulle miscele terreno-cemento (campioni prelevati da 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15) dei terreni di sottofondo.

Nelle Tabella 10.8, Tabella 10.9 e Tabella 10.10 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nei pozzetti 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alla miscela terreno-cemento con contenuto di cemento (valutato in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 3.0%. Sulle miscele sono state effettuate prove di compressione semplice (Tabella 10.8), prove Proctor (Tabella 10.9 e Figura 10.13) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.9 e Figura 10.14) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.10, Figura 10.15 e Figura 10.16).

Nel dettaglio le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale e a tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*, Figura 10.15);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H<sub>2</sub>O*, Figura 10.15);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità (*ottimale + 2% H<sub>2</sub>O*, Figura 10.16);

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (ottimale + 2% H<sub>2</sub>O + 4gg in H<sub>2</sub>O, Figura 10.16).

Si precisa che, per uniformità di presentazione delle prove CBR, i provini testati dopo immersione in acqua per 4 giorni sono comunque stati rappresentati in corrispondenza del relativo tempo di maturazione (0; 7 o 28 giorni).

**Tabella 10.7: Prove di laboratorio su campioni per trattamento con cemento**

						Limiti			Granulometrie			
Pozzetto	CNR	w (%)	SO (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)	G (Mg/m <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
5/2-Pzd13	A-4	13.70	4.36	1.66	2.35	26	17	9	0	36	46	18
5/2-Pzd15	A-4	14.27	2.96	3.32	2.57	26	16	10	1	37	44	19
CNR	=	classificazione dei terreni CNR										
w	=	contenuto d'acqua										
CIC	=	consumo iniziale di calce										
SO	=	contenuto di sostanza organica										
CaCO <sub>3</sub>	=	contenuto di carbonati										
G	=	massa volumica dei granuli solidi										

**Tabella 10.8: Trattamento con cemento – Prove di compressione semplice**

		ELL
Sondaggio	% Cemento	Resistenza a compressione
n°		kPa
5/2-Pzd13 +5/2-Pzd15	<b>0%</b>	~ 632
	<b>3.0%</b>	~ 718

Tabella 10.9: Trattamento con cemento-Prove Proctor e IPI

		Proctor		IPI									
				1		2		3		4		5	
Sondaggio	% Cemento	Contenuto d'acqua	Densità secca	Contenuto d'acqua	Indice CBR								
n°		(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
5/2-Pzd13 +5/2-Pzd15	<b>0%</b>	11.10	18.9	7.08	108	9.45	64	11.11	30	12.62	9	15.24	3
	<b>3.0%</b>	11.90	19.4	7.58	111	10.15	141	11.66	86	13.15	24	15.82	9

Tabella 10.10: Trattamento con cemento-Prove CBR (5/2-PZD13 + 5/2-PZD15)

	Iniziale								7 giorni								28 giorni							
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)	
% Cemento	Contenuto d'acqua	Indice CBR																						
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
<b>0.0</b>	11.1	50	16.3	9	12.9	9	16.0	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>3.0</b>	11.6	56	14.4	135	13.7	19	15.5	65	11.9	227	13.3	137	14.1	116	14.4	65	12.1	277	13.8	135	14.0	123	15.3	87

(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*);  
(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*);  
(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*);  
(4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*).

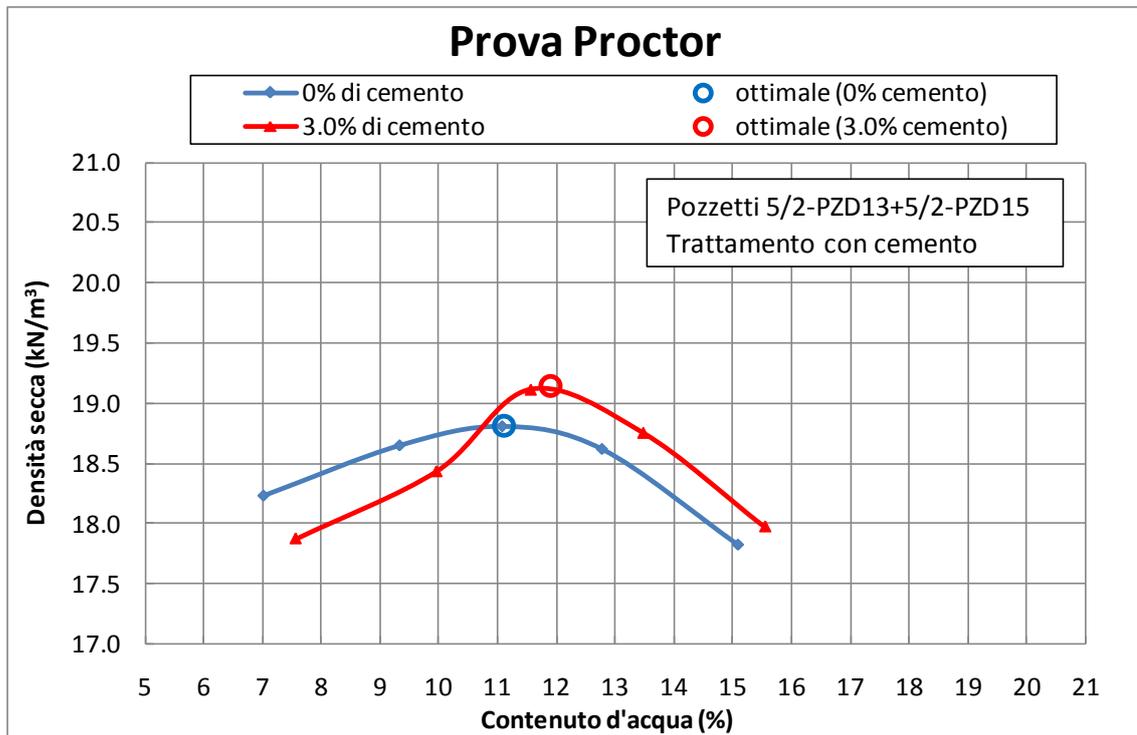


Figura 10.13: Trattamento con cemento – Prove Proctor

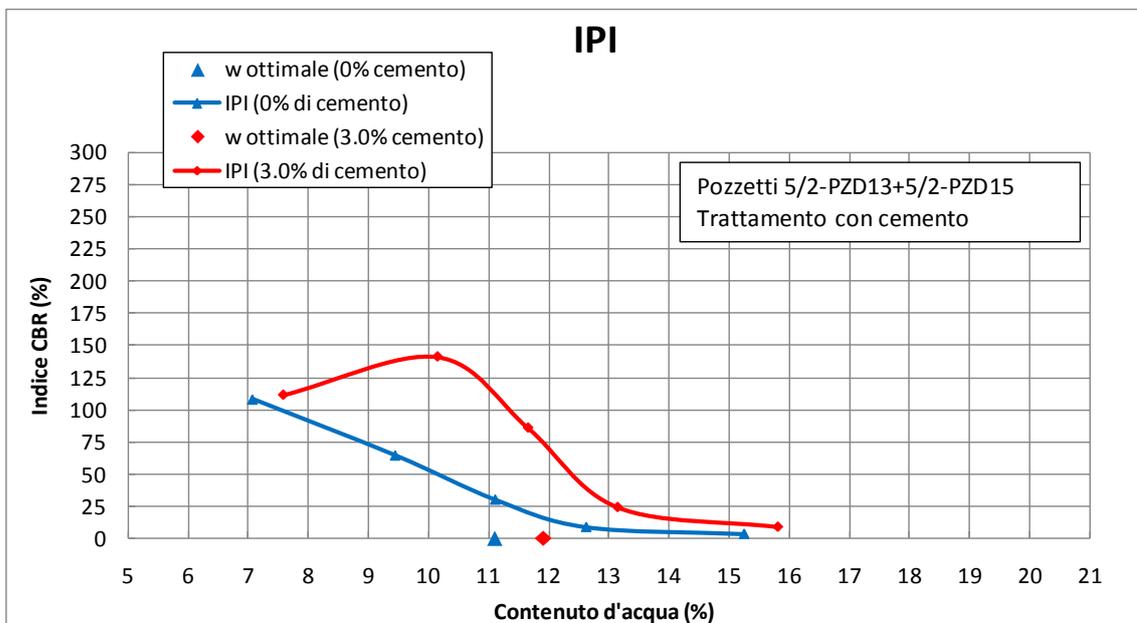


Figura 10.14: Trattamento con cemento – Prove IPI

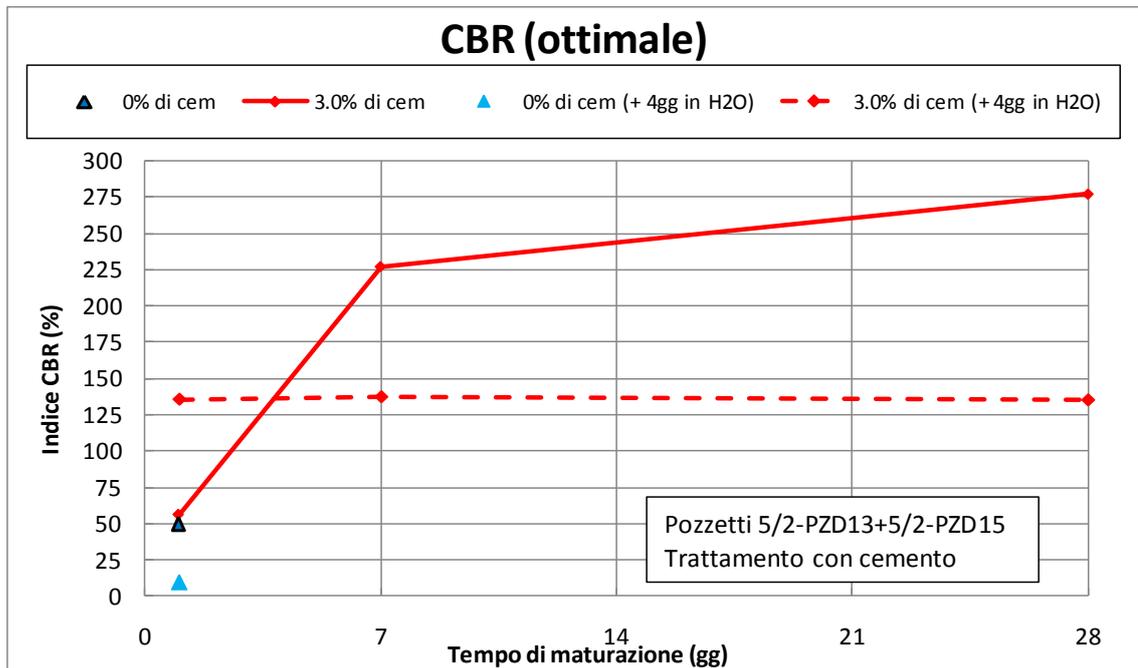


Figura 10.15: Trattamento con cemento – Prove CBR

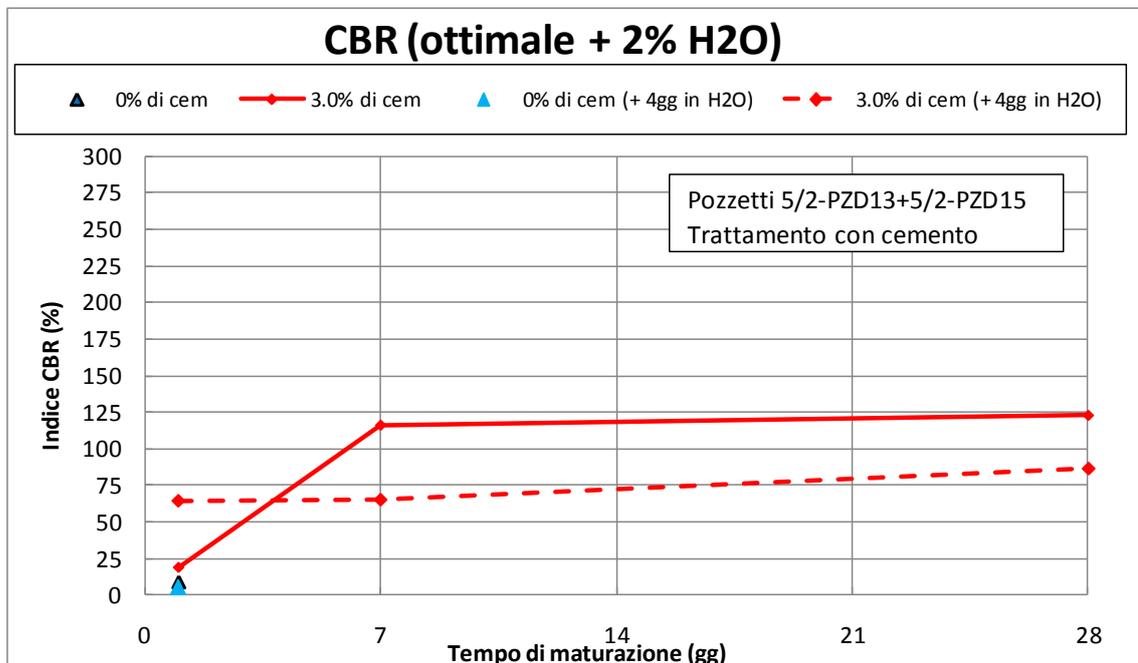


Figura 10.16: Trattamento con cemento – Prove CBR

## 11. CONCLUSIONI

In questa relazione sono stati illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche disponibili nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del tratto autostradale della A12 "Rosignano-Civitavecchia" denominato Lotto 5b. Sono stati anche sintetizzati i risultati delle prove eseguite nei pozzetti esplorativi e di laboratorio necessarie allo studio dei piani di posa dei rilevati, nonché i risultati delle prove di laboratorio su miscele di terreno con calce o cemento.

Lo studio si è basato interamente sui risultati delle campagne di indagine geognostica del Progetto Definitivo (2010-2011 e 2016); non sono infatti disponibili lungo l'attuale tracciato del Lotto in esame campagne di indagini antecedenti a quelle di Progetto Definitivo.

Per quanto concerne la stabilità globale e la stima dei cedimenti dei nuovi rilevati autostradali e la stima dei cedimenti da essi indotti su opere presenti nelle vicinanze, si rimanda integralmente al Doc.Rif.[2].

Per quanto attiene alla stabilità dei tagli autostradali, ad oggi sono previste pendenze delle trincee pari a  $1/2.5=V/H$  (V=Verticale, H=Orizzontale). Tali pendenze appaiono conformi in presenza della formazione Cv, mentre potrebbe essere necessario (in sede di progettazione esecutiva) ridurle in presenza delle argilliti (formazione ACCa); tale riduzione si rende necessaria per garantire la stabilità dei nuovi fronti di scavo nel lungo periodo.

In alcune zone del tracciato sono stati individuati in profondità i calcari cavernosi (Formazione Cv); in fase di Progettazione Esecutiva dovranno essere pertanto individuati i necessari accorgimenti tecnologici nella realizzazione dei pali di fondazione nelle aree in cui questi potrebbero interessare tale formazione.

In relazione a quanto sopra descritto occorrerà programmare l'indagine geognostica integrativa, propedeutica alla progettazione esecutiva, in maniera tale da potere risolvere le problematiche geotecniche sopra esposte. In particolare:

- occorrerà aumentare la densità di indagini geognostiche, soprattutto in corrispondenza delle opere principali e dei tratti in cui i rilevati risultano essere più alti.
- Occorrerà prevedere, oltre all'esecuzione di sondaggi, anche l'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPTU necessarie a caratterizzare meglio, stratigraficamente e geotecnicamente, tutte le unità oloceniche, nonché le unità pleistoceniche Qt1d e Qt1k.
- Le prove penetrometriche CPTU dovranno essere eseguite con sistematicità e con una densità adeguata soprattutto nei tratti di attraversamento del Torrente Osa, del Fiume Albegna e della linea ferroviaria esistente; tali prove, per le quali dovranno essere previsti anche prefori o tratti di avanzamento con carotaggio, dovranno interessare tutto lo spessore dei depositi olocenici e i depositi pleistocenici Qt1d e Qt1k (soprattutto quest'ultimo) fino ad andare a rifiuto. In relazione alle profondità che tali prove penetrometriche dovranno raggiungere si dovranno prevedere attrezzature di spinta di opportuno tonnellaggio. Nei tratti di rilevati alti in assenza di opere d'arte le prove CPTU potranno sostituire parte dei sondaggi purché tali prove siano eseguite su profondità significative e con una densità opportuna.
- I sondaggi eseguiti in corrispondenza delle opere principali dovranno avere una lunghezza sufficiente ad individuare la profondità del substrato.
- Occorrerà prevedere prove di classificazione fisica dei terreni e prove meccaniche, su campioni indisturbati prelevati nell'ambito degli strati a grana fine, con particolare attenzione rivolta all'esecuzione di prove di compressibilità edometrica, anche in profondità. In particolare, in corrispondenza delle opere principali, occorrerà prevedere un paio di sondaggi per opera da cui prelevare, con sistematicità e su tutta la profondità investigata, campioni indisturbati su cui eseguire, oltre alle normali prove di classificazione, anche prove edometriche e prove edometriche di creep.
- Al fine di addivenire ad una caratterizzazione sismica più precisa, occorrerà prevedere ulteriori prove Cross-Hole lungo il tracciato in modo tale da

completare le informazioni relativamente a tutte le stratigrafie tipiche rinvenute, comprese quelle in cui si hanno ammassi litoidi a poca profondità dal p.c.

- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica Qt1e, presente solo a fine Lotto, alla luce dei risultati delle prove di carico su piastra disponibili, occorrerà valutare la potenziale collassabilità di questi tipi di depositi di natura eolica, soprattutto nei primi metri di profondità (vedi la Relazione Geotecnica del Lotto 5a).
- Occorrerà approfondire gli studi sulle Formazioni ACCa e Cv; in particolare dovranno essere effettuati rilievi geomeccanici sulle attuali scarpate al fine di verificare l'eventuale necessità di dovere ricorrere ad opere di protezione (chiodature, reti etc.) e progettare correttamente la pendenza dei nuovi tagli autostradali, prevedendo anche qui, ove necessario, interventi di stabilizzazione dei fronti di scavo.
- In corrispondenza della galleria artificiale di Fonteblanda occorrerà eseguire dei sondaggi lungo i due versanti, ad Est e ad Ovest del tracciato, con lo scopo di ricostruire delle sezioni geologico-geotecniche in direzione trasversale alla galleria e relative trincee di approccio. Occorrerà prelevare dei campioni di terreno indisturbati e disturbati, soprattutto all'interno dei depositi più superficiali (a3 – detriti di versante di età olocenica) su cui eseguire prove meccaniche di resistenza (taglio diretto di picco e residuo, TX-CIU e TX-CID).
- Occorrerà effettuare una serie di rilievi geomorfologici e geomeccanici di dettaglio, con relativa redazione di elaborati grafici di dettaglio, in corrispondenza del tratto di tracciato che comprende la galleria artificiale di Fonteblanda, nonché degli studi volti a verificare l'eventuale formazione di falde sospese che possano interagire con gli scavi e con le opere di sostegno delle trincee e della galleria artificiale, provvisorie e definitive.