

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
 LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
 LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
 Lotto Funzionale Brescia-Verona
 PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE GEOTECNICA
 GENERALE**

IL PROGETTISTA
saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo
 degli Ingegneri della Provincia di Milano
 al n. A23408 - Sez. A Settori:
 a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione
 Tel. 02.52020357 - Fax 02.52020309
 C.F. e P.IVA 00825790157

IL PROGETTISTA INTEGRATORE
saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo
 degli Ingegneri della Provincia di Milano
 al n. A23408 - Sez. A Settori:
 a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione
 Tel. 02.52020357 - Fax 02.52020309
 C.F. e P.IVA 00825790157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 0 5 0 0 D E 2 R H G E 0 0 0 5 0 0 1 1

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	GALLO	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	Consorzio Cepav due Project Director (ing. F. Lombardi)
1	01.07.14	Revisione per CdS	M.T.	01.07.14	GALLO	01.07.14	LAZZARI	01.07.14	
									Data: _____

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 01/07/14

Doc. IN0500DE2RHGE00050011.doc



Progetto cofinanziato
 dalla Unione Europea

CUP.: F81H9100000008

INDICE

1.	GENERALITÀ	7
1.1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	7
1.2	CAMPAGNE DI INDAGINE GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO	7
1.3	RICOSTRUZIONE DEI PROFILI DI CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	8
1.4	LIVELLI DELLA FALDA DI PROGETTO	10
1.5	STRUTTURAZIONE DEL DOCUMENTO.....	11
2.	OPERE ALL'APERTO	12
2.1	LINEA A.C. - TRATTA 2: DA Pk.Km.68+135 A SPALLA VR V.TTO GARDESANA	12
2.1.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	12
2.1.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	13
2.1.3	<i>Livelli di falda.....</i>	15
2.1.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	16
2.2	INTERCONNESSIONE BRESCIA OVEST.....	19
2.2.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	19
2.2.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	20
2.2.3	<i>Livelli di falda.....</i>	21
2.2.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	22
2.3	LINEA A.C. - TRATTA 3: DA SPALLA V.TTO GARDESANA A Pk.Km.90+474.....	25
2.3.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	25
2.3.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	26
2.3.3	<i>Livelli di falda.....</i>	29
2.3.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	29
2.4	LINEA A.C. - TRATTA 4: DA Pk.Km.90+474 A Pk.Km.104+400	32
2.4.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	32
2.4.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	33
2.4.3	<i>Livelli di falda.....</i>	35
2.4.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	36
2.5	INTERCONNESSIONE BRESCIA EST	41
2.5.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	41
2.5.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	41
2.5.3	<i>Livelli di falda.....</i>	42
2.5.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	43
2.6	LINEA A.C. - TRATTA 5: DA Pk.Km.104+400 A Pk.Km.112+250 (GALLERIA DI LONATO).....	47
2.7	LINEA A.C. - TRATTA 6: DA Pk.Km.112+250 A Pk.Km.121+655	48
2.7.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	48
2.7.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	48
2.7.3	<i>Livelli di falda.....</i>	64
2.7.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	64
2.7.5	<i>Riferimenti bibliografici.....</i>	76
2.8	LINEA A.C. - TRATTA 7: DA Pk.Km.121+655 A Pk.Km.124+100	79
2.8.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	79
2.8.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	79
2.8.3	<i>Livelli di falda.....</i>	81
2.8.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	82
2.8.5	<i>Riferimenti bibliografici.....</i>	87
2.9	LINEA A.C. - TRATTA 8: DA Pk.Km.124+100 A Pk.Km.130+100	88
2.9.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta.....</i>	88
2.9.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	88
2.9.3	<i>Livelli di falda.....</i>	91
2.9.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	91
2.9.5	<i>Riferimenti bibliografici.....</i>	98
2.10	LINEA A.C. - TRATTA 9: DA Pk.Km.130+100 A Pk.Km.133+850 (GALLERIA SAN GIORGIO).....	100

2.11	LINEA A.C. ED I.C. VR MERCI - TRATTA 10: DA Pk.Km.133+850 A Pk.Km.140+779	101
2.11.1	<i>Principali opere ricadenti nella tratta</i>	101
2.11.2	<i>Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</i>	102
2.11.3	<i>Livelli di falda</i>	103
2.11.4	<i>Descrizione delle principali problematiche geotecniche</i>	103
INTRODUZIONE.....		433
B. VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....		434
B.1	GENERALITÀ.....	434
B.2	TERRENI A GRANA GROSSA	434
B.2.1	<i>Terreni sabbiosi e sabbioso-limosi.....</i>	434
B.2.2	<i>Terreni sabbioso-ghiaiosi e sabbioso-ghiaioso-limosi</i>	436
B.2.3	<i>Ulteriori coefficienti correttivi.....</i>	437
B.3	TERRENI A GRANA FINE, SATURI	438
B.3.1	<i>Eurocodice 8, prEN 1998-5.....</i>	438
B.3.2	<i>Criterio cinese modificato.....</i>	439
B.3.3	<i>Criterio di Andrews & Martin (2000).....</i>	439
B.3.4	<i>Criterio di Seed et al. (2003).....</i>	439
C. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI		441
C.1	TERRENI A GRANA GROSSA SATURI	441
C.2	TERRENI A GRANA GROSSA NON SATURI	442
D PARAMETRI SISMICI.....		444
E. VALUTAZIONE DI $(N_1)_{60}$ IN SABBIE E SABBIE LIMOSE		446
F. CASI RAPPRESENTATIVI LUNGO LA LINEA		447
F.1	INTRODUZIONE.....	447
F.2	COMUNE DI CALCIO (BG).....	447
F.2.1	<i>Situazione stratigrafica e dati disponibili.....</i>	448
F.2.2	<i>Valutazione della suscettibilità alla liquefazione</i>	449
	<i>Valutazione dei cedimenti indotti dal terremoto di progetto</i>	449
F.3	COMUNE DI URAGO D'OGGIO (BS)	450
F.3.1	<i>Situazione stratigrafica e dati disponibili.....</i>	450
F.3.2	<i>Valutazione della suscettibilità alla liquefazione</i>	451
F.3.3	<i>Valutazione dei cedimenti indotti dal terremoto di progetto</i>	451
F.4	COMUNE DI CASTREZZATO (BS)	451
F.4.1	<i>Situazione stratigrafica e dati disponibili.....</i>	452
F.4.2	<i>Valutazione dei cedimenti indotti dal terremoto di progetto.....</i>	452
F.5	COMUNI DI MONTIRONE E GHEDI (BS).....	452
F.5.1	<i>Situazione stratigrafica e dati disponibili.....</i>	452
	<i>Valutazione della suscettibilità alla liquefazione.....</i>	453
F.4.3	<i>Valutazione dei cedimenti indotti dal terremoto di progetto</i>	454
G RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....		455

Indice delle Tabelle:

Tabella 1.6.1: Documenti riguardanti i criteri di dimensionamento delle opere e l'interpretazione delle indagini

Tabella 1.6.2: Documenti riguardanti le analisi geotecniche tipologiche

Tabella 1.6.3: Documenti riguardanti i trattamenti con pali ad elica

Tabella 1.6.4: Documenti riguardanti lo opere provvisionali

Tabella 1.6.5: Documenti riguardanti l'assetto geologico generale

Tabella 1.6.6: Documenti riguardanti l'assetto geomorfologico generale

Tabella 1.6.7: Documenti riguardanti l'assetto idrogeologico generale

Tabella 2.2.1: Tratta 2 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.2.2: Tratta 2 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.2.3: Tratta 2 - Elenco delle principali opere in terra

Tabella 2.2.4: Tratta 2 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.4.1: I.C. Brescia Ovest – Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.4.2: I.C. Brescia Ovest – Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.4.3: I.C. Brescia Ovest – Elenco delle principali opere in terra

Tabella 2.3.1: Tratta 3 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.3.2: Tratta 3 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.3.3: Tratta 3 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.4.1: Tratta 4 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.4.2: Tratta 4 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.4.3: Tratta 4 - Elenco delle principali opere in terra

Tabella 2.4.4: Tratta 4 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.5.1: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.5.2: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.5.3: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere in terra (b.p.)

Tabella 2.5.4: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere in terra (b.d.)

Tabella 2.5.5: I.C. Brescia Est - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.7.1: Tratta 6 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.7.2: Tratta 6 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.7.3: Tratta 6 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.8.1: Tratta 7 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.8.2: Tratta 7 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Tabella 2.8.3: Tratta 7 - Coefficienti di permeabilità stimati sulla base delle caratteristiche granulometriche e delle prove edometriche

Tabella 2.8.4: Tratta 7 - Coefficienti di permeabilità stimate sulla base delle prove Lefranc in foro di sondaggio

Tabella 2.9.1: Tratta 8 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.9.2: Tratta 8 - Elenco delle principali opere di attraversamento

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
5 di 475

Tabella 2.9.3: Tratta 8 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

– **Tabella 2.12.1: Elenco della documentazione geotecnica prodotta nell'ambito della progettazione della Galleria di San Giorgio in Salici**

Tabella 2.11.1: Tratta 10 - Elenco delle principali opere di linea

Tabella 2.11.2: Tratta 10 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Tabella 2.11.3: Tratta 10 - Elenco delle principali opere in terra

Tabella 2.11.4: Tratta 10 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Indice degli Allegati:

Allegato 1	Figure relative al Capitolo 2.1 (Figg.2.1.1÷2.1.49)
Allegato 2	Figure relative al Capitolo 2.2 (Figg.2.2.1÷2.2.16)
Allegato 3	Figure relative al Capitolo 2.3 (Figg.2.3.1÷2.3.38)
Allegato 4	Figure relative al Capitolo 2.4 (Figg.2.4.1÷2.1.9)
Allegato 5	Figure relative al Capitolo 2.5 (Figg.2.5.1÷2.5.26)
Allegato 6	Figure relative al Capitolo 2.6 (Figg.2.6.1÷2.6.34)
Allegato 7	Figure relative al Capitolo 2.7 (Figg.2.7.1÷2.7.18)
Allegato 8	Figure relative al Capitolo 2.9 (Figg.2.9.1÷2.9.61)
Allegato 9	Figure relative al Capitolo 2.10 (Figg.2.10.1÷2.10.17)
Allegato 10	Figure relative al Capitolo 2.11 (Figg.2.11.1÷2.11.12)
Allegato 11	Figure relative al Capitolo 2.13 (Figg.2.13.1÷2.13.16)
Allegato 12	Criteria per le verifiche di liquefazione e dei cedimenti indotti da eventi sismici – risultati di alcuni casi rappresentativi lungo la linea

1. GENERALITÀ

1.1 PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione si inserisce nell'ambito della documentazione tecnica predisposta per la progettazione della linea AV/AC Torino – Venezia, tratta Brescia – Verona.

Scopo del rapporto è quello di fornire un quadro di sintesi generale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni attraversati dal tracciato, nonché quello di dare indicazioni circa le tipologie delle falde presenti nell'area. Per sua natura il documento è strutturato in modo tale da offrire una visione sinottica degli aspetti appena ricordati, mentre per maggiori approfondimenti relativamente a problematiche più localizzate e puntuali si rimanda alle relazioni geotecniche di dettaglio redatte a corredo della progettazione delle opere presenti lungo la linea.

1.2 CAMPAGNE DI INDAGINE GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO

– Per la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni presenti lungo lo sviluppo della linea A.C. sono state eseguite tre campagne geognostiche, ossia:

- Campagna d'indagine del 1992-1994 eseguita dal Consorzio CEPVAV Due;
- Campagna d'indagine del 2001-2002 eseguita da ITALFERR S.p.A.;
- Campagna d'indagine del 2004 eseguita dal Consorzio CEPVAV Due.

– Nel seguito vengono brevemente richiamati solo alcuni aspetti di carattere generali, mentre ogni dettaglio può essere ritrovato nell'ambito della Relazione di descrizione delle indagini geognostiche, identificata dal codice Doc.Ref. IN0500DE2SGGE00010010.

– Tali campagne di indagine comprendono:

- Sondaggi a carotaggio continuo nel corso dei quali sono stati:
 - prelevati un numero cospicuo di campioni indisturbati e rimaneggiati per le analisi di laboratorio;
 - eseguite varie prove in sito (prevalentemente penetrometriche dinamiche SPT ma anche prove di permeabilità tipo Lefranc.

– In alcuni fori di perforazione sono stati installati piezometri a tubo aperto o celle Casagrande per la definizione delle caratteristiche delle falde presenti e per la definizione delle oscillazioni dei livelli piezometrici nel tempo.

-Sugli spezzoni di materiale recuperato (direttamente dalle cassette catalogatrici o dal campionatore Raymond) e sui campioni indisturbati sono state effettuate prove per la determinazione degli indici di resistenza, tramite pocket penetrometer e torvane.

- Prove “cross hole” per la misura della velocità delle onde di taglio V_s e dei moduli di taglio G_0 iniziali, a piccole deformazioni.
- Prove penetrometriche statiche a punta elettrica con e senza la misura della pressione interstiziale (CPT e CPTU). Queste prove sono state eseguite per la quasi totalità nei tratti compresi tra le progressive Pk.Km.112+250-Pk.Km.124+100 e Pk.Km.121+655-Pk.Km.124+100 circa, in ragione della natura dei terreni; tali prove hanno interessato solo gli strati più superficiali.
- Prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche, ovvero, principalmente:
 - Analisi granulometriche;
 - Limiti di Atterberg;
 - Pesi di volume naturale e secco, contenuti d’acqua naturale;
 - Pesi specifico delle particelle;
 - Prove edometriche ad incremento di carico tradizionali;
 - Prove di taglio diretto con determinazione dell’angolo di attrito di picco e residuo;
 - Etc.

1.3 **RICOSTRUZIONE DEI PROFILI DI CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA**

- I profili di caratterizzazione stratigrafica sono stati ricostruiti tenendo naturalmente in conto tutti i dati disponibili, ovvero:

1. la descrizione stratigrafica e geologica eseguita sulle carote di terreno recuperate dai sondaggi (log stratigrafici);
2. i risultati delle determinazioni granulometriche sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi;
3. i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai sondaggi;
4. i risultati delle prove geotecniche in sito e, in particolare, delle prove penetrometriche dinamiche.

- Per quanto concerne l’aspetto granulometrico lo schema di riferimento adottato nella definizione del tipo di terreno è il seguente:

- Passante al vaglio 0.075 mm $X_1 \leq 30\%$
 - Passante al vaglio 2 mm $X_2 < (100 - X_1)/2 + X_1 \rightarrow$ Ghiaie con sabbie deb.limose

- Passante al vaglio 2 mm $X_2 \geq (100 - X_1) / 2 + X_1$ → Sabbie con ghiaie deb. limose
 - Passante al vaglio 0.075 mm $30\% \leq X_1 < 60\%$
 - Passante al vaglio 2 mm $X_2 < (100 - X_1) / 2 + X_1$ → Limi con ghiaia / ghiaie con limo sabbiosi deb. argillosi
 - Passante al vaglio 2 mm $X_2 \geq (100 - X_1) / 2 + X_1$ → Limi con sabbia / sabbie con limo ghiaiosi deb. argillosi
 - Passante al vaglio 0.075 mm $X_1 \geq 60\%$
 - Passante al vaglio 0.002 mm $X_3 < X_1 / 2$ → Limi argillosi
 - Passante al vaglio 0.002 mm $X_3 \geq X_1 / 2$ → Argille limose
- Per quanto riguarda la legenda adottata nell'ambito profili stratigrafici, che rappresentano il naturale complemento a questo rapporto, si è fatto riferimento ad una classificazione dei terreni così organizzata: (i) terreno vegetale - riporto; (ii) torba, (iii) argilla, (iv) argilla limosa, argilla con limo, argilla e limo; (v) limo con argilla e limo argilloso; (vi) limo; (vii) limo sabbioso, limo con sabbia, limo e sabbia; (viii) sabbia con limo, sabbia limosa e sabbia fine; (ix) sabbia media e sabbia grossolana; (x) sabbia ghiaiosa, sabbia con ghiaia, sabbia e ghiaia; (xi) ghiaia con sabbia, ghiaia sabbiosa, ghiaia; (xii) ghiaia con matrice limo-argillosa; (xiii) ghiaia con intercalazioni di conglomerati e/o presenza di trovanti; (xiv) conglomerato, conglomerato cariato, breccia calcarea, trovante.
- Anche se tale classificazione può, in prima approssimazione, rappresentare una semplificazione della grande varietà delle combinazioni possibili, si ritiene che, vista la tipologia dei terreni presenti lungo il tracciato, essa sia comunque in grado di offrire un'interpretazione del tutto soddisfacente dei depositi attraversati, sia da un punto di vista stratigrafico-geotecnico (stratigrafia di progetto) che geologico e genetico (stratigrafia s.s.). In questo senso, data la netta predominanza di terreni granulari (alluvionali e fluvioglaciali) si è preferito privilegiare una maggiore suddivisione di questa tipologia di depositi, introducendo, inoltre, alcune classi appositamente concepite con lo scopo di considerare l'esistenza di un'ampia fascia di territorio in cui sono affioranti depositi di natura prettamente glaciale (depositi morenici, classi xii, xiii e xiv).
- Le correlazioni presentate nell'ambito dei profili longitudinali hanno un taglio prevalentemente geotecnico, e in quest'ottica devono essere interpretate: quando possibile ad esse è stato attribuito anche un significato di tipo geologico, basandosi su considerazioni di tipo prevalentemente geometrico poiché, vista la monotonia dei processi deposizionali agenti, è risultato assai spesso molto problematica l'adozione di criteri interpretativi di tipo differente. Rimanendo in questo contesto è altresì necessario sottolineare come le classi precedentemente enunciate siano state ulteriormente accorpate in "macro-classi" (torba [T, classe (i)], argilla [A, classi (iii, iv)], limo [L, classi (v, vi, vii)], sabbia [S, classi (viii, ix, x)], ghiaia [G, classi (xi, xii, xiii)], conglomerato [C, classe (xiv)] al fine di rendere più immediata e leggibile la correlazione proposta.

1.4 LIVELLI DELLA FALDA DI PROGETTO

L'andamento e la profondità del/i livello/i piezometrico/i è stato ricostruito basandosi, naturalmente, sui riscontri ottenuti dalle varie campagne di misura condotte in corrispondenza della strumentazione piezometrica dislocata lungo il tracciato. A titolo esemplificativo è utile evidenziare come, a valle della campagna geognostica eseguita nel 2004, è risultato disponibile almeno un piezometro (a tubo aperto e/o Casagrande) ogni chilometro di linea e che, in corrispondenza delle opere di maggior impegno progettuale quali ad esempio le gallerie, tale distanza è risultata ancora più ridotta e, in alcuni casi, limitata a poche centinaia di metri. Oltre a ciò, la disponibilità di diverse rilevazioni reiterate nel tempo in modo più o meno continuo, ha consentito la definizione delle oscillazioni stagionali del livello piezometrico e, pertanto, una conoscenza relativamente approfondita del contesto idrogeologico delle aree attraversate dal progetto. Per la precisione le letture si riferiscono ai seguenti intervalli temporali: a) Giugno 1992-Ottobre del 1992; b) Novembre 2001-Novembre 2002; c) Gennaio 2004-luglio 2005.

A livello di criterio generale si è scelto di adottare, ponendosi secondo un'ottica di tipo cautelativa, come falda di progetto il valore della minima soggiacenza registrato nell'ambito delle misurazioni effettuate. Tale livello è quello sempre rappresentato nell'ambito dei profili geotecnici longitudinali di linea.

A questa schematizzazione fanno eccezione (nelle relazioni geotecniche) i sottovia e, in parte, le gallerie, sia naturali che artificiali: per quanto riguarda le prime si è scelto di ricorrere ad un criterio ancora più prudenziale aggiungendo arbitrariamente 0.5 m al minimo valore misurato con lo scopo di garantire una fattore di sicurezza ancora maggiore a tali opere relativamente alla possibilità che esse subiscano allagamenti nel corso della loro vita progettuale. Con riferimento alle gallerie, esse sono state oggetto di maggiori e più puntuali approfondimenti tecnici che hanno comportato l'espletamento di una serie di attività di dettaglio che hanno consentito una più mirata conoscenza delle problematiche in essere e, dunque, una ricostruzione più particolareggiata delle caratteristiche idrogeologiche dei siti, ivi compreso l'andamento delle falde acquifere. Ciononostante, anche per questa tipologia di opere, ha prevalso il criterio generale della minima soggiacenza quale valore di progetto.

1.5 STRUTTURAZIONE DEL DOCUMENTO

Il tracciato in progetto è stato suddiviso, nell'ambito del presente rapporto, in tratte distinte, di lunghezza grossomodo paragonabile. In particolare le tratte identificate sono:

- TRATTA 2 – da Pk.Km.68+135 a spalla Verona Viadotto Gardesana
- TRATTA 3 – da Spalla Verona Viadotto Gardesana a Pk.Km.90+485
- TRATTA 4 – da Pk.Km.90+485 a Pk.Km.104+400
- TRATTA I.C. Brescia Est
- TRATTA 5 - Pk.Km.104+400 a Pk.Km.112+250
- TRATTA 6 – da Pk.Km.112+250 a Pk.Km.121+655
- TRATTA 7 – da Pk.Km.121+655 a Pk.Km.124+100
- TRATTA 8 – da Pk.Km.124+100 a Pk.Km.130+100
- TRATTA 9 - da Pk.Km.130+100 a Pk.Km.133+850
- TRATTA 10 – da Pk.Km.133+850 a Pk.Km.140+779

- L'identificazione di tali tratte è arbitraria e dettata da esigenze di diversa natura, anche di tipo tecnico (omogeneità del contesto fisico – ambientale) e progettuale (problematiche assimilabili). Il rapporto risulta pertanto condizionato dalla suddetta ripartizione ed è strutturato in modo tale da affrontare separatamente le problematiche attinenti ad ogni singola tratta. Se da una parte tale scelta può determinare una certa ripetitività di alcuni degli aspetti più generali, essa consente per contro una maggiore chiarezza espositiva e una sostanziale modularità del documento nel suo complesso, rendendolo in ultima analisi più fruibile ed immediato. Nell'ambito di ogni tratta vengono dapprima descritte le principali opere presenti (di linea, di attraversamento e in terra) e successivamente le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni presenti e l'andamento dei livelli piezometrici. Dall'unione di questi aspetti, ossia le opere e il contesto "ambientale" in cui esse si inseriscono, deriva un ultimo paragrafo in cui sono illustrate le principali problematiche geotecniche e le soluzioni adottate nel corso della progettazione definitiva.

2. OPERE ALL'APERTO

2.1 LINEA A.C. - TRATTA 2: DA PK.KM.68+135 A SPALLA VR V.TTO GARDESANA

2.1.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

La linea nel tratto in oggetto si sviluppa inizialmente pressoché parallela all'attuale tracciato della BRE.BE.MI.. I due tracciati si mantengono ad una distanza massima (valutata tra asse ed asse) di circa 100 – 150 m, fino al km 67+220 circa, dove inizia poi l'interconnessione Brescia Ovest che procede parallela al tracciato della BRE.BE.MI., mentre la linea A.C. si allontana in direzione sud.

Le principali opere di linea della tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.2.1; tale tabella riporta anche le corrispondenti codifiche delle Relazioni geotecniche delle singole opere, mentre le codifiche dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica sono riportate nelle Tabella 2.2.4.

Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.2.2; le codifiche delle corrispondenti Relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica sono riportate nella stessa tabella.

Oltre alle opere di cui sopra nella tratta in oggetto sono presenti alcuni ponti scatolari per l'attraversamento di rogge, fossi e canali ed anche diversi sottopassi poderali.

Nella tratta in esame le principali opere in terra (Relazione rilevati e trincee da Pk.Km.68+989 a Spalla VI05.MI, IN0500DE2RBRI000X005 e Relazione rilevati e trincee da Spalla VI05.VR a Pk.Km.83+815, IN0500DE2RBRI000X006) sono distinguibili nei principali tratti mostrati nella Tabella 2.2.1. Con riferimento alla Tabella 2.2.3 i rilevati ferroviari sono caratterizzati da:

- Altezze massime (valutate da piano campagna a quota piano ferro) dell'ordine di 8÷9 m.
- Una sezione corrente avente larghezza in sommità dell'ordine di 12÷13 m.

2.1.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Geomorfologicamente il settore in questione si colloca nell'ambito dell'ampia unità geomorfologica nota come Pianura Lombarda, una vasta area pianeggiante corrispondente al cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura Padana (o terrazzo recente), la cui origine è dovuta alla progressiva sovrapposizione di imponenti conoidi fluvioglaciali sviluppatasi a seguito dell'intensa attività deposizionale operata dai corsi d'acqua in corrispondenza dei principali sbocchi vallivi (Relazione geologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001001 e Relazione geomorfologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001003).

Nella descrizione stratigrafica e geotecnica che segue viene per semplicità mantenuta la suddivisione appena introdotta, distinguendo due diverse sotto-tratte, la prima del T. Mella (sotto-tratta C, fino a pk.Km.80+200) ed il sistema Mella – Vaso Fiume (sotto-tratta D, fino alla spalla veronese del viadotto Gardesana) (cfr. Tabella 2.2.4).

Il dettaglio delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna sotto-tratta e a ciascuna opera sono desumibili dai profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C., dai profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. dei cavalcaferrovia nonché dalle relazioni geotecniche specifiche delle opere stesse (Tabella 2.2.1÷Tabella 2.2.4).

2.2.2.1 SOTTO-TRATTA C: BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME MELLA

Corrisponde all'asse del F. Mella e al suo immediato intorno, sia in destra che in sinistra idrografica. Nella descrizione si è preferito distinguere questa sotto-tratta da quella successiva (anch'essa riconducibile al bacino idrografico del F. Mella) perché presenta caratteristiche stratigrafiche abbastanza peculiari.

I sondaggi ubicati nella sotto-tratta in esame, infatti, eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 60 m, mostrano in analogia con quelli delle altre sotto-tratte, la presenza di terreni granulari, sciolti o poco cementati (descrivibili come ghiaia con sabbia e/o sabbia ghiaiosa) fino ad una profondità variabile da 28 a 41 m di profondità da p.c. ma successivamente evidenziano l'esistenza fino alla massima profondità d'indagine di una alternanza di strati di sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia medio-fine e talvolta limi argilloso-sabbiosi. La copertura pedologica è abbastanza

svilupata (solitamente superiore al metro) con suoli a tessitura medio – grossolana, calcarei e alcalini.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc. Ref. IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figure 2.3.19÷2.3.22;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella figura 2.3.23;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella figura 2.3.24;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella figura 2.3.25;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella figura 2.3.26;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella figura 2.3.27;
- Valori di C_u con la profondità come indicato nella figura 2.3.28.

2.2.2.2 SOTTO-TRATTA D: BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME MELLA – VASO FIUME

La fascia appartenente a questa sotto-tratta include l'ampia area pianeggiante che si sviluppa in sinistra idrografica del F. Mella, ivi compreso il solco del Vaso Fiume, un corso d'acqua che si origina prevalentemente da alcuni fontanili dislocati nei pressi dell'abitato di Flero e che con i suoi 99-100 di quota s.l.m. rappresenta il minimo topografico dell'area in oggetto. Dal punto di vista genetico i terreni presenti sono tutti attribuibili al bacino idrografico del F. Mella e, con l'eccezione dei depositi alluvionali del Vaso Fiume, sono tutti di origine fluvioglaciale. Per la maggior parte essi appartengono alla cosiddetta Alloformazione di Navate Aspes riferibile al Pleistocene medio. I sondaggi ubicati in questo settore, eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 60 m, mostrano una certa omogeneità litologica. Si tratta di terreni granulari, sciolti o poco cementati, descrivibili come ghiaia con sabbia e/o sabbia ghiaiosa presenti a partire dalla profondità massima di 2-5 m da p.c. fino alla massima profondità d'indagine; in superficie si ha, soprattutto nel settore più occidentale della sotto-tratta, una alternanza di limo sabbioso, limo argilloso-sabbioso e sabbia limosa.

Nel tratto finale di questo segmento, grossomodo all'altezza della Pk.Km. 86+000, viene invece coinvolta l'Alloformazione di Cascina Rodenga (Pleistocene medio – superiore) che benché appartenga al medesimo bacino d'origine e sia geneticamente assimilabile all'Alloformazione di Navate Aspes, presenta in profondità alcune caratteristiche distintive. I sondaggi hanno infatti evidenziato che al di sotto dei terreni granulari ghiaioso – sabbiosi compare, a partire da 19-37 m di profondità da p.c., un'alternanza di livelli di limo sabbioso, limo argilloso-sabbioso e sabbia limosa fino alla massima profondità d'indagine. La copertura pedologica è in genere moderatamente profonda

(con uno spessore massimo intorno ad 1.0 m) ed è costituita da suoli con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, poco calcarei e subalcalini.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc. Ref. IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figure 2.3.29÷2.3.32;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella figura 2.3.33;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella figura 2.3.34;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella figura 2.3.35;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella figura 2.3.36;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella figura 2.3.37;
- Valori di C_u con la profondità come indicato nella figura 2.3.38..

2.1.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli piezometrici di progetto nella tratta in esame è graficamente rappresentato nei profili longitudinali di caratterizzazione stratigrafica. Come premesso tale andamento è stato ricavato prevalentemente facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea. E' necessario sottolineare che una certa parte della tratta in esame e, precisamente, la fascia compresa indicativamente tra la pk.km. 75+000 e la pk.km. 84+000 (sotto-tratte B, C e D) è interessata dalla presenza di numerosi fontanili, ovvero di punti di emergenza naturale delle superficie piezometrica (cfr. Relazione Studio Pozzi e Fontanili, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0002003). In questa zona, pertanto, è lecito attendersi un livello piezometrico quasi affiorante o, comunque, molto prossimo al piano campagna. Nella descrizione stratigrafica relativa alla sotto-tratta D è stata messa in luce la presenza di un orizzonte coesivo (limoso-argilloso) dello spessore di 2-5 m di copertura dei depositi granulari. Tale orizzonte funge, di fatto, da "tappo" conferendo alla falda caratteristiche che localmente la fanno classificare come falda (debolmente) in pressione. I fontanili o più genericamente le emergenze del livello piezometrico, in questa specifica area, hanno un'origine perlopiù antropica (infissione di tubi verticali, scavo di canalizzazioni a scopo irriguo con asportazione del livello coesivo) o si impostano in corrispondenza di depressioni topografiche e avvallamenti.

2.1.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Come descritto nei paragrafi precedenti la tratta in oggetto è caratterizzata da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi per i quali non esistono particolari problemi legati alla capacità portante o al possibile sviluppo di cedimenti significativi quando essi vengono caricati; comunque i cedimenti indotti dai carichi applicati, in ragione delle caratteristiche dei terreni in oggetto, avverranno in maniera relativamente veloce e in tempi compatibili con la messa in esercizio della linea A.C.. Le uniche possibili problematiche geotecniche di rilievo nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- alla presenza di una falda relativamente superficiale (talvolta debolmente in pressione come nell'area dei fontanili, cfr. paragrafo precedente, Relazione Studio Pozzi e Fontanili, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0002003) e talora prossima al piano campagna tale da rendere necessario eseguire gli scavi dei plinti di fondazione delle opere d'arte prevedendo paratie di sostegno ed impermeabilizzazione degli stessi o in alternativa, ma solo per modesti battenti d'acqua, prevedendo sistemi di abbattimento dei livelli di falda tipo well-point; nel caso di livelli di falda prossimi al fondo scavo verranno invece previste pompe per l'aggettamento dell'eventuale acqua di falda che dovesse infiltrarsi nello scavo.
- Alla presenza di livelli di falda più profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario tenere sotto controllo, durante la realizzazione dei pali trivellati, le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro. Eventualmente, in fase costruttiva si dovrà verificare l'opportunità di adottare rivestimenti provvisori.
- Alla interferenza dal km 80+200 fino al km 83+100 circa tra il rilevato ferroviario e la parte marginale di un laghetto (ex cava di argilla). Nella relazione geotecnica del rilevato di competenza (Doc. Ref. 'Relazione rilevati e trincee da Spalla VI05.VR a Pk.Kk.83+815', IN0500DE2RBRI000X006), è descritto l'intervento previsto.

Tabella 2.2.1: Tratta 2 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Viadotto Cava Travagliato	IN0500DE2RBVI290X001	C
2. Viadotto Mella	IN0500DE2RBVI050X001	C
3. Viadotto Vaso	IN0500DE2RBVI060X001	D
4. Viadotto Gardesana	IN0500DE2RBVI070X001	D

⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Tabella 2.2.3.
⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nel Paragrafo 2.3.2 e riassunte nella Tabella 2.2.4.

Tabella 2.2.2: Tratta 2 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
5. Sottopasso Travagliato	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
6. Sottopasso SC Via Travagliata	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
7. Sottopasso SP 18	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
8. Sottopasso SP 21	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
9. SP1 Nuovo svincolo SP 19	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
10. SP2 Nuovo svincolo SP 19	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
11. Sottopasso Lograto SS 235	IN0500DE2RBSL000X00 1	B
12. Cavalcaferrovia CF – Via Don Salvoni	IN0500DE2RBIV100X00 1 IN0500DE2F6IV1005001	B
13. Sottopasso Flero – SC Via Coler	IN0500DE2RBSL000X00 1	D
14. Cavalcaferrovia CF SP 22	IN0500DE2RBIV110X00 1 IN0500DE2F6IV1105001	D
15. Sottopasso SP Tipo F2	IN0500DE2RBSL000X00 1	D

⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti
⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nel Paragrafo 2.3.2 e riassunte nella Tabella 2.2.4.

Continuazione da pagina precedente della **Tabella 2.2.2**

Tabella 2.2.3: Tratta 2 - Elenco delle principali opere in terra

Opera (WBS)	Da Pk.Km.	A Pk.Km.
Rilevato 23 (RI23)	68+315.55 ⁽²⁾	69+822
Rilevato 24 (RI24)	70+069	72+525.00
Rilevato 25 (RI25)	72+525.00	74.195.00
Rilevato 26 (RI26)	74+195.00	76+158.00
Rilevato 27 (RI27)	76+158.00	77+048.00
Rilevato 28 (RI28)	77+048.00	77+823.78 ⁽³⁾
Rilevato 29 (RI29)	79+558.68 ⁽⁴⁾	81+465 ⁽⁵⁾
Rilevato 30 (RI30)	81+488 ⁽⁶⁾	83+814 ⁽⁷⁾

⁽¹⁾ inizio GA Interconnessione Brescia Ovest.

⁽²⁾ fine GA Interconnessione Brescia Ovest.

⁽³⁾ inizio Viadotto Mella

⁽⁴⁾ fine Viadotto Mella.

⁽⁵⁾ inizio Viadotto Vaso

⁽⁶⁾ fine Viadotto Vaso

⁽⁷⁾ inizio Viadotto Gardesana.

Tabella 2.2.4: Tratta 2 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
C: Bacino idrografico del Fiume Mella Da Pk.Km.78+000 a Pk.Km.80+200	IN0500DE2F6GE0005030 IN0500DE2F6GE0005031	3
D: Bacino idrografico del Fiume Mella – Vaso fiume Da Pk.Km.80+200 a Pk.Km.87+360	IN0500DE2F6GE0005031 IN0500DE2F6GE0005032 IN0500DE2F6GE0005033 IN0500DE2F6GE0005034 IN0500DE2F6GE0005035	4, 5, 32 → 36

⁽¹⁾ = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella Tabella 2.2.2.

⁽²⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella Tabella 2.2.1 e Tabella 2.2.4.

2.2 **INTERCONNESSIONE BRESCIA OVEST**

2.2.1 **PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA**

La linea in progetto ha inizio appena dopo il km 67+000.00 della linea A.C. MI-VR e si sviluppa inizialmente pressoché parallela all'attuale tracciato della BRE.BE.MI., in particolare a sud rispetto a questa, fino al km 5+220 circa. I due tracciati si mantengono ad una distanza massima (valutata tra asse ed asse) di circa 100 m, fino al km 5+220 circa, dove la linea BRE.BE.MI. sottopassa la linea in progetto per allontanarsi in direzione sud. A partire dal km 7+000.00 circa fino a limite batteria, la linea in progetto corre in stretta adiacenza alla linea ferroviaria storica MI-VE (il rilevato si va ad immorsare a quello esistente della linea storica).

- Le principali opere dell'interconnessione Brescia Ovest sono riportate nella tabella 2.4.1; tale tabella riporta anche le corrispondenti codifiche delle Relazioni geotecniche delle singole opere e dei corrispondenti profili di caratterizzazione.
- Le principali opere di attraversamento sono riportate nella tabella 2.4.2; le codifiche delle corrispondenti Relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica sono riportate nella stessa tabella.

Nella tratta in oggetto è inoltre presente un ponte a solettone per l'attraversamento del torrente Gandovere e diversi sottopassi poderali (vedasi tabella 2.4.2).

Lungo l'interconnessione Brescia Ovest i rilevati ferroviari (vedasi anche la Relazione geotecnica - Rilevati ferroviari Interconnessione Brescia Ovest da km 0+000.00 a km 11+770.00 Doc.Ref. IN0500DE2RBRI000X0010) sono caratterizzati da:

- Altezze massime (valutate da piano campagna a quota piano ferro) di poco inferiori ai 10 m; tali altezze si hanno in coincidenza delle spalle dei viadotti RI67 e RI68 nonché in corrispondenza del rilevato RI70, dove si misurano le massime altezze (9.8 m) .
- Una sezione corrente avente larghezza in sommità dell'ordine di 12÷13 m ad eccezione del tratto tra il pk.Km.7+200 ed il pk.Km. 11+100 circa (RI71÷RI74), dove il rilevato si va ad immorsare a quello esistente della linea storica Milano-Venezia, tramite un ampliamento dell'attuale sede ferroviaria; in tale tratto i rilevati hanno una altezza (valutata tra piano campagna e quota piano ferro) variabile tra 2 m e 4 m circa.

2.2.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Da un punto di vista geomorfologico (vedasi la Relazione geologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001001) la tratta in oggetto si sviluppa nella Pianura Lombarda. Le quote del piano campagna lungo lo sviluppo del tracciato, variano mediamente da circa +124.0 m a circa 143.0 m s.l.m.m..

Il dettaglio dei profili di caratterizzazione stratigrafica e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna opera è desumibile dai profili di caratterizzazione stratigrafica dell'interconnessione, nonché dalle relazioni geotecniche specifiche delle opere stesse (vedasi tabelle 2.4.1÷2.4.2).

I sondaggi, eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 50 m, mostrano una certa omogeneità litologica. Si tratta di terreni granulari, sciolti o poco cementati, descrivibili come ghiaia con sabbia e/o sabbia ghiaiosa; talvolta sono presenti intercalazioni limoso-sabbiose da argillose a debolmente argillose. Lo spessore di terreno vegetale, come mostrano i pozzetti esplorativi, è in genere intorno a 0.50 m.

Le intercalazioni limo sabbiose più rilevanti per l'estensione sono state individuate:

- in corrispondenza dei viadotti 1P e 2P a partire dai 27-28 m fino a 34 m circa di profondità da p.c.;
- lungo il viadotto San Martino a partire dai 35-39 m di profondità da p.c. con spessori variabili da 2 a 6.0 m circa;
- in corrispondenza del viadotto Seriosa Castrina a partire dai 32-34 m di profondità da p.c. con spessori variabili da 4 a 11 m circa;
- a partire dal km 6+000.00 circa fino a 7+200.00 circa per profondità superiori ai 31-34 m da p.c. fino alla massima profondità investigata in tale tratto (42.4 m);
- dal km 7+400.00 al km 7+600.00 circa da p.c. fino a profondità massima di 3.0 m; poi si ha sabbia fino a 6.7 m;
- dal km 10+000 circa fino a limite batteria si denota la presenza di uno strato superficiale limoso-sabbioso che si estende da p.c. fino a profondità variabile da 3.5 a 7.0 m, ed un livello a maggiore componente limoso-argilloso collocato tra 17-18 m e 19.5-21.0 m da p.c..

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc. Rif. IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figure 2.4.1÷2.4.4;

- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella figura 2.4.5;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella figura 2.4.6;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella figura 2.4.7;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella figura 2.4.8;
- Valori di σ'_p con la profondità come indicato nella figura 2.4.9.

2.2.3 LIVELLI DI FALDA

I livelli di falda lungo la tratta in esame sono stati dedotti sia su basi sperimentali sia sulla base di specifici studi a carattere idrogeologico.

I dati sperimentali sono relativi a letture effettuate in corrispondenza di piezometri a tubo aperto installati in diversi fori di sondaggio lungo la linea di futura costruzione.

Le letture si riferiscono a diversi periodi nell'anno 1992, negli anni 2001 e 2002 e nell'anno 2004.

I dati ottenuti in termini di soggiacenza minima sono riportati nei profili geotecnici longitudinali e trasversali e nelle relazioni geotecniche delle varie opere (vedi i documenti di riferimento elencati nella tabella 2.4.3).

Dai dati disponibili il livello massimo della falda è stato rilevato, lungo lo sviluppo del tracciato in progetto, a quota:

- +115.6 m s.l.m.m. circa lungo i rilevati RI67 e RI75 (dal km 0+470.00 al km 0+762.00 del binario pari e dal km 0+650.00 al km 1+900.00 del binario dispari) ed i viadotti 1P e 2P;
- + 113.9÷117.9 m s.l.m.m. lungo i rilevati RI68 e RI69 (dal km 1+649.60 al km 3+516.87);
- +117.9 m s.l.m.m. lungo il viadotto S. Martino (dal km 3+516.87 al km 4+284.47);
- +115.5 m s.l.m.m. lungo il rilevato RI70 (dal km 4+284.47 al km 5+365.00);
- +115.6 m s.l.m.m. lungo il viadotto Seriosa Castrina (dal km 5+365.00 al km 5+812.60);
- +115.7 m s.l.m.m. lungo il rilevato RI71 (dal km 5+812.60 al km 7+600.00);
- +116.6 m s.l.m.m. lungo il rilevato RI72 (dal km 7+600.00 al km 9+484.30); +116.6 in corrispondenza della GA19;
- + 116.6÷114.8 m s.l.m.m. lungo il rilevato RI73 (dal km 9+552.30 al km 10+670.45), +114.8 in corrispondenza della GA20;
- + 114.8÷112.9 m s.l.m.m. lungo il rilevato RI74 (dal km 10+701.45 al km 11+770.00).

Pertanto lungo l'interconnessione di Brescia Ovest il livello massimo della falda si mantiene sempre a profondità superiori ai 12 m circa da p.c..

2.2.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Nessuna in particolare.

Si osservano solo i seguenti aspetti geotecnici rilevanti, che vengono affrontati in dettaglio nelle relative relazioni geotecniche.

Dal km 7+200 circa al km 11+100 circa, il rilevato della linea in progetto si va ad immorsare a quello esistente della linea storica Milano-Venezia, tramite un ampliamento dell'attuale sede ferroviaria. Si osserva che l'altezza massima dei rilevati è di circa 4.0 m e già a partire dal km 10+600 circa si riduce a valori inferiori ai 2.5 m.

Come descritto nei paragrafi precedenti la tratta in oggetto è caratterizzata da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi per i quali non esistono particolari problemi di capacità portante o di cedimenti significativi; questi ultimi comunque, in ragione delle caratteristiche di tali terreni, avverranno in maniera relativamente veloce e in tempi compatibili con la messa in esercizio della linea A.C.. Le uniche problematiche geotecniche di rilievo nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- alla presenza di livelli di falda relativamente profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario verificare in fase costruttiva la necessità di realizzazione dei pali trivellati mediante rivestimenti provvisori per ridurre al minimo le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro.
- All'affiancamento dell'interconnessione alla linea storica esistente a partire dalla Pk.Km.7+000 circa fino alla Pk.Km.11+100; in tale tratto però l'altezza massima del rilevato è di poco superiore a 4 m, e le altezze inferiori ai 2.5 m già a partire dal km 10+600 circa, sono tali da indurre cedimenti e distorsioni sui binari della linea storica relativamente contenuti. Si evidenzia inoltre che:
 - I cedimenti e le distorsioni indotte sui binari della linea storica avverranno pressoché contemporaneamente alla costruzione;
 - Interventi finalizzati a mitigare i cedimenti e le distorsioni mediante trattamenti del terreno risultano molto onerosi rispetto all'entità dei benefici ottenibili; appare invece opportuno pianificare la costruzione dei rilevati in modo graduale, sia in altezza che in direzione longitudinale alla linea, così da consentire uno sviluppo controllato dei cedimenti e delle distorsioni ed il ricorso a normali tecniche di livellamento dei binari della linea storica.

Tabella 2.3.1: Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica	Profilo
1. Viadotto 1P I.C. Brescia Ovest	X001 IN0500DE2RBVI230	05080 IN0500DE2F6GE00
2. Viadotto 2P I.C. Brescia Ovest	X001 IN0500DE2RBVI240	05080 IN0500DE2F6GE00
3. Viadotto S. Martino	X001 IN0500DE2RBVI250	05082 IN0500DE2F6GE00
4. Viadotto Seriola Castrina	X001 IN0500DE2RBVI260	05076 IN0500DE2F6GE00
5. Galleria artificiale sotto A4	0X001 IN0500DE2RBGA19	05078 IN0500DE2F6GE00
6. Galleria artificiale sotto SS11	0X001 IN0500DE2RBGA20	05079 IN0500DE2F6GE00

Tabella 2.3.2: Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica
7. Sottopasso poderale 5x5	IN0500DE2RBSL000X001
8. Sottopasso Cazzago San Martino SC tipo F2	IN0500DE2RBSL000X001
9. Sottopasso poderale 5x5	IN0500DE2RBSL000X001
10. Sottopasso Travagliato – Ex SP 19 – tipo C2	IN0500DE2RBSL000X001
11. Sottopasso poderale 5x5	IN0500DE2RBSL000X001
12. Sottopasso I.T.C. Brescia Ovest SC	IN0500DE2RBSL000X001
13. Sottopasso poderale 5x5	IN0500DE2RBSL000X001
14. Sottopasso poderale 5x5	IN0500DE2RBSL000X001
15. Ponte a solettone torrente Gandovere	IN0500DE2RBIN560X001

Tabella 2.3.3: Tratta 2 - Elenco delle principali opere in terra

Interconnessione Brescia Ovest	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.	Opere ⁽¹⁾
Dal km 0+000.00 al km 1+700.00	IN0500DE2F6GE0005080	1 - 2
Dal km 1+700.00 al km 3+400.00	IN0500DE2F6GE0005081	7 - 8
Dal km 3+400.00 al km 5+100.00	IN0500DE2F6GE0005082	3 - 9
Dal km 5+100.00 al km 6+800.00	IN0500DE2F6GE0005076	4 - 10 - 11
Dal km 6+800.00 al km 8+500.00	IN0500DE2F6GE0005077	12
Dal km 8+500.00 al km 10+200.00	IN0500DE2F6GE0005078	5 - 13
Dal km 10+200.00 al km 10+770.00	IN0500DE2F6GE0005079	6 - 14 - 15

⁽¹⁾ = La numerazione delle opere è riportata nelle **tabelle 2.4.1÷2.4.2**

2.3 LINEA A.C. - TRATTA 3: DA SPALLA V.TTO GARDESANA A PK.KM.90+474

2.3.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

La tratta in oggetto è compresa tra la spalla lato Verona del Viadotto Gardesana e la spalla lato Verona del Viadotto Garza.

La principale opera di linea nella tratta in oggetto è il Viadotto Garza; la Tabella 2.3.1 riporta la codifica della relativa Relazione geotecnica. Le codifiche dei profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.3.3.

- Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.3.2; le codifiche delle corrispondenti Relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella.

Nella tratta in esame i rilevati ferroviari (si veda anche la Relazione rilevati e trincee da Spalla Verona Viadotto Gardesana a Pk.Kk.90+352, Doc.Ref.IN0500DE2RBRI000X008) sono caratterizzati da altezze (valutate da piano campagna a quota piano ferro):

1. decrescenti dalla quota della spalla lato Verona del Viadotto Gardesana fino a circa 2.0 m alla Pk.Km.88+430,
2. dell'ordine di 2 m tra le progressive Pk.Km.88+430 e Pk.Km.88+600;
3. progressivamente crescenti, tra le progressive Pk.Km.88+600 e Pk.Km.90+352, da 2.0 m fino ad un valore massimo dell'ordine di circa 7.0 m in corrispondenza della spalla del viadotto Garza.

I rilevati ferroviari hanno tutti, nella tratta in esame, una sezione corrente avente larghezza in sommità dell'ordine dei 13 m.

2.3.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.3.2.1 GENERALITÀ

Da un punto di vista geomorfologico (si faccia riferimento anche alla Relazione geologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001001 e alla Relazione geomorfologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001003) la tratta in oggetto si sviluppa nella Pianura Lombarda che nel suo assieme costituisce una unità a se stante. Si tratta di un'area pianeggiante conosciuta come livello fondamentale della pianura (o terrazzo recente) la cui origine è dovuta all'aggradazione di conoidi fluvio-glaciali in corrispondenza dei principali sbocchi vallivi.

Lungo la tratta in oggetto si riscontra la presenza dell'Alloformazione di Cascina Rodenga (depositi fluvio-glaciali) in cui non sono presenti terrazzi morfologici rilevanti (le quote medie del piano campagna, lungo l'asse del tracciato nella tratta in oggetto, possono variare all'incirca tra +108.0 m s.l.m.m. e +113.0 m s.l.m.m.); il bacino idrografico in cui ricade la tratta in oggetto è il Bacino idrografico dei Fiumi Mella-Chiese (Tabella 2.3.3);

Il dettaglio dei profili di caratterizzazione stratigrafica e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna opera è desumibile dai profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C., nonché dalle relazioni geotecniche specifiche delle opere (Tabella 2.3.1÷Tabella 2.3.3).

Nel seguito del paragrafo si richiamano ed evidenziano i caratteri essenziali che determinano la tipologia e il dimensionamento geotecnico delle opere.

Da inizio tratta alla progressiva indicativa Pk.Km.89+500, i sondaggi, eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 60 m, mostrano la sovrapposizione di due litozone distinte:

- Litozona superiore, piuttosto omogenea, è costituita da terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) e raggiunge la profondità massima di circa 20 m da p.c.;
- Litozona inferiore è costituita da terreni fini, essenzialmente argilla e limo.

Dalla progressiva Pk.Km.89+500 a fine tratta, non è più individuabile una distinzione netta tra le due litozone e localmente nell'ambito dei depositi sabbioso-ghiaiosi si rinvencono livelli/strati di spessore non trascurabile (variabile da 3÷4 m a 10 m) di materiali a granulometria più fine (sabbie limose e limi sabbiosi).

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figg.2.5.1÷2.5.6;
- Composizione granulometrica con la profondità come indicato nelle figg.2.5.7÷2.5.12;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella fig.2.5.13;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella fig.2.5.14;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella fig.2.5.15;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella fig.2.5.16;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella fig.2.5.17;
- Valori di γ_t con la profondità come indicato nella fig.2.5.18;
- Valori di LL con la profondità come indicato nella fig.2.5.19;
- Valori di S con la profondità come indicato nella fig.2.5.20;
- Valori di e_0 con la profondità come indicato nella fig.2.5.21;
- Stati iniziali in termini di indice dei vuoti iniziale normalizzato (I_{vo}) e di pressione verticale efficace geostatica (σ_{vo}') collocati generalmente al di sopra della linea di compressibilità intrinseca ICL, come riportato nelle figg.2.5.22 (per le definizioni di I_{vo} e di ICL si rimanda a Burland, 1990).

Si rileva che:

- La pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' è stata valutata tenendo conto di livelli di falda compatibili con quelli indicati nel paragrafo 2.3.3 e pesi di volume naturale pari a quelli indicati nel presente paragrafo.
- Gli stati iniziali dei materiali coesivi sono stati generalmente definiti calcolando i valori di I_{vo} con equazioni leggermente diverse da quelle proposte da Burland, 1990; in particolare, soprattutto per i materiali meno plastici, il rapporto dei vuoti intrinseco e_{100}^* è stato valutato con la seguente equazione:

$$e_{100}^* = 0.06 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

invece che con l'equazione:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

Nelle equazioni sopra riportate e_L rappresenta l'indice dei vuoti corrispondente al limite liquido. Solo in tale modo è stato in generale possibile fare convergere la curva edometrica sperimentale nel tratto vergine verso la linea di compressibilità intrinseca data dalla seguente equazione (Burland, 1990):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma_v' + 0.15 \cdot (\log \sigma_v')^3$$

(si veda ad esempio la fig.2.5.23, ove sono riportate alcuni risultati significativi).

- Le curve edometriche indicate nella fig.2.5.23 partono da stati iniziali collocati al di sopra della ICL e tendono a raccordarsi alla stessa in corrispondenza di pressioni verticali significativamente superiori a quelle di preconsolidazione σ_{vp}' determinabili con la nota costruzione di Casagrande. Ciò è un'indicazione del fatto che tali materiali possono essere caratterizzati dalla presenza di legami di debole cementazione e da microstrutture "metastabili" (terreni sensitivi) (si veda ad esempio Li et al, 2003).
- Coefficienti di permeabilità k da prove edometriche (valutati applicando le teorie di consolidazione convenzionali, valide per terreni dotati di microstrutture "stabili", ove le deformazioni di natura viscosa sono relativamente contenute) o da correlazioni empiriche (tarate sui risultati di prove effettuate su provini ricostituiti, quindi dotati di microstrutture "stabili"), come indicato nella fig.2.5.24.

In particolare nelle figure suddette è stata utilizzata la seguente correlazione empirica, derivante dai dati pubblicati ad esempio in Nagaraj et al. (1993) e in Nagaraj & Miura (2001):

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

essendo k espresso in cm/sec.

Si rileva che:

- I valori di k indicati nella fig.2.9.24, ottenuti dalle prove edometriche, si riferiscono ad un campo di pressioni verticali compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}'+150$ kPa; quelli ottenuti dalla correlazione empirica si riferiscono ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 . Ove necessario/appropriato la variazione di k in funzione dell'indice dei vuoti può essere valutata sulla base della seguente espressione (si veda anche il Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

$$\log k = \log k_0 - \frac{e - e_0}{0.5 \cdot e_0}$$

essendo k_0 il coefficiente di permeabilità corrispondente a e_0 .

- I valori di k ottenuti con le due metodologie indicate risultano abbastanza confrontabili.
- Resistenze al taglio non drenate (ottenute da prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate TX-UU, di compressione semplice CNC, e vane VT) come indicato nella fig.2.5.25. I valori ottenuti dalle prove di laboratorio sopra indicate sono comparabili a quelli desumibili dal "pocket penetrometer" e dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche.
- Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci come riportato nella fig.2.5.26 (prove di taglio diretto TD).

2.3.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea e di quelle trasversali presenti nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4). In termini generali si osserva un generale approfondimento del livello piezometrico rispetto a quello descritto per la tratta precedente. La falda si attesta su quote inferiori ai 100 m s.l.m. approfondendosi gradualmente verso ESE fino a raggiungere una quota di circa 90 m s.l.m. nel settore più orientale del settore. Tale approfondimento, combinato con un generale innalzamento topografico, fa sì che il livello piezometrico sia ovunque piuttosto profondo rispetto al piano campagna.

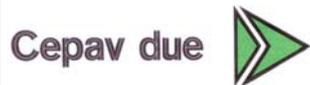
2.3.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Come descritto nei paragrafi precedenti la tratta in oggetto è caratterizzata, nel tratto iniziale, dalla sovrapposizione di terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) a terreni fini, e, nel tratto finale, dalla presenza nell'ambito dei depositi sabbioso-ghiaiosi di livelli/strati di spessore non trascurabile di materiali a granulometria più fine (sabbie limose e limi sabbiosi).

Le principali problematiche geotecniche nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- alla presenza al di sotto della formazione ghiaioso sabbiosa superficiale del substrato limoso argilloso di spessore considerevole (esteso da 20-25 m da p.c. fino alle massime profondità indagate) e alle caratteristiche dei materiali che lo costituiscono. Infatti i suddetti materiali limoso-argillosi sono di bassa plasticità e caratterizzati da stati iniziali (indice dei vuoti e pressione verticale efficace) collocati al di sopra della linea di compressibilità intrinseca di Burland. Ciò è indice della presenza di microstrutture metastabili, che, se sollecitate oltre un certo valore critico, possono produrre cedimenti viscosi di entità non trascurabile. Risulta pertanto necessario limitare l'altezza dei rilevati ferroviari fino a 7.5 m al fine di contenere gli incrementi di tensione verticale indotti alle profondità ove sono presenti i materiali a grana fine. Se lo stato tensionale efficace corrente determinato dalla costruzione del rilevato supera la pressione verticale efficace di plasticizzazione, si ha un disturbo della microstruttura metastabile. L'attivazione di fenomeni di

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
30 di 475

destrutturazione potrebbe indurre tempi per lo sviluppo della consolidazione secondaria molto lunghi, presumibilmente non compatibili con i tempi di consegna dell'opera e attriti negativi sui pali della spalla del Viadotto Gardesana in profondità, con conseguenti significativi allungamenti dei pali stessi e incrementi delle sollecitazioni assiali oltre limiti normalmente accettati.

- Alla presenza di livelli di falda più profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario il ricorso durante la realizzazione dei pali trivellati a rivestimenti provvisori per ridurre al minimo le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro.
- Alla presenza nel tratto compreso tra la Pk.Km.89+000 e la Pk.Km.89+450, al di sotto dello strato di coltivo e fino a profondità dell'ordine di 6 m, di uno strato di limi sabbiosi.

Tabella 2.3.1: Tratta 3 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Viadotto Garza	IN0500DE2RBVI080X00 1	-
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.. ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.3.2: Tratta 3 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
2. Sottopasso S.C. Via Ghedi Tipo F2	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
3. Sottopasso S.C. Tipo F2	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
4. Sottopasso Strada Tipo F2	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.3.3: Tratta 3 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
-----	IN0500DE2F6GE0005035 IN0500DE2F6GE0005036 IN0500DE2F6GE0005037	1 → 4
⁽¹⁾ = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella Tabella 2.3.2 . ⁽²⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella Tabella 2.3.1 e Tabella 2.3.2 .		

2.4 LINEA A.C. - TRATTA 4: DA PK.KM.90+474 A PK.KM.104+400

2.4.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

La tratta in oggetto è compresa tra la spalla lato Verona del Viadotto Garza e la Galleria di Lonato.

Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.4.1; tale tabella riporta anche le codifiche delle Relazioni geotecniche relative alle singole opere. Le codifiche dei profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.4.4

– Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.4.2; le codifiche delle corrispondenti Relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella.

Oltre alle opere di cui sopra nella tratta in oggetto sono inoltre presenti alcuni ponti scatolari per l'attraversamento di rogge, fossi e canali, nonché alcuni sottopassi poderali.

Nella tratta in esame le principali opere in terra (si veda anche la Relazione rilevati e trincee da Pk.Kk.90+474 a Pk.Kk.104+300, Doc.Ref.IN0500DE2RBRI000X009) sono distinguibili nei principali tratti mostrati nella Tabella 2.4.3. Con riferimento alla Tabella 2.4.3 valgono le seguenti osservazioni principali:

- I rilevati 1 di sezione corrente (larghezza in sommità circa 12÷13 m) hanno altezze variabili tra 3.0 m e 7.5 m (spalla del viadotto Garza lato Verona).
- I rilevati 2 sono principalmente a sezione allargata (larghezza in sommità circa 30 m) e di altezza massima 4.5 m. Tra le progressive Pk.Km.93+671 e Pk.Km.93+737 la sezione di rilevato, di altezza 3.5÷4 m, si allarga ulteriormente a 60 m (Posto di movimento).
- I rilevati 3 hanno sezione corrente (larghezza in sommità circa 12÷13 m) e altezze massime di 4.5 m (spalla del viadotto Montichiari I lato Milano).
- I rilevati 4, compresi tra la spalla del viadotto Montichiari I lato Verona e la spalla del viadotto Montichiari II lato Milano) hanno sezione corrente (larghezza in sommità circa 12÷13 m) e altezze massime di 5 m.
- I rilevati 5 compresi tra la spalla del viadotto Montichiari II lato Verona e la trincea di approccio alla G.A. Calcinato I lato Milano hanno sezione corrente (larghezza in sommità circa 12÷13 m) e altezze massime di 4 m.

- I rilevati 6 tra la trincea di approccio alla G.A. Calcinato I lato Verona e la spalla del viadotto Chiese lato Milano hanno altezze massime dell'ordine di 4 m. Tra le progressive Pk.Km.100+100 e Pk.Km.100+275 sono in affiancamento con quelli della linea di interconnessione Brescia Est e quindi hanno larghezza complessiva in sommità di 26 m circa; un ulteriore allargò a 50 m si ha tra le progressive Pk.Km.100+275 e Pk.Km.100+325 (P.J. Brescia Est). Si rileva che tra le progressive Pk.Km.99+900 e Pk.Km.100+000 circa la linea ferroviaria intercetta un'area di cava.
- I rilevati 7 tra la spalla del viadotto Chiese lato Verona e la trincea di approccio alla G.A. Calcinato II hanno sezione corrente (larghezza in sommità circa 12÷13 m) e altezze massime di 7.5 m (spalla del viadotto Chiese lato Verona).
- I rilevati 8 e 9 hanno sezione (larghezza in sommità circa 12÷13 m) e altezze massime di 4.5 m.
- La trincea 1 di approccio alla G.A. Calcinato I lato Milano (il cui inizio è posizionato alla progressiva 98+840) ha altezze massime dell'ordine di circa 10 m.
- La trincea 2 di approccio alla G.A. Calcinato I lato Verona (la fine della G.A. Calcinato I è alla pk 99+621) ha altezze massime dell'ordine di 4 m.
- La trincea 3 di approccio alla G.A. Calcinato II lato Milano ha altezze massime dell'ordine di 9 m; in relazione alla vicinanza dell'Autostrada sul lato sud verrà eseguita in presenza di opere di presidio (paratie).

2.4.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.4.2.1 GENERALITÀ

Da un punto di vista geomorfologico (si faccia riferimento anche alla Relazione geologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001001 e alla Relazione geomorfologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001003) la tratta in oggetto si sviluppa nell'ambito delle unità geomorfologiche della Pianura Lombarda, dalla Pk.Km.90+474 alla Pk.Km.100+895 (sotto-tratta A), e dell'Arco Morenico Gardesano, dalla Pk.Km.100+895 alla Pk.Km.104+400 (sotto-tratta B).

L'unità della Pianura Lombarda è un'area pianeggiante conosciuta come livello fondamentale della pianura (o terrazzo recente) la cui origine è dovuta all'aggradazione di conoidi fluvio-glaciali in corrispondenza dei principali sbocchi vallivi; le quote medie del piano campagna, lungo l'asse del tracciato nella tratta in oggetto, possono variare all'incirca tra +112.0 m s.l.m.m. e +130.0 m s.l.m.m. Nella tratta in esame l'unità geomorfologica suddetta si compone del Bacino idrografico dei Fiumi Mella-Chiese (Tabella 2.4.4).

L'Unità dell'Arco Morenico Gardesano è costituita da depositi glaciali in corrispondenza delle aree rilevate e di depositi fluvioglaciali nelle zone pianeggianti.

Il dettaglio dei profili di caratterizzazione stratigrafica e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna sotto-tratta e a ciascuna opera è desumibile dai profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C., dai profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. dei cavalcaferrovia, nonché dalle relazioni geotecniche specifiche delle opere (Tabella 2.4.1÷Tabella 2.4.4).

Nei paragrafi seguenti si richiamano ed evidenziano i caratteri essenziali che determinano la tipologia e il dimensionamento geotecnico delle opere.

2.4.2.2 SOTTO-TRATTA A: BACINO IDROGRAFICO DEI FIUMI MELLA-CHIESE

La sotto-tratta in oggetto corrisponde l'Alloformazione di Cascina Rodenga (depositi fluvioglaciali). Essa attraversa un'area di pianura con quote del piano campagna locale variabili tra circa +112.0 m s.l.m.m. e +130.0 m s.l.m.m.

I sondaggi, eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 50 m, mostrano un andamento stratigrafico caratterizzato dalla presenza di ghiaia, ghiaia con sabbia con presenza di trovanti e livelli di sabbia ghiaiosa.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figg.2.6.1÷2.6.6;
- Composizione granulometrica con la profondità come indicato nelle figg.2.6.7÷2.6.12;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella fig.2.6.13;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella fig.2.6.14;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella fig.2.6.15;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella fig.2.6.16;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella fig.2.6.17;
- Valori di γ_t stimabili nell'ordine di 19÷20 kN/m³;
- Valori di K_0 stimabili nell'ordine di 0.5.

2.4.2.3 SOTTO-TRATTA B: ALLOGRUPPO DI CALCINATO E ALLOGRUPPO DI LONATO E SAN GIORGIO

La sotto-tratta in oggetto corrisponde:

- All'attraversamento dell'Allogruppo di Calcinato (depositi glaciali e fluvioglaciali);
- All'attraversamento dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio (depositi fluvioglaciali);

La sotto-tratta attraversa un'area di pianura con quote del piano campagna locale pari a circa +130.0 m s.l.m.m. e un'area collinare con quote del piano campagna locale variabili fino a circa +160.0 m s.l.m.m.

I sondaggi eseguiti a carotaggio continuo fino alla profondità di 40 m, individuano terreni granulari appartenenti a ghiaia con sabbia e/o sabbia ghiaiosa e una limitata presenza di livelli/strati di spessore relativamente contenuto di materiali a granulometria più fine (sabbie limose e limi sabbiosi). In corrispondenza della collina di Calcinato, costituita da depositi glaciali, si rinvencono livelli di ghiaie cementate contenenti ciottoli e trovanti.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figg.2.6.18÷2.6.23;
- Composizione granulometrica con la profondità come indicato nelle figg.2.6.24÷2.6.29;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella fig.2.6.30;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella fig.2.6.31;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella fig.2.6.32;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella fig.2.6.33;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella fig.2.6.34.

2.4.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea e di quelle trasversali presenti nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale

proposito anche il paragrafo 1.4). In termini generali la falda risulta ovunque piuttosto profonda rispetto al piano campagna collocandosi su quote assolute comprese tra 85÷115 m s.l.m. L'andamento geometrico delle linee isofreatiche, tendenzialmente est – ovest, unitamente alla complessiva vergenza nord – sud della tavola d'acqua rendono ragione del progressivo incremento di quota piezometrica riscontrabile risalendo la linea AV, nella tratta analizzata, in direzione Verona. Uno spartiacque idrogeologico significativo è collocabile grossomodo a ridosso dell'alto topografico di Calcinato, alla pk 102+000 circa (ove è prevista la realizzazione dell'omonima galleria) a partire dal quale la falda descrive una debole depressione (con minimo intorno ai 100 m s.l.m.) definita verso oriente, oltre al settore di interesse, da un secondo e più marcato spartiacque idrogeologico ubicato in prossimità del rilievo morenico di Lonato. Un aspetto idrogeologicamente significativo è legato alla presenza, in corrispondenza della collina di Calcinato, di una falda sospesa con quote piezometriche comprese tra 135÷140 m s.l.m.. Si tratta, con buona probabilità, di una falda di modesta estensione areale avente uno sviluppo prevalentemente nord-sud, indipendente dalla prima, e con caratteristiche di stagionalità legate all'andamento delle precipitazioni locali.

2.4.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Come descritto nei paragrafi precedenti la tratta in oggetto è caratterizzata da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi per i quali non esistono particolari problemi di capacità portante o di cedimenti significativi; questi ultimi comunque, in ragione delle caratteristiche di tali terreni, avverranno in maniera relativamente veloce e in tempi compatibili con la messa in esercizio della linea A.C. Le uniche problematiche geotecniche di rilievo nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- alla presenza di livelli di falda più profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario verificare in fase esecutiva la necessità, durante la realizzazione dei pali trivellati, di rivestimenti provvisori per ridurre al minimo le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro.
- Ai tratti di rilevato basso , di altezza compresa tra 1.8 m e 0.90 m dal piano ferro al piano campagna, per i quali verrà eventualmente prevista la bonifica del piano di posa.

Tabella 2.4.1: Tratta 4 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Viadotto Montichiari 1	IN0500DE2RBVI090X00 1	A
2. Viadotto Montichiari 2	IN0500DE2RBVI100X00 1	A
3. Galleria artificiale Via Chiesa Rossa	IN0500DE2RBGA250X0 01	A
4. Galleria artificiale Calcinato I	IN0500DE2RBGA030X0 01	A
5. Viadotto Chiese	IN0500DE2RBVI110X00 1	A / B
6. Galleria artificiale Calcinato II OVEST	IN0500DE2RBGA040X0 01	B
7. Galleria artificiale Calcinato II EST	IN0500DE2RBGA050X0 01	B

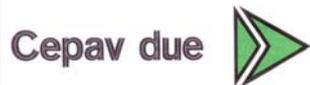
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella **Tabella 2.4.4.**
⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nel **Paragrafo 2.4.2** e riassunte nella **Tabella 2.4.4.**

Tabella 2.4.2: Tratta 4 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
8. Sottopasso Castenedolo - S.P.66	1 IN0500DE2RBSL000X00	A
9. Sottopasso Svincolo S.P.37	1 IN0500DE2RBSL000X00	A
10. Sottopasso S.P.37	1 IN0500DE2RBSL000X00	A
11. Sottopasso S.C. Via Pirandello	1 IN0500DE2RBSL000X00	A
12. Sottopasso Castenedolo - S.P.236	1 IN0500DE2RBSL000X00	A
13. Cavalcaferrovia Via Brescia - Cavalcavia 227 A4	1 IN0500DE2RBIV160X00	A
	IN0500DE2F6IV1605001	
14. Cavalcaferrovia Via Cavour - Cavalcavia 229 A4	1 IN0500DE2RBIV170X00	A
	IN0500DE2F6IV1705001	
15. Cavalcaferrovia Via Stazione - Cavalcavia 230 A4	1 IN0500DE2RBIV180X00	B
	IN0500DE2F6IV1805001	
16. Sottopasso Calcinato - S.P.28 Via Rovadino	1 IN0500DE2RBSL000X00	B
17. Cavalcaferrovia Via S. Anna - Cavalcavia 231 A4	1 IN0500DE2RBIV190X00	B
	IN0500DE2F6IV1905001	
18. Cavalcaferrovia A4 - Cavalcavia 232 A4	1 IN0500DE2RBIV200X00	B
	IN0500DE2F6IV2005001	

⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti
⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nel **Paragrafo 2.4.2** e riassunte nella **Tabella 2.4.4**.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBHGE0005001Rev.
1Foglio
39 di 475

Tabella 2.4.3: Tratta 4 - Elenco delle principali opere in terra

- Opera (WBS)	- Da Pk.Km.	- A Pk.Km.
- Rilevato 1 (RI33)	- 90+474	- 92+450
- Rilevato 2 (RI34)	- 92+450	- 96+200
- Rilevato 3 (RI35)	- 96+200	- 97+240
- Rilevato 4 (RI36)	- 97+338	- 97+498
- Rilevato 5 (RI37)	- 97+671	- 98+035
- Trincea 1 (TR01)	- 98+293	- 98+846
- Trincea 2 (TR02)	- 99+618	- 99+920
- Rilevato 6 (RI38)	- 99+920	- 100+551
- Rilevato 7 (RI39)	- 100+928	- 101+590
- Trincea 3 (TR03)	- 101+590	- 101+740
- Rilevato 8 (RI40)	- 102+200	- 103+600
- Rilevato 9 (RI41)	- 103+600	- 104+300

Tabella 2.4.4: Tratta 4 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
A: Bacino idrografico dei Fiumi Mella-Chiese Da Pk.Km.90+474 a Pk.Km.100+550	IN0500DE2F6GE0005038 IN0500DE2F6GE0005039 IN0500DE2F6GE0005040 IN0500DE2F6GE0005041 IN0500DE2F6GE0005042 IN0500DE2F6GE0005043	1 → 5, 8 → 14
B: Arco morenico gardesano Da Pk.Km.100+550 a Pk.Km.104+400	IN0500DE2F6GE0005043 IN0500DE2F6GE0005044 IN0500DE2F6GE0005045	6 → 7, 15 → 18

⁽¹⁾ = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella **Tabella 2.4.2**.

⁽²⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella **Tabella 2.4.1** e **Tabella 2.4.2**.

2.5 INTERCONNESSIONE BRESCIA EST

2.5.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.5.1; tale tabella riporta anche le codifiche delle Relazioni geotecniche relative alle singole opere. Le codifiche dei profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.5.5.

– Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.5.2; le codifiche delle corrispondenti Relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella.

Oltre alle opere di cui sopra nella tratta in oggetto sono presenti anche due sottopassi poderali.

Nella tratta in esame le principali opere in terra (si veda anche la Relazione rilevati e trincee I.C. Brescia Est, Doc.Ref.IN0500DE2RBRI000X020) sono distinguibili nei principali tratti mostrati nella Tabella 2.5.3 (binario pari) e Tabella 2.5.4. (binario dispari).

2.5.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Da un punto di vista geomorfologico (si faccia riferimento anche alla Relazione geologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001001 e alla Relazione geomorfologica generale, Doc.Ref.IN0500DE2RGGE0001003) l'Interconnessione di Brescia Est si sviluppa nell'Alloformazione di Cascina Rodenga; essa attraversa inoltre la collina di Ciliverghe, un rilievo isolato che si innalza dalla pianura circostante, costituito da terreni appartenenti all'Allogruppo del Mella. Le quote medie del piano campagna variano dai 130 m s.l.m.m. della zona di pianura ai 150 m s.l.m.m. della collina.

I depositi in facies fluvioglaciale, contraddistinti come Alloformazione di Cascina Rodenga, sono costituiti da ghiaia grossolana, da sabbia limosa, da locali livelli sabbiosi con presenza di trovanti.

La collina di Ciliverghe, rilievo isolato che si innalza dalla circostante pianura, è costituita da depositi di origine glaciale più antichi rispetto ai fluvioglaciali di Cascina Rodenga. I sondaggi a carotaggio continuo hanno rinvenuto, dall'alto verso il basso, una sovrapposizione di coltri superficiali di loess, di depositi glaciali costituiti da ghiaia, sabbia ghiaiosa e argilla limosa e di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaia con presenza di materiale cementato e trovanti.

Il dettaglio dei profili di caratterizzazione stratigrafica e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna opera è desumibile dai profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C., nonché dalle relazioni geotecniche specifiche delle opere (Tabella 2.5.1÷Tabella 2.5.5).

Nei paragrafi seguenti si richiamano ed evidenziano i caratteri essenziali che determinano la tipologia e il dimensionamento geotecnico delle opere.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc.Ref.20200DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figg.2.7.1÷2.7.6;
- Composizione granulometrica con la profondità come indicato nelle figg.2.7.7÷2.7.12;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella fig.2.7.13;
- Valori di v_s con la profondità come indicato nella fig.2.7.14;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella fig.2.7.15;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella fig.2.7.16;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella fig.2.7.17;
- Valori della resistenza al taglio non drenata (ottenuti da prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate TX-UU e vane VT) come indicato nella fig.2.7.18. I valori ottenuti dalle prove di laboratorio sopra indicate sono comparabili a quelli desumibili dal "pocket penetrometer" e dal torvane e inferiori a quelli ricavabili dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche.

2.5.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea e di quelle trasversali presenti nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4).

2.5.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- alla possibile e locale presenza al di sotto della formazione ghiaioso sabbiosa superficiale di terreni limoso-argillosi compressibili. Sotto tali ipotesi la progettazione dei rilevati è stata sviluppata in analogia a quanto previsto per il rilevato di approccio alla spalla del viadotto Gardesana, lato Verona.
- Alla presenza di livelli di falda più profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario verificare in fase esecutiva il ricorso durante la realizzazione dei pali trivellati a rivestimenti provvisori per ridurre al minimo le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro.
- Alla presenza, localmente al di sotto dello strato di coltivo di limi sabbiosi con ghiaia o terreni di riporto eterogeneo, che potrebbero rendere talvolta necessaria un'ulteriore bonifica in aggiunta allo scortico di 0,5 m secondo quanto previsto nella relazione IN0500DE2RBRG0005010 "Rilevati ferroviari e stradali: definizione dei piani di posa".

Tabella 2.5.1: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Viadotto 1D	IN0500DE2RBVI270X00 1	A
2. Galleria artificiale su linea storica	IN0500DE2RBGA210X0 01	A
3. Viadotto 2D	IN0500DE2RBVI280X00 1	A
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Tabella 2.5.5. ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.5.2: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
4. Sottopasso Calcinato - S.C.	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
5. Cavalcaferrovia Tangenziale Sud di Brescia	IN0500DE2RBIV280X00 1	-
	IN0500DE2F6IV2805001	
6. Sottopasso Mazzano - S.C.	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.5.3: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere in terra (b.p.)

– Opera (WBS)	– Da Pk.Km.	– A Pk.Km.
– Rilevato 1 (RI76) ⁽¹⁾	– 0+040	– 0+914
– Rilevato 2.1 (RI77) ⁽¹⁾	– 1+575	– 1+970
– Rilevato 2.2 (RI78) ⁽²⁾	– 1+970	– 2+700
– Rilevato 3.1 (RI78) ⁽²⁾	– 2+700	– 3+100
– Rilevato 3.2 (RI78) ⁽³⁾⁽⁹⁾	– 3+100	– 3+700
– Rilevato 3.3 (RI78) ⁽⁴⁾	– 3+700	– 3+970
– Rilevato 3.4 (RI79) ⁽⁵⁾⁽⁶⁾	– 3+950	– 4+270
– Trincea 1 ⁽⁷⁾	– 4+270	– 4+800
– Rilevato 4 (RI79) ⁽⁸⁾	– 4+800	– 4+868

⁽¹⁾ = $h_{\max} = 4 \text{ m}$; $L_{\text{sommità}} = 8 \text{ m}$

⁽²⁾ = binario pari affiancato con il binario dispari; $h = 2.5\div 3.5 \text{ m}$; $L_{\text{sommità}} = 13 \text{ m}$

⁽³⁾ = binario pari affiancato con il binario dispari; $h_{\max} = 3.5 \text{ m}$; $L_{\text{sommità}} = 13 \text{ m}$

⁽⁴⁾ = binario pari affiancato con il binario dispari; $h_{\max} = 5.5 \text{ m}$; $L_{\text{sommità}} = 13 \text{ m}$

⁽⁵⁾ = binario pari che si allontana dal binario dispari alla progressiva $\cong \text{km } 4+100$;

$h_{\max} = 6 \text{ m}$; $L_{\text{sommità,max}} = 20 \text{ m}$

⁽⁶⁾ = $h_{\min} = 3.5 \text{ m}$; $L_{\text{sommità,min}} = 8 \text{ m}$

⁽⁷⁾ = sbancamento generale a sud e a nord della linea storica di un rialzo morfologico, per alloggiare il viadotto binario dispari, la galleria artificiale linea storica e il binario pari; altezze massime di sbancamento dell'ordine di 8 m

⁽⁸⁾ = altezze inferiori a 1 m

⁽⁹⁾ = il rilevato ferroviario affianca senza interferire significativamente con quello dell'autostrada

Tabella 2.5.4: I.C. Brescia Est - Elenco delle principali opere in terra (b.d.)

Opera	Da Pk.Km.	A Pk.Km.
Rilevato 5.1 (RI80) ⁽¹⁾	0+400	1+950
Rilevato 5.2 ⁽²⁾	1+900	2+400
Rilevato 6.1 ⁽²⁾	2+400	3+100
Rilevato 6.2 ^{(3) (8)}	3+100	3+700
Rilevato 6.3 ⁽⁴⁾	3+700	3+950
Rilevato 6.4 (RI81) ^{(5) (6)}	3+950	4+302
Rilevato 7 (RI82) ⁽⁷⁾	4+702	5+661

(1) = $h_{\max} = 4$ m; $L_{\text{sommità}} = 8$ m

(2) = binario pari affiancato con il binario dispari; $h = 2.5 \div 3.5$ m; $L_{\text{sommità}} = 13$ m

(3) = binario pari affiancato con il binario dispari; $h_{\max} = 3.5$ m; $L_{\text{sommità}} = 13$ m

(4) = binario pari affiancato con il binario dispari; $h_{\max} = 5.5$ m; $L_{\text{sommità}} = 13$ m

(5) = binario dispari che si allontana dal binario pari alla progressiva \cong km 4+100;
 $h = 7$ m; $L_{\text{sommità,max}} = 20$ m

(6) = spalla lato Verona viadotto binario dispari $h_{\max} \cong 7.5 \div 8.5$ m; $L_{\text{sommità,max}} = 8$ m

(7) = spalla lato Brescia viadotto binario dispari $h_{\max} \cong 8$ m; $L_{\text{sommità,max}} = 8$ m

(8) = il rilevato ferroviario affianca senza interferire significativamente con quello dell'autostrada

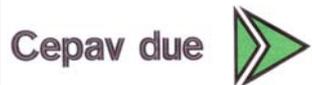
Tabella 2.5.5: I.C. Brescia Est - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
-----	IN0500DE2F6GE0005084 IN0500DE2F6GE0005085 IN0500DE2F6GE0005086	1 → 6

(1) = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella **Tabella 2.5.2**.

(2) = La numerazione delle opere è riportata nella **Tabella 2.5.1** e **Tabella 2.5.2**.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
47 di 475

2.6 LINEA A.C. - TRATTA 5: DA PK.KM.104+400 A PK.KM.112+250 (GALLERIA DI LONATO)

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici/geomeccanici di questa tratta e le conseguenti problematiche progettuali si rimanda gli specifici elaborati di dettaglio dell'opera ed in particolare allo studio geologico- idrogeologico di cui al doc. IN0500DE2RGGE00010044.

2.7 LINEA A.C. - TRATTA 6: DA PK.KM.112+250 A PK.KM.121+655

2.7.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

– Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.7.1; tale tabella riporta anche le corrispondenti codifiche delle relazioni geotecniche delle singole opere, mentre le codifiche dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nelle Tabella 2.7.3.

– Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.7.2; le codifiche delle corrispondenti relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella. In corrispondenza della galleria artificiale Casello A2 di Sirmione è prevista anche la realizzazione dello svincolo.

Relativamente alle principali opere in terra si rileva che esse riguardano rilevati di altezza (valutata da piano ferro a piano campagna) variabile fino ad un massimo di circa 4 m e larghezza in sommità pari a \cong 13 m con due allarghi denominati PT Desenzano alla Pk.Km.112+300, di altezza massima (da piano ferro a piano campagna) 3.0 m, e PC Peschiera alla Pk.Km.118+580, di altezza massima (da piano ferro a piano campagna) inferiore a 2.5m.

Si evidenzia inoltre la presenza di due tratti con livelletta posizionata a quote significativamente al di sotto del piano campagna locale (da \cong Pk.Km.116+500 a \cong Pk.Km.117+800 e da \cong Pk.Km.120+600 a \cong Pk.Km.121+655). Data la presenza della falda a quote prossime al piano campagna in tale tratta le trincee sono “protette” con muri ad U; è prevista anche la realizzazione di tre gallerie artificiali denominate “Colli Storici” (\cong Pk.Km.116+970), “Casello di Sirmione” (\cong Pk.Km.117+300) e “Santa Cristina” (\cong Pk.Km.121+100).

2.7.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.7.2.1 GENERALITÀ

– La definizione del profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto è stata effettuata sulla base delle campagne di indagine già descritte nel paragrafo 1.2. Oltre a quanto già indicato nel paragrafo 1.2 sono state eseguite, sui campioni recuperati nella tratta in oggetto, le seguenti altre prove di laboratorio:

- Determinazione del contenuto di carbonato di calcio;
- Prove edometriche di Creep;
- Prove triassiali consolidate isotropicamente o in condizioni k_0 e portate a rottura in condizioni non drenate;



➤ Prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni drenate.

- Dalle campagne di indagine suddette e dagli studi a carattere geologico risulta che i terreni presenti nella tratta in oggetto appartengono all'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore), ovvero a depositi glacio-lacustri e glaciali (in profondità), costituiti principalmente da materiali a grana fine e/o comunque con percentuali di passante al vaglio 200 ASTM superiori al 40%; solo localmente e per estensioni limitate sia in direzione orizzontale che in direzione verticale si rinvencono lenti/strati di materiale a grana grossa (percentuali di passante al vaglio 200 ASTM inferiori al 35%).

- Si rileva che:

- La presenza delle lenti sabbioso-ghiaiose è molto meno frequente di quello che potrebbe apparire da un esame dei certificati dei sondaggi. Una sistematica e dettagliata analisi delle prove di classificazione di laboratorio (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg) sui campioni prelevati nei sondaggi ha evidenziato che ciò che dalla stratigrafia del sondaggio viene descritto come ghiaia in matrice sabbioso-limosa (classificazione di carattere più prettamente geologico) risulta invece limo con sabbia, ghiaia e argilla (classificazione di carattere geotecnico).
- Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti i vari strati, come già detto nel paragrafo 1.3, la distinzione tra materiali a grana fine e a grana grossa è fatta facendo riferimento al sistema di classificazione unificato proposto dal Bureau of Reclamation e dal Corps of Engineers, riportato ad esempio in Lambe & Whitman (1968); in base a tale sistema di classificazione anche i materiali classificabili con le sigle SM (sabbie limose e limi sabbiosi) e SC (sabbie argillose) sono da considerare di bassa permeabilità e quindi, se saturi, con risposta alle variazioni dello stato tensionale tendenzialmente non drenata, a meno che non sussistano condizioni favorevoli dal punto di vista delle condizioni al contorno, come ad esempio: fitta alternanza di strati costituiti da terreni a grana fine e a grana grossa associata a possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali (percorsi di drenaggio brevi).

Come prevedibile in presenza di depositi di origine glaciale, il profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto risulta estremamente articolato e complesso, sia dal punto di vista litologico e delle proprietà fisiche (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg), sia dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) e di permeabilità; dopo accurato esame di tutte le indagini in sito e di laboratorio effettuate, tenendo anche conto della tipologia e caratteristiche delle opere da realizzare, esso è stato suddiviso nelle 6 sotto-tratte 1, 2, 3, 4, 4bis e 5 indicate nella Tabella 2.7.3.

Il dettaglio del profilo stratigrafico e delle caratteristiche geotecniche dei terreni che competono a ciascuna opera è desumibile dai profili geotecnici longitudinali e trasversali e dalle relazioni geotecniche specifiche per le opere stesse (Tabella 2.7.1÷Tabella 2.7.3).

In questa sede si richiamano e si evidenziano i caratteri essenziali che determinano la tipologia e il dimensionamento geotecnico delle opere.

2.7.2.2 SOTTO-TRATTE 1, 2, 3, 4 E 5

Le sotto-tratte 1, 2, 3, 4 e 5 indicate nella Tabella 2.7.3 sono caratterizzate dalla presenza di tre strati fondamentali, nel seguito denominati strato 1, strato 2 e strato 3, con caratteristiche di resistenza e di deformabilità differenti. Come risulterà evidente nel seguito le differenze tra le caratteristiche di resistenza e di deformabilità dello strato 2 e dello strato 3 tendono a diminuire progressivamente a partire dalla sotto-tratta 3, procedendo verso Verona.

Strato 1

Lo strato 1 interessa profondità fino ad un massimo dell'ordine di 4-6 m e costituisce generalmente quella che può essere definita una "crosta" superficiale. I materiali costituenti tale strato, hanno le seguenti caratteristiche (derivate dalle prove di laboratorio e/o dall'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri riportati nel Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

- Composizione granulometrica come indicato nella fig.2.9.1;
- Pesi di volume naturale (γ_t) come indicato nelle figg.2.9.2a, b, c, d;
- Limiti liquidi (LL) come indicato nelle figg.2.9.3a, b, c, d;
- Gradi di saturazione (S) prossimi all'unità, come indicato nelle figg.2.9.4a, b, c, d;
- Indici dei vuoti (e_o) come indicato nelle figg.2.9.5a, b, c, d;
- Stati iniziali in termini di indice dei vuoti iniziale normalizzato (I_{vo}) e di pressione verticale efficace geostatica (σ_{vo}') collocati generalmente al di sotto della linea di compressibilità intrinseca ICL, come riportato nelle figg.2.9.6a, b, c, d (per le definizioni di I_{vo} e di ICL si rimanda a Burland, 1990).

Si rileva che:

- La pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' è stata valutata tenendo conto di livelli di falda compatibili con quelli indicati nel paragrafo 2.7.3 e pesi di volume naturale pari a quelli indicati nel presente paragrafo.
- Gli stati iniziali dei materiali dello strato 1 sono stati generalmente definiti calcolando i valori di I_{vo} con equazioni leggermente diverse da quelle proposte da Burland, 1990; in particolare, soprattutto per i materiali meno plastici, il rapporto dei vuoti intrinseco e_{100}^* è stato valutato con la seguente equazione:

$$e_{100}^* = 0.06 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

invece che con l'equazione:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

Nelle equazioni sopra riportate e_L rappresenta l'indice dei vuoti corrispondente al limite liquido. Solo in tale modo è stato in generale possibile fare convergere la curva edometrica sperimentale nel tratto vergine verso la linea di compressibilità intrinseca data dalla seguente equazione (Burland, 1990):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma_v' + 0.15 \cdot (\log \sigma_v')^3$$

(si veda ad esempio la fig.2.9.7, ove sono riportate alcuni risultati significativi).

- Le curve edometriche indicate nella fig.2.9.7 tendono a raccordarsi alla ICL senza sconfinare significativamente alla sua destra. Ciò è indice del fatto che i materiali costituenti lo strato 1 sono dotati di microstrutture "stabili" e privi di significativi legami di cementazione; questi ultimi, se presenti, sono talmente deboli da essere progressivamente distrutti nel corso della prova una volta superati valori di pressione verticale efficace superiori a σ_{vo}' .
- Coefficienti di permeabilità k da prove edometriche (valutati applicando le teorie di consolidazione convenzionali, valide per terreni dotati di microstrutture "stabili", ove le deformazioni di natura viscosa sono relativamente contenute) o da correlazioni empiriche (tarate sui risultati di prove effettuate su provini ricostituiti, quindi dotati di microstrutture "stabili"), come indicato nelle figg.2.9.8a, b, c, d.

In particolare nelle figure suddette è stata utilizzata la seguente correlazione empirica, derivante dai dati pubblicati ad esempio in Nagaraj et al. (1993) e in Nagaraj & Miura (2001):

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

essendo k espresso in cm/sec.

Si rileva che:

- I valori di k indicati nelle figg.2.9.8a, b, c, d, ottenuti dalle prove edometriche, si riferiscono ad un campo di pressioni verticali compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}'+150$ kPa; quelli ottenuti dalla correlazione empirica si riferiscono ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o . Ove necessario/appropriato la variazione di k in funzione dell'indice dei vuoti può essere valutata sulla base della seguente espressione (si veda anche il Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

$$\log k = \log k_o - \frac{e - e_o}{0.5 \cdot e_o}$$

essendo k_o il coefficiente di permeabilità corrispondente a e_o .

- I valori di k ottenuti con le due metodologie indicate risultano abbastanza confrontabili, a conferma del fatto che i materiali in esame si collocano generalmente al di sotto della ICL e sono caratterizzati da microstrutture "stabili", prive di significativi legami di cementazione.

- Pressioni di preconsolidazione σ_{vp}' (ottenute da prove edometriche con la costruzione nota di Casagrande e dall'interpretazione delle prove CPTU) e rapporti $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ come indicato nella figg.2.9.9a, b, c, d e nella fig.2.9.10a, b, c, d.

Si rileva che il rapporto $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ risulta in genere superiore a 4÷5. In relazione al fatto che i materiali in esame si collocano generalmente al di sotto della linea di compressibilità intrinseca ICL e sono presumibilmente caratterizzati da microstrutture "stabili", la pressione di preconsolidazione σ_{vp}' può essere considerata assimilabile alla massima pressione verticale efficace subita dal deposito (σ_{vmax}') e quindi alla pressione di plasticizzazione (σ_{vy}') che delimita il tratto ove il comportamento del materiale può essere considerato "elastico" da quello ove invece si generano deformazioni plastiche; in altre parole $\sigma_{vp}' = \sigma_{vmax}' = \sigma_{vy}'$. Il fatto che $\sigma_{vp}' = \sigma_{vmax}' = \sigma_{vy}'$ risulti maggiore di σ_{vo}' è presumibilmente imputabile a fenomeni di oscillazione della falda e di essiccamento. Sotto tali presupposti il comportamento del materiale costituente lo strato 1 è da considerare di tipo "normale" e regolabile dalle leggi convenzionali della geotecnica (si veda ad esempio quelle che stanno alla base del modello costitutivo CAM CLAY modificato). Il coefficiente di spinta del terreno a riposo è anche esso valutabile con equazioni del tipo:

$$k_o = (1 - \sin \varphi_{cv}') \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{vmax}'}{\sigma_{vo}'}}$$

essendo φ_{cv}' l'angolo di attrito a volume costante del materiale.

- Indici di compressione vergine (C_C) e di ricompressione (C_R), ottenuti da prove edometriche, come indicato nelle figg.2.9.11a, b, c, d e nelle fig.2.9.12a, b, c, d.

Si rileva che:

- L'indice di compressione C_C indicato nelle figg.2.9.11a, b, c, d è quello massimo misurabile nel tratto di compressione vergine; se tale indice viene rapportato a quello intrinseco del materiale desumibile dalla correlazione proposta da Burland (1990) (pari a $C_C^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$) si ottengono i valori riportati nelle figg.2.9.13a, b, c, d. Valori del rapporto C_C/C_C^* dell'ordine di 1 sono congruenti con il fatto che i materiali in esame si collocano al di sotto della ICL e sono caratterizzati da microstrutture "stabili"; valori del rapporto C_C/C_C^* inferiori ad 1 si giustificano con il fatto che:
 - ❑ Non sempre nelle prove edometriche sono state raggiunte condizioni di compressione vergine;
 - ❑ I coefficienti di compressione vergine C_C sono funzione anche del livello di sollecitazione; quelli C_C^* sono per definizione riferiti ad un intervallo di pressione verticale efficace compreso tra 100 kPa e 1000 kPa.
- L'indice di ricompressione C_R ricavabile dalle figg.2.9.12a, b, c, d si riferisce al tratto di curva edometrica compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}' + 150$ kPa e rappresenta un indice di primo carico. Valori del

rapporto C_C/C_R dell'ordine di $3 \div 5$ sono compatibili con quelli attesi per tali tipi di materiali. Nell'ambito di cicli di scarico e ricarico, ovvero tra $\sigma_{vo}' \rightarrow (\sigma_{vo}' - \Delta\sigma_v)$ e $(\sigma_{vo}' - \Delta\sigma_v) \rightarrow \sigma_{vo}'$, il rapporto C_C/C_R può risultare invece decisamente superiore a $3 \div 5$, ovvero anche dell'ordine di $15 \div 20$.

- Moduli edometrici (E_{ed}) nel tratto di ricomprensione, tra σ_{vo}' e $(\sigma_{vo}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vp}'$, valutabili con la seguente espressione:

$$E_{ed} = \frac{\sigma_{vo}' + 0.3 \cdot \Delta\sigma_v}{0.435 \cdot RR}$$

essendo $\Delta\sigma_v$ l'incremento di pressione verticale ed $RR=C_R/(1+e_0)$.

- Coefficienti di consolidazione primaria nel tratto di ricomprensione come desumibili direttamente dai moduli edometrici E_{ed} e dai coefficienti di permeabilità k indicati ai punti precedenti, applicando la nota formula della teoria di consolidazione di Terzaghi.
- Coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$) nel tratto di ricomprensione, tra σ_{vo}' e $(\sigma_{vo}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vp}'$, ottenuti dalle prove edometriche, dell'ordine di $0.1 \div 0.15\%$.
- Resistenze al taglio non drenate (ottenute da da prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate TX-UU, di compressione semplice cnc, e vane VT e dall'interpretazione delle prove CPTU) come indicato nelle figg.2.9.14a, b, c, d. In relazione al fatto che i materiali in esame si collocano al di sotto della linea di compressibilità intrinseca ICL e sono dotati di microstrutture "stabili", tenuto conto anche degli effetti dell'inevitabile disturbo prodotto dal campionamento, i valori riportati nelle figure figg.2.9.14a, b, c, d possano essere considerati già rappresentativi delle resistenze "operative" in sito, senza alcuna riduzione per tenere conto di fenomeni quali l'anisotropia, la dipendenza dalla velocità di applicazione dei carichi, etc. (si veda ad esempio Bjerrum, 1972, 1973).
- Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci come riportato nelle figg.2.9.15a, b (prove di taglio diretto TD) e nelle figg.2.9.16a, b (prove triassiali consolidate non drenate TX-CU).

Si osserva che i risultati presentati si applicano anche nell'ambito della sotto-tratta 1; infatti l'interpretazione degli indici di resistenza ottenuti con il pocket penetrometer in termini di σ_{vp}' e di c_u , applicando la tecnica SHANSEP, conduce a risultati per tale sotto-tratta del tutto analoghi a quelli rilevati per le sotto-tratte 2, 3, 4 e 5 (si veda le figg.2.9.17 e 2.9.18).

In questo caso la tecnica SHANSEP è stata applicata facendo riferimento alle seguenti equazioni (Ladd et al., 1977; Chandler et al., 2004):

$$\sigma_{vp}' = K1 \cdot \sigma_{vo}'$$

$$(K1)^{0.80} = \frac{c_u}{0.3 \sigma_{vo}'}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata in condizioni di rottura per compressione e carico;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Strato 2

Il letto dello strato 2 si colloca a profondità dal p.c. variabili da $\cong 15$ m a $\cong 40$ m; il tratto di maggiore spessore si ha a cavallo della progressiva \cong Pk.Km.114+200.

I materiali costituenti lo strato 2, hanno le seguenti caratteristiche (derivate dalle prove di laboratorio e/o dall'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri riportati nel Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

- Resistenze di punta al penetrometro statico (q_c) dell'ordine di 0.5÷0.7 MPa (sotto-tratte 1 e 2), 0.7÷1 MPa (sotto-tratta 3), 1.2÷1.5 MPa (sotto-tratta 4) e 0.5÷1 MPa (sotto-tratta 5).
- Composizione granulometrica come indicato nella fig.2.9.19a, b; si rileva che le i materiali nelle sotto-tratte 3, 4 e 5 sono generalmente più sabbiosi di quelli nelle sotto-tratte 1 e 2.
- Pesi di volume naturale (γ_t) come indicato nelle figg.2.9.20a, b, c, d, e; si rileva che i valori di γ_t nelle sotto-tratte 3, 4 e 5 sono mediamente più elevati di quelli nelle sotto-tratte 1 e 2.
- Limiti liquidi (LL) come indicato nelle figg.2.9.21a, b, c, d, e; si rileva che i materiali nelle sotto-tratte 3, 4 e 5 sono mediamente meno plastici di quelli nelle sotto-tratte 1 e 2.
- Gradi di saturazione (S) prossimi all'unità, come indicato nelle figg.2.9.22a, b, c, d, e;
- Indici dei vuoti (e_o) come indicato nelle figg.2.9.23a, b, c, d, e; si rileva che i valori di e_o nelle sotto-tratte 3, 4 e 5 sono mediamente più bassi di quelli nelle sotto-tratte 1 e 2.
- Stati iniziali in termini di indice dei vuoti iniziale normalizzato (I_{vo}) e di pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' collocati generalmente al di sopra della linea di compressibilità intrinseca ICL, come riportato nelle figg.2.9.24a, b, c, d, e (per le definizioni di I_{vo} e di ICL si rimanda a Burland, 1990).

Si rileva che:

- La pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' è stata valutata tenendo conto di livelli di falda compatibili con quelli indicati nel paragrafo 2.7.3 e di pesi di volume naturale pari a quelli indicati nel presente paragrafo.
- Gli stati iniziali dei materiali dello strato 2 sono stati generalmente definiti calcolando i valori di I_{vo} con equazioni leggermente diverse da quelle proposte in Burland (1990); in particolare,

soprattutto per i materiali meno plastici, il rapporto dei vuoti intrinseco e_{100}^* è stato valutato con la seguente equazione:

$$e_{100}^* = 0.06 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

invece che con l'equazione:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

Nelle equazioni sopra riportate e_L rappresenta l'indice dei vuoti corrispondente al limite liquido. Solo in tale modo è stato in generale possibile fare convergere le curve edometriche sperimentali nel tratto vergine verso la linea di compressibilità intrinseca data dalla seguente equazione (Burland, 1990):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma_v' + 0.15 \cdot (\log \sigma_v')^3$$

(si veda ad esempio le figg.2.9.25, ove si riportano alcuni risultati significativi).

- Le curve edometriche rappresentate nelle figg.2.9.25 partono da stati iniziali collocati al di sopra della ICL e tendono a raccordarsi alla stessa in corrispondenza di pressioni verticali significativamente superiori a quelle di preconsolidazione σ_{vp}' determinabili con la nota costruzione di Casagrande. Ciò è indice del fatto che i materiali dello strato 2 possono essere caratterizzati dalla presenza di legami di debole cementazione e da microstrutture "metastabili" (terreni sensitivi) (si veda ad esempio Li et al, 2003).
- Gli stati iniziali dei materiali nelle sotto-tratte 3, 4 e 5, pur essendo ancora mediamente collocati al di sopra della ICL, tendono ad essere più vicini alla stessa; i materiali nelle sotto-tratte 3, 4 e 5 sono quindi mediamente meno sensitivi dei materiali nelle tratte 1 e 2.
- Coefficienti di permeabilità k (ottenuti da prove edometriche, applicando le teorie di consolidazione convenzionali, valide per terreni dotati di microstrutture "stabili", ove le deformazioni di natura viscosa sono relativamente contenute) o da correlazioni empiriche (tirate sui risultati di prove effettuate su provini ricostituiti (quindi dotati di microstrutture "stabili") come indicato nelle figg.2.9.26a, b, c, d, e.

In particolare nelle figure suddette è stata utilizzata la seguente correlazione empirica, derivante dai dati pubblicati ad esempio in Nagaraj et al. (1993) e in Nagaraj & Miura (2001):

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

essendo k espresso in cm/sec.

Si rileva che:

- I valori di k indicati nelle figg.2.9.26a, b, c, d, e, ottenuti dalle prove edometriche, si riferiscono ad un campo di pressioni verticali compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}'+150$ kPa; quelli ottenuti dalla correlazione empirica si riferiscono ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o . Ove

necessario/appropriato la variazione di k in funzione dell'indice dei vuoti può essere ricavata sulla base della seguente espressione (si veda anche il Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

$$\log k = \log k_0 - \frac{e - e_0}{0.5 \cdot e_0}$$

essendo k_0 il coefficiente di permeabilità associabile a e_0 .

- I valori di k ottenuti applicando la correlazione empirica risultano superiori a quelli ottenuti dalle prove edometriche applicando le teorie di consolidazione convenzionali; dal momento che queste ultime non sono applicabili a materiali dotati di microstrutture "metastabili", si ritiene più corretto fare riferimento ai valori di k desumibili dall'applicazione della correlazione empirica.
- Pressioni di preconsolidazione σ_{vp}' (ottenuti da prove edometriche con la costruzione nota di Casagrande e dall'interpretazione delle prove CPTU) e rapporti $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ come indicato nella figg.2.9.27a, b, c, d, e e nella fig.2.9.28a, b, c, d, e.

Si rileva quanto segue:

- In generale, i valori di σ_{vp}' e di $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ottenuti dalle prove edometriche risultano più bassi di quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTU; unica eccezione è rappresentata dalla prova CPTU 4PU007 eseguita nella sotto-tratta 5. Quanto sopra è presumibilmente dovuto all'inevitabile disturbo indotto dal campionamento in materiali "sensitivi". Scartando i valori più bassi ottenuti dalle prove edometriche, si ritiene che, per i materiali in oggetto, valori ragionevoli del rapporto $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ possano essere dell'ordine di $1.5 \div 2$ per le sottotratte 1, 2 e 3 e dell'ordine di $2 \div 3$ per le sotto-tratte 4 e 5.
- Risultando i materiali in esame collocati generalmente al di sopra della linea di compressibilità intrinseca ICL e caratterizzati da microstrutture "metastabili", la pressione verticale efficace (σ_{vy}'), al di sopra della quale cominciano a svilupparsi fenomeni deformativi visco-plastici, irreversibili, è sensibilmente inferiore a σ_{vp}' . In accordo a Bjerrum (1967) (si veda anche Rocchi et al., 2003), σ_{vy}' può essere assunta dell'ordine di:

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

La pressione di preconsolidazione σ_{vp}' non rappresenta quindi né la massima pressione verticale efficace subita dal deposito (σ_{vmax}') né la pressione di plasticizzazione σ_{vy}' ; essa peraltro viene a dipendere sensibilmente dalla velocità di applicazione dei carichi o della velocità di deformazione e quindi, in problemi di consolidazione, variabile da punto a punto, in relazione alla posizione dei punti stessi rispetto ai confini drenanti (si veda ad esempio Leroueil et al., 1985; Rocchi et al., 2003). Sotto tali presupposti il comportamento del materiale costituente lo strato 2 può essere considerato di tipo "normale" e regolato dalle leggi convenzionali della geotecnica (si veda ad esempio quelle che stanno alla base del modello

costitutivo CAM CLAY modificato) solo nell'ambito di percorsi di sollecitazione relativamente contenuti, non in grado di attivare meccanismi di destrutturazione; nel caso ad esempio di problemi di carico come quelli rappresentati dai rilevati ferroviari, quanto sopra vale solo fino al raggiungimento della pressione σ_{vy}' ; oltre tale pressione il comportamento del materiale deve essere schematizzato diversamente (si veda ad esempio Scott, 1989, Rocchi et al., 2003). Poiché la pressione di preconsolidazione σ_{vp}' non è determinata da fenomeni di precompressione meccanica, il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 può essere assunto pari a quello valutabile con la seguente equazione:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_{cv}'$$

essendo φ_{cv}' l'angolo di attrito a volume costante del materiale.

- Indici di compressione vergine (C_C) e di ricompressione (C_R) (ottenuti da prove edometriche) come indicato nelle figg.2.9.29a, b, c, d, e e nelle fig.2.9.30a, b, c, d, e.

Si rileva che:

- L'indice di compressione C_C indicato nelle figg.2.9.29a, b, c, d, e è quello massimo misurabile nel tratto di compressione vergine; se tale indice viene rapportato a quello intrinseco del materiale desumibile dalla correlazione proposta da Burland (1990) (pari a $C_C^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$), si ottengono i valori riportati nelle figg.2.9.31a, b, c, d, e. Valori del rapporto C_C/C_C^* superiori a 1 sono congruenti con il fatto che i materiali in esame si collocano al di sopra della ICL e sono dotati di microstrutture "metastabili"; valori del rapporto C_C/C_C^* prossimi o addirittura inferiori ad 1 si ritiene siano dovuti in gran parte all'inevitabile disturbo prodotto dal campionamento ed in misura minore (nei soli casi contraddistinti da stati iniziali collocati al di sotto della ICL) dai motivi indicati per i materiali costituenti lo strato 1.

Il fatto che il rapporto C_C/C_C^* tenda ad essere mediamente inferiore a partire dalla sotto-tratta 3, ed in particolare nella sotto-tratta 4, è una conferma del fatto che procedendo verso Verona la microstruttura dei terreni tende ad avere assetti più "stabili".

- L'indice di ricompressione C_R ricavabile dalle figg.2.9.30a, b, c, d, e si riferisce al tratto di curva edometrica compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}' + 150$ kPa e rappresenta un indice di primo carico. Valori del rapporto C_C/C_R inferiori a 3 sono compatibili con il fatto che tale tipo di materiali sono caratterizzati da microstrutture "metastabili"; sia il disturbo prodotto dal campionamento che le deformazioni visco-plastiche sviluppate una volta superata la pressione di soglia σ_{vy}' , contribuiscono infatti a portare tale rapporto al di sotto dei valori usuali pari a 3÷5. In relazione a quanto sopra si ritiene che, nell'ambito di intervalli di pressioni comprese tra σ_{vo}' e σ_{vy}' , il rapporto C_C/C_R può assumere valori pari a quelli massimi riportati nelle figure figg.2.9.30a, b, c, d, e, ovvero a quelli usuali pari a 3÷5.

Nell'ambito di cicli di scarico e ricarica, ovvero tra $\sigma_{v0}' \rightarrow (\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1})$ e $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1}) \rightarrow (\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$, i valori del rapporto C_C/C_R possono risultare decisamente superiori a 3÷5 (fino anche a 15÷20), purché:

- Lo stato del materiale in corrispondenza di $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia collocato al di sotto della ICL;
- Lo stato del materiale in corrispondenza di $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia collocato al di sopra della ICL ma contemporaneamente il valore della pressione $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia inferiore a quello della pressione di soglia σ_{vy}' e le variazioni tensionali nell'ambito del ciclo di scarico e ricarica siano relativamente contenute da non provocare fenomeni di destrutturazione.

- Moduli edometrici (E_{ed}), nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, valutabili con la seguente espressione:

$$E_{ed} = \frac{\sigma'_{v0} + 0.3 \cdot \Delta\sigma_v}{0.435 \cdot RR}$$

essendo $\Delta\sigma_v$ l'incremento di pressione verticale e $RR = C_C/(3\div5)/(1+e_0)$.

- Coefficienti di consolidazione primaria, nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, desumibili direttamente dai moduli edometrici E_{ed} e dai coefficienti di permeabilità k indicati in precedenza in base alla nota formula della teoria di consolidazione Terzaghi.
- Coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$), nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, dell'ordine di 0.1÷0.15%.
- Coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$) del materiale che subisce fenomeni di destrutturazione, quando si raggiungono stati prossimi alla ICL, dell'ordine di 0.2÷0.3%.
- Resistenze al taglio non drenate c_u (ricavabili dalle prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU), dalle prove di compressione semplice (cnc) e dalle prove "vane" di laboratorio) come indicato nelle figg.2.9.32a, b, c, d, e.

Si rileva che:

- I valori ottenuti dalle prove di laboratorio sopra indicate sono comparabili a quelli desumibili dal "pocket penetrometer" e, invece, sensibilmente inferiori a quelli ricavabili dall'interpretazione delle prove CPTU (si veda ad esempio quanto riportato sempre nelle figg.2.9.32a, b, c, d). Alla luce di quanto sopra è presumibile che essi sono influenzati dal disturbo indotto dal campionamento; per tale motivo si ritiene che possano essere già rappresentativi delle resistenze "operative", senza alcuna riduzione per tenere conto di fenomeni quali l'anisotropia, la dipendenza dalla velocità di applicazione dei carichi, etc. (si veda ad esempio Bjerrum, 1972, 1973).
- Fatta eccezione per quelli ottenuti dalle prove "vane", i valori registrati nella sotto-tratta 4 sono mediamente superiori a quelli registrati nella sotto-tratta 3 e soprattutto nelle sotto-tratte 1 e 2.

- Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci come riportato nelle figg.2.9.33a, b, c, d, e (prove di taglio diretto TD), nelle figg.2.9.34a, b, c, d (prove triassiali consolidate non drenate TX-CU) e nella fig.2.9.35 (prove triassiali consolidate drenate TX-CD).

Strato 3

I materiali costituenti lo Strato 3, hanno le seguenti caratteristiche (derivate dalle prove di laboratorio e/o dall'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri riportati nel Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001):

- Indici di resistenza al pocket penetrometer e valori N_{SPT} generalmente superiori rispettivamente a 300 kPa e a 25 colpi/30 cm.
- Composizione granulometrica come indicato nella fig.2.9.36a, b; si rileva che i materiali nella sotto-tratta 1 sono più sabbiosi di quelli nelle sotto-tratte 2, 3, 4 e 5.
- Pesi di volume naturale (γ_t) come indicato nelle figg.2.9.37a, b, c, d.
- Limiti liquidi (LL) come indicato nelle figg.2.9.38a, b, c, d; si rileva che i materiali dello strato 3 sono meno plastici di quelli dello strato 2.
- Gradi di saturazione (S) prossimi all'unità, come indicato nelle figg.2.9.39a, b, c, d;
- Indici dei vuoti (e_o) come indicato nelle figg.2.9.40a, b, c, d; si rileva che i valori di e_o nello strato 3 sono mediamente inferiori a quelli dello strato 2.
- Stati iniziali in termini di indice dei vuoti iniziale normalizzato (I_{vo}) e di pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' collocati sia al di sotto della linea di compressibilità intrinseca ICL (ma non molto distanti dalla stessa) sia anche al di sopra della stessa, come riportato nelle figg.2.9.41a, b, c (per le definizioni di I_{vo} e di ICL si rimanda a Burland, 1990).

Si rileva che:

- La pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' è stata valutata tenendo conto di livelli di falda compatibili con quelli indicati nel paragrafo 2.7.3 e di pesi di volume naturale pari a quelli indicati nel presente paragrafo.
- Gli stati iniziali dei materiali dello strato 3 sono stati generalmente definiti calcolando i valori di I_{vo} con equazioni leggermente diverse da quelle proposte da Burland, 1990; in particolare il rapporto dei vuoti intrinseco e_{100}^* è stato valutato con la seguente equazione:

$$e_{100}^* = 0.06 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

invece che con l'equazione:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

Nelle equazioni sopra riportate e_L rappresenta l'indice dei vuoti corrispondente al limite liquido.

Solo in tale modo è stato in generale possibile fare convergere ad esempio le curve edometriche sperimentali rappresentative di stati iniziali che si collocano al di sotto della ICL verso la linea di compressibilità intrinseca data dalla seguente equazione (Burland, 1990):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.15 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

(si veda ad esempio la figg.2.9.42).

- Coefficienti di permeabilità k (ottenuti da prove edometriche, applicando le teorie di consolidazione convenzionali, valide per terreni dotati di microstrutture “stabili”, ove le deformazioni di natura viscosa sono relativamente contenute) o da correlazioni empiriche (tarate sui risultati di prove effettuate su provini ricostituiti (quindi dotati di microstrutture “stabili”) come indicato nelle figg.2.9.43a, b, c, d.

In particolare nelle figure suddette è stata utilizzata la seguente correlazione empirica, derivante dai dati pubblicati ad esempio in Nagaraj et al. (1993) e Nagaraj & Miura (2001):

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

essendo k espresso in cm/sec.

Si rileva che:

- I valori di k ottenuti dalle prove edometriche si riferiscono ad un campo di pressioni verticali compreso tra σ_{vo}' e $\sigma_{vo}'+150$ kPa. Quelli ottenuti dalla correlazione empirica si riferiscono ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o . Ove necessario/appropriato la variazione di k in funzione dell'indice dei vuoti può essere ricavata sulla base della seguente espressione (si veda anche il Doc.Ref.IN0500DE2RPG0005001):

$$\log k = \log k_o - \frac{e - e_o}{0.5 \cdot e_o}$$

essendo k_o il coefficiente di permeabilità corrispondente ad e_o .

- I valori di k indicati nelle figg.2.9.43a, b, c, d ottenuti applicando la correlazione empirica risultano sostanzialmente comparabili a quelli ottenuti dalle prove edometriche applicando le teorie di consolidazione convenzionali.
- I valori di k dei materiali nelle sotto-tratta 1 risultano mediamente più elevati di quelle delle sottotratte 2, 3, 4 e 5.
- Pressioni di preconsolidazione σ_{vp}' (ottenuti da prove edometriche con la costruzione nota di Casagrande e dall'interpretazione delle prove CPTU) e rapporti $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ come indicato nella figg.2.9.44a, b, c e nella fig.2.9.45a, b, c.

Si rileva quanto segue:

- In generale, i valori di σ_{vp}' e di $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ottenuti dall'interpretazione delle prove CPTU risultano paragonabili a quelli ottenuti dalle prove edometriche. Trascurando i valori più bassi ottenuti

dalle prove edometriche, presumibilmente influenzati dal disturbo indotto dal campionamento, è ragionevole ritenere che i materiali dello strato 3 siano caratterizzati da rapporti $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ generalmente superiori a 3.

- Come già evidenziato, i materiali costituenti lo strato 3 si collocano sia al di sotto della linea di compressibilità intrinseca ICL (ma non molto distanti dalla stessa) sia al di sopra della stessa. Per tali materiali vale quanto segue:

- La pressione di preconsolidazione σ_{vp}' può essere indotta sia da fenomeni di precompressione meccanica, sia da fenomeni di debole cementazione;
- In relazione a quanto sopra la pressione verticale di plasticizzazione σ_{vy}' , al di sopra della quale si sviluppano deformazioni visco-plastiche irreversibili, può essere inferiore a σ_{vp}' , ovvero pari a quella ricavabile dalle seguenti espressioni (si veda anche il Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005003):

$$\sigma_{vy}' = \sigma_{vo}' + \frac{\sigma_{vp}' - \sigma_{vo}'}{3 \div 5} \quad \text{nel caso di stati iniziali che si collocano prossimi alla ICL o al di sopra della stessa}$$

$$\sigma_{vy}' = \sigma_{vo}' + \left(\sigma_{vp}^{**} - \sigma_{vo}' \right) + \frac{\sigma_{vp}' - \sigma_{vp}^{**}}{3 \div 5} \geq \sigma_{vp}^{**} \quad \text{nel caso di stati iniziali che si collocano al di sotto della ICL}$$

essendo:

σ_{vp}^{**} = pressione di preconsolidazione intrinseca, dovuta solo a fenomeni di precompressione meccanica (si veda il Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001);

- il comportamento del materiale può essere considerato di tipo “normale” e regolato dalle leggi convenzionali della geotecnica (si veda ad esempio quelle che stanno alla base del modello costitutivo CAM CLAY modificato) solo nell’ambito di percorsi di sollecitazione relativamente contenuti, non in grado di attivare meccanismi di destrutturazione; nel caso ad esempio di problemi di carico come quelli rappresentati dai rilevati ferroviari, quanto sopra vale solo fino al raggiungimento della pressione σ_{vy}' ; oltre tale pressione il comportamento del materiale deve essere schematizzato diversamente (si veda ad esempio Scott, 1989, Rocchi et al., 2003). Poiché la pressione di preconsolidazione σ_{vp}' non è determinata solo da fenomeni di precompressione meccanica, il coefficiente di spinta del terreno a riposo presumibilmente non è molto superiore a quello desumibile dall’applicazione della seguente equazione:

$$k_o = 1 - \sin \varphi_{cv}'$$

essendo φ_{cv}' l’angolo di attrito a volume costante del materiale.

- Indici di compressione vergine (C_C) e di ricomprensione (C_R) da prove edometriche come indicato nelle figg.2.9.46a, b, c e nelle fig.2.9.47a, b, c.

Si rileva che:

- L'indice di compressione C_C indicato nelle figg.2.9.46a, b, c è quello massimo misurabile nel tratto di compressione vergine; se tale indice viene rapportato a quello intrinseco del materiale desumibile dalla correlazione proposta da Burland (1990) (pari a $C_C^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$), si ottengono i valori riportati nelle figg.2.9.48a, b, c. Valori del rapporto C_C/C_C^* inferiori ad 1 si ritiene siano dovuti in gran parte all'inevitabile disturbo prodotto dal campionamento ed in misura minore (nei soli casi contraddistinti da stati iniziali collocati al di sotto della ICL) dai motivi indicati per i materiali costituenti lo strato 1.

- L'indice di ricomprensione C_R ricavabile dalle figg.2.9.47a, b, c si riferisce al tratto di curva edometrica compreso tra σ_{v0}' e $\sigma_{v0}'+150$ kPa e rappresenta un indice di primo carico.

Nell'ambito di cicli di scarico e ricarico, ovvero tra $\sigma_{v0}' \rightarrow (\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1})$ e $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1}) \rightarrow (\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$, i valori del rapporto C_C/C_R possono diventare decisamente superiori a 3 (fino anche a 15÷20), purché:

- Lo stato del materiale in corrispondenza di $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia collocato al di sotto della ICL;
- Lo stato del materiale in corrispondenza di $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia collocato al di sopra della ICL ma contemporaneamente il valore della pressione $(\sigma_{v0}' - \Delta\sigma_{v1} + \Delta\sigma_{v2})$ sia inferiore a quello della pressione di soglia σ_{vy}' e le variazioni tensionali nell'ambito del ciclo di scarico e ricarico siano relativamente contenute da non provocare fenomeni di destrutturazione.

- Moduli edometrici (E_{ed}), nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, valutabili con la seguente espressione:

$$E_{ed} = \frac{\sigma_{v0}' + 0.3 \cdot \Delta\sigma_v}{0.435 \cdot RR}$$

essendo $\Delta\sigma_v$ l'incremento di pressione verticale e $RR = C_C/3/(1+e_0)$.

- Coefficienti di consolidazione primaria, nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, desumibili direttamente dai moduli edometrici E_{ed} e dai coefficienti di permeabilità k in base alla nota formula della teoria di consolidazione di Terzaghi.
- Coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$), nel tratto di ricomprensione, tra σ_{v0}' e $(\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v) < \sigma_{vy}'$, dell'ordine di 0.1÷0.15%.
- Coefficienti di consolidazione secondaria ($c_{\alpha\epsilon}$) del materiale destrutturato, quando si raggiungono stati prossimi alla ICL, dell'ordine di 0.2÷0.3%.

- Resistenze al taglio non drenate c_u (ricavabili dalle prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU), dalle prove di compressione semplice (cnc), dalle prove “vane”, dagli indici di resistenza con il pocket penetrometer e dall’interpretazione delle prove SPT e CPTU) come indicato nelle figg.2.9.49a, b, c, d.

Una conferma del fatto che i materiali dello strato 3 possono essere caratterizzati da legami di debole cementazione e che per tale motivo gli stati iniziali possono trovarsi prossimi alla ICL e al di sopra della stessa anche in presenza di rapporti $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}' > 3$ viene anche dai risultati della prova cross hole effettuata nella tratta in oggetto (Sondaggi 4SS012/A/B).

I valori misurati delle velocità delle onde di taglio V_s e dei moduli di taglio iniziali G_o sono infatti sensibilmente maggiori di quelli valutabili ad esempio dalla correlazione di Viggiani e Atkinson (1995) applicabile a terreni ricostituiti (e quindi non cementati), anche se a questi si attribuisse arbitrariamente un grado di sovraconsolidazione meccanica corrispondente a $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}' = 4$ (figg.2.9.50÷2.9.51); valori del rapporto tra i moduli G_o del terreno indisturbato e cementato e moduli G_o del terreno ricostituito e non cementato superiori a 2 sono in linea anche con altre esperienze riportate in letteratura (si veda ad esempio Shibuya et al, 1997; Li et al.,2003).

2.7.2.3 SOTTO-TRATTA 4BIS

Le caratteristiche dei terreni limoso-sabbioso-argillosi, prevalenti nella sotto-tratta 4bis, interessata dalla costruzione della galleria artificiale Santa Cristina (Tabella 2.7.3), sono sostanzialmente confrontabili con quelle indicate per la sotto-tratta 4. Ciò è evidente dal confronto delle seguenti figure:

- Peso di volume naturale γ_t : figg.2.9.20d-2.9.37d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.52;
- Limite liquido LL: figg.2.9.21d-2.9.38d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.53;
- Indice dei vuoti e_o : figg.2.9.23d-2.9.40d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.54;
- Stato iniziale nel piano di Burland (1990): figg.2.9.24d-2.9.41c (sotto-tratta 4) e fig.2.9.55;
- Coefficiente di permeabilità k: figg.2.9.26d-2.9.43d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.56;
- Rapporto $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$: figg.2.9.28d-2.9.45c (sotto-tratta 4) e fig.2.9.57;
- Indice di compressione C_C : figg.2.9.29.d-2.9.46c (sotto-tratta 4) e fig.2.9.58;
- Rapporto C_C/C_R : figg.2.9.30.d-2.9.47c (sotto-tratta 4) e fig.2.9.59;
- Resistenza al taglio non drenata c_u : figg.2.9.32d-2.9.49d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.60;
- Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci c' , ϕ' : figg.2.9.33d (sotto-tratta 4) e fig.2.9.61.

2.7.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea e di quelle trasversali presenti nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4).

In questa sede è importante evidenziare il fatto che normalmente nella tratta in esame i livelli di falda si collocano a pochi metri dal piano campagna; esistono tuttavia situazioni localizzate (si veda ad esempio tra la Pk.Km.115+100 e la Pk.Km.115+900, al Pk.Km.117+500, tra il Pk.Km.119+400 ed il Pk.Km.121+000, al Pk.Km.121+300) nell'ambito delle quali i livelli di falda risultano più profondi di quelli attesi.

Non in tutti i casi è stato possibile accertare la ragione di tali livelli di falda anomali; è tuttavia presumibile che, anche nei casi dubbi, i livelli di falda siano imputabili a prelievi idrici ad uso industriale, agricolo e potabile.

In relazione alla problematica suddetta, non esistono al momento dati per cercare di verificare/quantificare l'esistenza di possibili cedimenti indotti dai prelievi idrici.

Si ritiene utile segnalare l'opportunità di dare inizio, in modo da potere disporre in fase di progettazione costruttiva di misure estese su un arco temporale utile, ad un monitoraggio topografico (o mediante sistemi alternativi, quali ad esempio le tecniche derivanti dall'interferometria radar) che permetta di verificare fenomeni attualmente in atto.

2.7.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche nella tratta in oggetto riguardano essenzialmente le previsioni sul comportamento dei rilevati ferroviari e stradali, delle spalle di cavalcaferrovia e delle trincee "protette" (muri ad U) e delle gallerie artificiali.

Considerata la natura dei terreni, la previsione del comportamento delle opere ha comportato la soluzione di problemi connessi con la scelta dei metodi di analisi, dei modelli costitutivi e dei parametri di ingresso.

Il modo con cui sono stati affrontati e risolti i problemi suddetti è dettagliato nelle relazioni geotecniche specifiche per le varie opere, elencate nella Tabella 2.7.1 e nella Tabella 2.7.2, nonché nei vari documenti che descrivono il progetto delle opere provvisorie e definitive.

In questa sede si riassumono ed evidenziano i criteri principali che hanno guidato la progettazione.

RILEVATI FERROVIARI

1. L'esecuzione dei rilevati ferroviari rappresenta un problema di primo carico, sia pure in toto o in parte in regime "elastico", ovvero nell'intervallo di pressione tra σ_{v0}' e σ_{vy}' .

I moduli "elastici" operativi in tale intervallo di pressioni sono stati resi compatibili con valori dell'indice di ricompressione C_R pari a $C_C/(3\div 5)$ e con il fatto che essi crescono con l'aumentare della tensione efficace corrente.

2. Ove lo stato tensionale efficace corrente determinato dalla costruzione del rilevato supera la pressione verticale efficace di plasticizzazione e σ_{vy}' il materiale non risponde più "elasticamente"; in tali circostanze per l'analisi dei cedimenti nell'ambito dello strato 2, costituito da terreni a microstruttura "metastabile", si è fatto ricorso al metodo 3, descritto nel Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005003, dopo opportuna validazione con metodi più rigorosi (si veda ad esempio Rocchi et al., 2003). Si rileva che, nel caso specifico dei rilevati della tratta in oggetto, la necessità di ricorso all'applicazione del metodo 3 nell'ambito dei materiali costituenti lo strato 3 trova giustificazione solo da un punto di vista di generalizzazione concettuale; infatti, dal punto di vista pratico, nell'ambito di tale strato i percorsi di sollecitazione sono generalmente tali da ricadere nell'ambito di intervalli di pressione verticale efficace compresi tra σ_{v0}' e σ_{vy}' , ove restano valide anche le teorie "elastiche" convenzionali.

3. I processi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali sono stati valutati in modo rigoroso tenendo conto che il coefficiente di permeabilità è funzione dell'indice dei vuoti (teorie di consolidazione non lineari).

In considerazione del fatto che le lenti sabbioso-ghiaiose all'interno dei depositi glacio-lacustri hanno limitata estensione, sia in direzione orizzontale che verticale, queste ultime sono state trattate come "lenti chiuse", ovvero con scarsa capacità drenante, se non messe in comunicazione tra loro da interventi di trattamento dei terreni (dreni verticali).

Per contro, al fine di tenere conto della macrostruttura del deposito, sono stati considerati nelle analisi valori del coefficiente di permeabilità che rappresentano un limite medio-superiore fra quelli presentati nel paragrafo 2.7.2. E' importante rilevare il fatto che nella definizione dei coefficienti di

permeabilità dei terreni a microstruttura “metastabile” si è anche dato maggiore credito ai dati derivati dall’applicazione di correlazioni empiriche, più elevati di quelli desumibili dalle prove edometriche.

4. I risultati delle analisi di cedimento, effettuate per diverse situazioni caratteristiche (si vedano le relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.1 e nella Tabella 2.7.2), indicano chiaramente che, in gran parte della tratta in oggetto, resterebbero da scontare alla consegna dell’opera cedimenti residui superiori a quelli di Capitolato; i cedimenti residui e le velocità di cedimento residue risulterebbero superiori anche a quelli accettati sulla linea A.C. Milano-Bologna. Quanto sopra ha comportato la necessità di prevedere nel progetto trattamenti dei terreni.

Analisi dei risultati conseguibili con varie tipologie di trattamento possibili, unitamente a considerazioni sulle tecniche costruttive e sul grado di certezza dei risultati conseguibili, nonché sui tempi di costruzione e messa in esercizio della linea (si veda quanto dettagliato nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.1 e nella Tabella 2.7.2), hanno portato a definire come preferibili i trattamenti colonnari con pali ad elica (si veda il disegno tipologico 1, Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050010) nei casi in cui le altezze di rilevato (da piano ferro a piano campagna) risultano superiori a 1.5÷2.0 m (sotto-tratte 1 e 2) e superiori a 3 m (sotto-tratta 4). Le lunghezze dei pali di trattamento (riportate nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.1 e nella Tabella 2.7.2) sono state definite facendo riferimento a cedimenti residui e a velocità di cedimento residue in linea ai 5 cm/10 anni, in accordo ad esempio a quanto riportato in Sunaga, 2001 e quanto adottato per la linea A.V. Milano-Bologna.

5. Nel caso dei rilevati di altezza (dal piano ferro al piano campagna) inferiore a 1.32 m possono diventare rilevanti le problematiche connesse con la risposta dei terreni ai carichi ciclici indotti dal transito ferroviario. Questi ultimi possono infatti generare nei terreni saturi costituenti lo strato 2 sovrappressioni interstiziali e cedimenti aggiuntivi rispetto a quelli indotti dal peso del rilevato; tali cedimenti avverrebbero durante l’esercizio dell’opera e risulterebbero differenziali rispetto a quelli di tratti adiacenti di rilevato con maggiore altezza realizzati su terreni trattati con pali ad elica.

In relazione a quanto sopra, tenuto anche conto per i rilevati bassi e le trincee si prende in considerazione, oltre a quanto normalmente previsto (0.50 m di bonifico al di sotto della quota intradosso del supercompattato, un bonifico ulteriore di 0.80 m (vedi il disegno tipologico 3, Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005003).

In fase di P.E. comunque il tema andrà opportunamente approfondito.

6. Sia per i rilevati “alti” che per quelli “bassi” è previsto, in corrispondenza di alcune sezioni, il monitoraggio di parametri significativi quali: cedimenti, pressioni interstiziali nell’ambito dello strato 2 e carichi assorbiti dai pali di trattamento.

SPALLE DEI CAVALCAFERROVIA E RILEVATI STRADALI

Le scadenti caratteristiche dei terreni di fondazione (soprattutto quelle dello strato 2) fanno sì che la tipologia ed il dimensionamento delle fondazioni delle spalle dei cavalcaferrovia siano condizionate dal comportamento dei rilevati di accesso, soprattutto in termini di spostamenti orizzontali e verticali. Per tale motivo il progetto è stato sviluppato sulla base delle seguenti considerazioni (si veda per maggiori dettagli quanto riportato nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.3):

1. L'entità degli spostamenti indotti dalla costruzione dei rilevati ed il loro decorso nel tempo impone l'impiego di pali trivellati di grande diametro.
2. Le problematiche connesse con attriti negativi e con spinte orizzontali indotte dagli spostamenti del terreno provocati dai rilevati di approccio impongono:
 - Il ricorso a spalle passanti.
 - Preferibilmente, in assenza di trattamenti colonnari con pali ad elica, la limitazione delle altezze di rilevato a non più di 6.0 m in accordo con la relazione IN0500DE2RPGE0005003) "Criteri di dimensionamento e verifica delle opere in terra". Si rimanda comunque alle relazioni delle singole opere (IV21÷IV25) per ogni dettaglio in merito.
 - L'esecuzione preventiva del rilevato in modo da interessare anche la zona di ingombro della spalla. Solo una volta "scontato" il cedimento del terreno causato dal rilevato si passerà alla rimozione della parte di rilevato in esubero e alla realizzazione della fondazione su pali.
 - In aggiunta a quanto sopra, per i cavalcaferrovia Montonale Basso e Cascina Pergola Vecchia, trattamenti colonnari del terreno con pali ad elica per altezze di rilevato superiori a 3 m. Gli schemi di trattamento sono analoghi a quelli indicati nel disegno tipologico 2 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050020); le lunghezze di trattamento sono riportate nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.3. Nei casi suddetti i cedimenti residui e le velocità di cedimento residue, in assenza di trattamenti del terreno, risulterebbero infatti superiori a valori raccomandabili dell'ordine di 10÷15 cm e a 5÷10 cm in 10 anni.

In merito ai contenuti dei disegni tipologici 1, 2 e 3 è opportuno rilevare quanto segue:

- le caratteristiche delle geogriglie interposte tra i pali ed i materiali di rilevato soprastanti risultano inferiori a quelle necessarie applicando metodi di analisi codificati ad esempio nelle BS-8006-1995 o riportati ad esempio in Hewlett & Randolph (1988), Russel & Pierpoint (1997), Love & Milligan (2003), etc.. Ciò deriva dalla consapevolezza che tali metodi sono stati sviluppati nell'ipotesi estremamente cautelativa di assenza di contributo del terreno al di sotto della geogriglia; risultati di analisi agli elementi finiti in condizioni 2D e 3D evidenziano che la messa in conto nelle analisi del

contributo del terreno sottostante la geogriglia è in grado di ridurre sensibilmente l'entità degli sforzi di trazione nelle geogriglie stesse (si veda ad esempio Slocombe & Bell (1998); evidenze sperimentali pubblicate nella letteratura sembrerebbero confermare quanto sopra (si veda ad esempio Jenner et al., 1998 e Zanzniger & Gartung, 2002).

GALLERIA ARTIFICIALE SANTA CRISTINA

Il progetto della galleria artificiale è stato sviluppato sulla base dei seguenti presupposti:

1. Caratteristiche di permeabilità dell'ammasso interessato dagli scavi

- Sulla base delle caratteristiche granulometriche e di quanto riportato nella fig.2.9.56, ai materiali costituenti gli strati limoso-sabbioso-argillosi (materiali a grana fine) andrebbero attribuiti coefficienti di permeabilità variabili tra 1×10^{-10} m/sec e 1×10^{-9} m/sec.
- Alla luce dei risultati delle prove penetrometriche statiche effettuate nella sotto-tratta 4bis, è possibile assumere tuttavia che gli strati limoso-sabbioso-argillosi siano caratterizzati da una spiccata macrostruttura (stratificazione orizzontale, fitta alternanza con livelli più sabbiosi); in relazione al fatto che con lo scavo, sostenuto da paratie non "impermeabili", la successione stratigrafica viene messa a giorno, dando possibilità di sfogo alle sovrappressioni interstiziali, è plausibile ritenere che, a seguito delle variazioni di stato tensionale in scarico, le condizioni drenate possano essere raggiunte più velocemente di quanto valutabile utilizzando i coefficienti di permeabilità medi desumibili dalla fig.2.9.56. Valori più rappresentativi dei coefficienti di permeabilità dei materiali a grana fine potrebbero essere dati da quelli più elevati indicati nella fig.2.9.56.

2. Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso

- Le esperienze di letteratura indicano che i moduli di taglio operativi del terreno (G), rappresentativi di problemi di scavi sostenuti (scarico tensionale), sono dell'ordine $400 \cdot c_u$ (si veda ad esempio Simpson et al, 1979; Simpson et al., 2000), ovvero nel caso in esame (si veda la fig.2.9.60) $\cong 400 \times (50 + 4 \cdot z) = 20000 + 1600 \cdot z$ kPa, essendo z la profondità dal piano campagna.
- Valori di modulo di taglio operativo del tutto analoghi a quelli indicati al punto precedente è plausibile possano essere applicati anche a problemi di fondazione in regime di ricarica quale quello della galleria artificiale in oggetto, in ragione del fatto che:
 - lo stato tensionale finale è inferiore a quello geostatico preesistente;

- le caratteristiche dei terreni di fondazione sono complessivamente più simili a quelle dello strato 3 che a quelle dello strato 2 delle sotto-tratte 1, 2, 3, 4 e 5.

Si rileva che i valori del modulo di taglio operativi sopra indicati sono congruenti con:

- I moduli di taglio iniziali G_o ottenibili dalla prova cross hole 4SS012/A/B (si veda la fig.2.9.51) divisi per un coefficiente pari a 5; sulla base di quanto riportato nella fig.2.9.51, i moduli G_o possono essere cautelativamente ricavati dalla seguente equazione:

$$G_o = (210000 \div 240000) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.6}$$

essendo:

$$p_a = 100 \text{ kPa}$$

p' = la pressione efficace media geostatica, valutata ipotizzando $k_o = 0.55 \div 0.75$ e livelli di falda prossimi al piano campagna

- I moduli di taglio G ottenibili dalle seguenti equazioni:

$$G = \frac{E_{ed}}{2.3}$$

$$E_{ed} = \frac{\sigma_{vo}}{0.435 \cdot RR}$$

$$RR = \frac{C_R}{(1 + e_o)} = \frac{C_R}{1.5} \text{ (si veda la fig.2.9.54)}$$

$$C_R = \frac{C_C}{X}$$

essendo:

$$C_C = 0.15 \text{ (fig.2.9.58)}$$

X = coefficiente pari a 20.

Il coefficiente X sopra indicato è compatibile con quelli indicati nelle discussioni effettuate nel paragrafo 2.7.2 in merito ai coefficienti di ricompressione C_R in regime di scarico e ricarica.

In relazione all'entità dei moduli elastici sopra indicati è possibile ritenere possibile per la struttura della galleria artificiale un appoggio diretto sul terreno.

3. Stato tensionale iniziale

In analogia a quelli delle sotto-tratte 1, 2, 3, 4 e 5, i materiali in esame non dovrebbero avere subito significative precariche (sovracconsolidazione meccanica); ai coefficienti di spinta del terreno a riposo sono stati quindi attribuiti valori non superiori a $0.55 \div 0.75$

Il progetto geotecnico della galleria artificiale è stato inoltre indirizzato per la soluzione di specifiche problematiche connesse con:

- la presenza di opere esistenti nelle vicinanze degli scavi;
- la presenza di livelli di falda prossimi al piano campagna e quindi la necessità di regolare il regime di filtrazione verso lo scavo e assicurare la stabilità del fondo scavo;
- la presenza del lago del Frassino e quindi la necessità di non alterare significativamente il regime idrogeologico naturale sotterraneo.

Per i dettagli su tali aspetti si rimanda integralmente alla relazione geotecnica specifica per tale opera (si veda il documento di riferimento riportato nella Tabella 2.7.3), agli studi di carattere geologico ed idrogeologico.

MURI AD U E GALLERIE ARTIFICIALI COLLI STORICI E CASELLO DI SIRMIONE

Le problematiche geotecniche delle trincee e delle gallerie artificiali tra le progressive \cong Pk.Km.116+600 e \cong Pk.Km.118+100 derivano dai seguenti aspetti principali:

1. Presenza di livelli di falda prossimi al piano campagna;
2. Altezze di scavo generalmente superiori a 5 m, fino ad un massimo di circa 7.5 m, ovvero tali da rimuovere in toto o in gran parte lo strato 1 di migliori caratteristiche geotecniche;
3. Presenza in corrispondenza del fondo scavo di terreni di scadenti caratteristiche meccaniche e a microstruttura "metastabile) (strato 2).

In conseguenza degli aspetti sopra indicati il progetto prevede :

- L'esecuzione di strutture ad U opportunamente giuntate, all'interno delle paratie, anche nei tratti non in galleria artificiale
- L'esecuzione di trattamenti colonnari con pali ad elica al di sotto delle strutture (muri ad U e gallerie artificiali), secondo lo schema riportato nel disegno tipologico 4 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050010) con interassi e lunghezze pari a quelle indicate nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.7.3. Alternativamente l'esecuzione per strutture ad U di soluzioni fondazionali di tipo profondo.

Quest'ultimo intervento è stato reso necessario dai risultati di specifiche analisi di cedimento, in assenza ed in presenza di trattamenti, condotte sulla base dei seguenti presupposti:

- A differenza della galleria artificiale Santa Cristina (ove i terreni di imposta della fondazione sono più simili a quelli dello strato 3 che a quelli dello strato 2) il problema di scarico e ricarica interessa in questo caso principalmente i terreni dello strato 2, a microstruttura "metastabile".

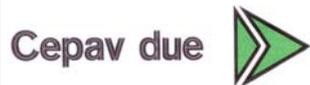
- Gli stati finali dei vari elementi di terreno, ad opera finita, sia pure più favorevoli rispetto a quelli iniziali, non sempre soddisfano il requisito di essere collocati al di sotto della ICL (si veda quanto riportato nelle relazioni geotecniche specifiche per tali opere, elencate nella Tabella 2.7.3). In ragione di ciò, e quindi della possibilità di operare nell'ambito di situazioni ove i cedimenti secondari indotti da fenomeni di destrutturazione della microstruttura "metastabile" non sono trascurabili, più appropriatamente gli indici di ricompressione C_R sono stati selezionati pari a $C_c/3$.

Solo in presenza di tali soluzioni progettuali risulta possibile mantenere i cedimenti entro limiti compatibili sia con le esigenze strutturali che con quelle di esercizio della linea imposte dal Capitolato.

Nel caso della galleria artificiale Casello di Sirmione e dei muri a U tra la Pk.Km.121+257 e la Pk.Km.121+655 il trattamento con pali ad elica risulta opportuno anche per le seguenti motivazioni:

- Nel primo caso, i rilevati del nuovo svincolo, interferenti con la galleria, risultano di altezza significativamente superiore a quella attuale. Per mitigare gli effetti prodotti dai cedimenti di tali rilevati è opportuno:
 - Prevedere il trattamento (secondo lo schema del disegno tipologico 2 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050020) e le lunghezze indicate nella relazione geotecnica elencata nella Tabella 2.7.3) anche in corrispondenza delle rampe, per altezze superiori a 3 m, in analogia a quanto previsto per i cavalcaferrovia Montonale Basso e Cascina Pergola Vecchia.
 - Prevedere un allungamento di circa 7 m dei pali posizionati sotto l'area di ingombro della galleria artificiale rispetto a quelli correntemente previsti per i muri ad U e la galleria artificiale Colli Storici.
- Nel secondo caso i cedimenti attesi in esercizio delle strutture costituenti le gallerie artificiali Santa Cristina e Madonna del Frassino sono di entità modesta, comunque significativamente inferiori a quelli attesi per i muri ad U in assenza di trattamenti.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
72 di 475

In merito ai contenuti del disegno tipologico 4 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050010) si rileva il fatto che per esigenze costruttive i pali di trattamento sotto i muri ad U e sotto le gallerie artificiali in oggetto potranno essere eventualmente realizzati dal piano campagna o comunque da un piano di lavoro superiore la testa dei pali stessi, interrompendo l'esecuzione del palo in corrispondenza della quota di intradosso dello strato di regolarizzazione, sotto il fondo scavo. Per tale motivo, così come per i pali previsti sotto i rilevati, i pali di bordo, che presumibilmente subiranno anche sollecitazioni orizzontali, non verranno armati. Quanto sopra non si ritiene un grosso problema per i seguenti motivi:

- I pali ad elica sono concepiti come elementi di rinforzo dei terreni e non come elementi strutturali;
- La non linearità di comportamento del calcestruzzo contribuirà a smorzare sensibilmente le sollecitazioni flessionali che il palo di trattamento tende ad assorbire per effetto di spostamenti orizzontali;
- Le strutture in c.a. sono in grado di assorbire meglio di quelle in terra eventuali perdite di rigidità degli elementi colonnari di bordo.

Tabella 2.7.1: Tratta 6 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Trincea tra muri ad "U" - Da Pk.Km.116+600 a G.A. Colli storici	IN0500DE2RBRI000X01 00	3
2. Galleria artificiale Colli Storici	IN0500DE2RBGA080X0 01	3
3. Trincea tra muri ad "U" - Da G.A. Colli Storici a G.A. Casello di Sirmione	IN0500DE2RBRI000X01 00	3
4. Galleria artificiale Casello di Sirmione	IN0500DE2RBGA080X0 01	3
5. Trincea tra muri ad "U" - Da G.A. Casello di Sirmione a Pk.Km.117+800	IN0500DE2RBRI000X01 00	3
6. Trincea tra muri ad "U" - Da Pk.Km.120+600 a G.A. Santa Cristina	IN0500DE2RBRI000X01 40	4bis
7. Galleria artificiale Santa Cristina	IN0500DE2RBGA100X0 01	4bis
8. Trincea tra muri ad "U" - Da G.A. Santa Cristina a Pk.Km.121+655	IN0500DE2RBRI000X01 40	4bis / 5
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Tabella 2.7.3. ⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nella Tabella 2.7.3.		

Tabella 2.7.2: Tratta 6 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
9. Cavalcaferrovia Via Montonale Basso (Pk.Km.113+476)	- IN0500DE2RBIV210X00 1 - IN0500DE2F6IV2105001	- 1
10. Cavalcaferrovia C.na Pergola Vecchia - 243 A4 (Pk.Km.115+212)	- IN0500DE2RBIV220X00 1 - IN0500DE2F6IV2205001	- 2
11. Cavalcavia A4 – Cavalcaferrovia 247 A4 (Pk.Km.118+243)	- IN0500DE2RBIV230X00 1 - IN0500DE2F6IV2305001	- 4
12. Cavalcavia di Pozzolengo (Pk.Km.119+215)	- IN0500DE2RBIV310X00 1 - IN0500DE2F6IV2315001	- 4
13. Sottopasso S.S.13 C.na Roveglia (Pk.Km.119+215)	- IN0500DE2RBSL000X00 1	- 4
14. Cavalcaferrovia S.C. della Ghirolda - 250 A4 (Pk.Km.120+523)	- IN0500DE2RBIV240X00 1 - IN0500DE2F6IV2405001	- 4
- ⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti - ⁽²⁾ = Le sotto-tratte sono descritte nella Tabella 2.7.3.		

Tabella 2.7.3: Tratta 6 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
1: Da Pk.Km.112+250 a Pk.Km.113+550	IN0500DE2F6GE0005050	9
2: Da Pk.Km.113+550 a Pk.Km.115+800	IN0500DE2F6GE0005050 IN0500DE2F6GE0005051 IN0500DE2F6GE0005052	10
3: Da Pk.Km.115+800 a Pk.Km.118+000	IN0500DE2F6GE0005052 IN0500DE2F6GE0005053 IN0500DE2F6GE0005054	1 – 2 – 3 – 4 – 5
4: Da Pk.Km.118+000 a Pk.Km.120+700	IN0500DE2F6GE0005054 IN0500DE2F6GE0005055	11 – 12 – 13
4bis: Da Pk.Km.120+700 a Pk.Km.121+257	IN0500DE2F6GE0005055	6 – 7 – 8
5: Da Pk.Km.121+257 a Pk.Km.121+655	IN0500DE2F6GE0005055	8

⁽¹⁾ = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella **Tabella 2.7.2**.

⁽²⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella **Tabella 2.7.1** e **Tabella 2.7.2**.

2.7.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bjerrum L. (1967) "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlement of buildings" *Géotechnique* 17, n° 2, pp. 81-118.
- Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- Bjerrum L. (1973) "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)" Proceedings of 8th ICSMFE, Moscow, vol.3, pp.111-159.
- BS-8006-1995 "Design of embankments with reinforced soil foundations on poor ground".
- Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3.
- Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" The Skempton Conference, Advances in Geotechnical Engineering, ICE, vol.1, pp.67-102.
- Hewlett W.J., Randolph M.F. (1988) "Analysis of piled embankments" *Ground Engineering*, April, pp. 12-18.
- Jenner C.G., Austin R.A., Buckland D. (1998) "Embankments support over piles using geogrids" Proceedings 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, vol. 1, pp. 763-766.
- 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.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1968) "Soil mechanics" a Wiley International Edition., John Wiley & Sons, Inc.

- Leroueil S., Kabbaj M., Tavenas F., Bouchard R. (1985) "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays" *Géotechnique* 35, n° 2, pp. 159-180.
- Li D.J., Shibuya S., Mitachi T., Kawaguchi T. (2003) "Judging fabric bonding of natural sedimentary clay" *Proceedings of 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, Di Benedetto et al. Editors, pp. 203-209, Balkema.
- Love J., Milligan G. (2003) "Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground" *Ground Engineering*, March, pp-39-43.
- Nagaraj T.S., Pandian N.S., Narasimha Raju P.S.R. (1993) "Stress state-permeability relationships for fine-grained soils" *Géotechnique* 43, n° 2, pp. 333-336.
- Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- Rocchi G., Fontana M., Da Prat M. (2003) "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" *Géotechnique* 53, n° 8, pp. 729-745.
- Russel D., Pierpoint N. (1997) "An assessment on design methods for piled embankments" *Ground Engineering*, November, pp.39-44.
- Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, n°10.
- Shibuya S., Hwang S.C., Mitachi T. (1997) "Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement" *Géotechnique* 47, n° 3, pp. 593-601.
- Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" *General Report, Proceedings of 7th ECSMFE*, Brighton.
- Simpson B. (2000) "Engineering needs" *Proceedings 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Keynote and Theme Lectures, Jamiolkowski et al. Editors, IS-Torino.
- Slocombe B.C., Bell A.L. (1998) "Settling on a dispute" *Ground Engineering*, March, pp. 34-36.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
78 di 475

- Sunaga M. (2001) "Characteristics of embankment vibrations due to high-speed train loading and some aspects of the design standard for high-speed links in Japan" *Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures*, Correia A.G. & Brandl H. Editors, Balkema Publishers.
- Viggiani G., Atkinson J.H. (1995) "Stiffness of fine-grained soil at very small strains" *Géotechnique* 45, n° 2, pp. 249-265.
- Zanzinger H., Gartung E. (2002) "Performance of geogrid reinforced railway embankment on piles" *Geosynthetics*, 7th ICG, Delmas et al. Editors, pp. 381-386.

2.8 LINEA A.C. - TRATTA 7: DA PK.KM.121+655 A PK.KM.124+100

2.8.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

– Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.8.1; tale tabella riporta anche le codifiche delle Relazioni geotecniche relative alle singole opere. Le codifiche dei profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.8.2.

Nella tratta in esame non sono presenti opere di attraversamento della linea A.C..

2.8.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

– La definizione del profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto è stata effettuata sulla base delle campagne di indagine già descritte nel paragrafo 1.2. Oltre a quanto già indicato nel paragrafo 1.2 sono state eseguite, sui campioni recuperati nella tratta in oggetto, le seguenti altre prove di laboratorio:

- Prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni non drenate;
- Prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni drenate.

– Dalle campagne di indagine suddette e dagli studi a carattere geologico risulta che i terreni presenti nella tratta in oggetto appartengono all'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore), ovvero a depositi glaciali e fluvio-glaciali. I depositi glaciali sono costituiti principalmente da materiali a grana fine e/o comunque con percentuali di passante al vaglio 200 ASTM superiori al 40%; i depositi fluvio-glaciali sono costituiti principalmente da materiali a grana grossa (percentuali di passante al vaglio 200 ASTM inferiori al 35%).

– Si rileva che:

- La presenza dei materiali a grana grossa nell'ambito dei depositi glaciali, è meno frequente di quello che potrebbe apparire da un esame dei certificati dei sondaggi. Una sistematica e dettagliata analisi delle prove di classificazione di laboratorio (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg) sui campioni prelevati nei sondaggi ha evidenziato che ciò che dalla stratigrafia del sondaggio viene descritto come ghiaia in matrice sabbioso-limosa (classificazione di carattere più prettamente geologico) può risultare invece limo con sabbia, ghiaia e argilla (classificazione di carattere geotecnico).
- Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti i vari strati, come già detto nel paragrafo 1.3, la distinzione tra materiali a grana fine e a grana grossa è fatta facendo riferimento al sistema di classificazione unificato proposto dal Bureau of Reclamation e dal Corps of Engineers, riportato ad esempio in Lambe & Whitman (1968); in base a tale sistema di

classificazione anche i materiali classificabili con le sigle SM (sabbie limose e limi sabbiosi) e SC (sabbie argillose) sono da considerare di bassa permeabilità e quindi, se saturi, con risposta alle variazioni dello stato tensionale tendenzialmente non drenata, a meno che non sussistano condizioni favorevoli dal punto di vista delle condizioni al contorno, come ad esempio: fitta alternanza di strati costituiti da terreni a grana fine e a grana grossa associata a possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali (percorsi di drenaggio brevi).

I dettagli relativi al profilo stratigrafico e alle caratteristiche geotecniche che competono a ciascuna delle opere elencate nella Tabella 2.8.1 è desumibile dai profili geotecnici longitudinali (Tabella 2.8.2) e dalle relazioni geotecniche delle opere stesse (Tabella 2.8.1).

In questa sede si richiamano e si evidenziano i caratteri più essenziali della caratterizzazione geotecnica che determinano la tipologia ed il dimensionamento geotecnico delle opere.

– I fusi granulometrici dei materiali di interesse sono riportati nella fig.2.10.1a (materiali a grana grossa) e nelle figg.2.10.1b e 2.10.1c (materiali a grana fine).

– Si rileva che, come atteso, i fusi granulometrici dei materiali a grana fine sono comparabili a quelli dei materiali di origine glaciale rinvenuti nelle tratte precedente (sotto-tratte 4 e 4bis) (si veda il paragrafo 2.7) e successiva a quella in esame (si veda il paragrafo 2.9). Le stesse considerazioni valgono per le caratteristiche di plasticità e per gli stati iniziali diagrammati nel piano di Burland (1990) (si veda ad esempio le figg.2.10.2 e 2.10.3), così come per i pesi di volume naturale (fig.2.10.4), gli indici dei vuoti iniziali (fig.2.10.5), il grado di saturazione (fig.2.10.6), i coefficienti di permeabilità (fig.2.10.7), i coefficienti di compressibilità (figg.2.10.8 e 2.10.9), i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (figg. 2.10.10 e 2.10.11).

– Sulla base di quanto riportato in particolare nella fig.2.10.3, in analogia a quanto riscontrato nelle tratta precedente (sotto-tratte 4 e 4bis, si veda il paragrafo 2.7) e successiva (si veda il paragrafo 2.9), si segnala che:

- I materiali in esame non sembrano essere stati sottoposti a significative precariche (sovracconsolidazione meccanica). Fenomeni di essiccamento possono avere determinato locali, relativamente contenuti, fenomeni di sovracconsolidazione meccanica, con pressioni verticali efficaci massime (σ_{vmax}') dell'ordine di 2÷3 volte la pressione verticale efficace geostatica (σ_{vo}'); sotto tali presupposti i coefficienti di spinta del terreno a riposo k_0 sono stimati non superiori a 0.55÷0.75.
- I materiali in esame sono presumibilmente dotati di deboli legami di cementazione. Sotto tali presupposti vale quanto discusso nel paragrafo 2.7 in merito ad esempio alle proprietà dei materiali costituenti lo strato 3.

I risultati delle prove SPT effettuate nei materiali in esame sono riportati nelle fig.2.10.12a (materiali a grana grossa) e 2.10.12b (materiali a grana fine); questi ultimi sono sostanzialmente comparabili (leggermente inferiori) a quelli registrati nella tratta successiva (si veda il paragrafo 2.9).

Nelle figg.2.10.13, 2.10.14, 2.10.15 e 2.10.16 sono riportati i risultati dell'interpretazione delle prove SPT nei terreni a grana grossa in termini di densità relativa (D_r), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'), velocità delle onde di taglio (V_s) e di modulo di taglio iniziale, a piccole deformazioni (G_o).

Si rileva che:

- La densità relativa nei materiali a grana grossa può variare tra 35% e 70%; i materiali ghiaiosi risultano meno addensati di quelli sabbiosi.
- Gli angoli di attrito di picco sono elevati, mediamente superiori a 37°.
- Le velocità delle onde di taglio e i moduli di taglio iniziali crescono con la profondità; questi ultimi possono essere rappresentati cautelativamente dalla seguente equazione:

$$G_o = 240000 \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.6}$$

essendo:

p' = la pressione efficace media geostatica, valutata ipotizzando $k_o = 0.5 \div 0.6$ e livelli di falda prossimi al piano campagna;

$p_a = 100$ kPa.

Nella fig.2.10.17 sono riportati i risultati dell'interpretazione delle prove SPT nei terreni a grana fine in termini di resistenza al taglio non drenata (c_u). Si rileva che queste ultime sono comparabili (leggermente inferiori) a quelle registrate nella tratta successiva (si veda il paragrafo 2.9).

2.8.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è è riportato anche sui profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4).

Si rileva quanto segue:

- Ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno provvisoria e della stabilità del fondo scavo è opportuno fare riferimento all'ipotesi di un unico acquifero governato dai livelli di falda più elevati misurati nelle verticali piezometriche; quanto sopra è imposto da considerazioni sul notevole impatto che possono avere in termini di stabilità dell'opera in fase di costruzione sottostime delle pressioni interstiziali e quindi assenza di interventi atti a regolare o impedire il regime di filtrazione verso lo scavo; maggiori dettagli in tale senso sono riportati nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.8.1.
- La presenza di due acquiferi, superficiale sostenuto e profondo, è invece contemplata nell'ambito degli studi finalizzati alla valutazione dell'eventuale impatto che la realizzazione della galleria Madonna del Frassino può esercitare sull'assetto idrogeologico superficiale; per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica ed idrogeologica (IN0500DE2RGGE0001003).
- Le condizioni naturali dell'acquifero profondo sono in parte alterate dai prelievi idrici ad uso industriale e potabile.

2.8.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche nella tratta in oggetto riguardano le previsioni di comportamento delle gallerie artificiali Madonna del Frassino e Mano di Ferro, sia dal punto di vista statico che dal punto di vista dell'eventuale impatto sull'assetto idrogeologico superficiale; quest'ultimo aspetto assume particolare rilevanza nel tratto iniziale della galleria artificiale Madonna del Frassino, lato Milano, dal momento che in prossimità di esso è situato il laghetto del Frassino.

Per quanto riguarda le problematiche inerenti la realizzazione del tratto in naturale della galleria Madonna del Frassino si rimanda integralmente ai documenti di progetto.

Il modo con cui sono stati affrontati e risolti i problemi connessi con la realizzazione delle gallerie artificiali è dettagliato nelle relazioni geotecniche elencate nella Tabella 2.8.1 e nelle relazioni geologiche ed idrogeologiche, nonché nei vari documenti che descrivono il progetto delle opere provvisoria e definitiva. In questa sede si riportano soltanto i criteri principali che hanno guidato la progettazione geotecnica.

1. Profili stratigrafici di progetto

Come prevedibile in presenza di depositi di origine glaciale, il profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto risulta estremamente articolato e complesso, soprattutto dal punto di vista litologico e delle proprietà fisiche (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg) e delle caratteristiche di permeabilità. Quanto sopra rende difficile una ricostruzione per strati regolari ed omogenei. Il

progetto di tutte le opere (provvisori e non) è stato concepito in modo che queste ultime possano assolvere le loro funzioni in diverse configurazioni stratigrafiche e geotecniche, prevedendo cioè sia la prevalenza di materiali a grana grossa che la prevalenza di materiali a grana fine.

2. Caratteristiche di permeabilità dell'ammasso interessato dagli scavi

- Sulla base delle caratteristiche granulometriche e di quanto riportato nella fig.2.10.7, ai materiali costituenti gli strati limoso-sabbioso-argillosi (prevalenti) andrebbero attribuiti coefficienti di permeabilità variabili tra 1×10^{-10} e 1×10^{-9} m/sec (si veda anche la Tabella 2.8.3).
- Alla luce dei risultati delle prove di permeabilità in sito tipo Lefranc (si veda quanto riportato nella Tabella 2.8.4) è presumibile che i limi sabbioso-argillosi (prevalenti) siano caratterizzati da una spiccata macrostruttura (stratificazione orizzontale, alternanza con livelli più sabbiosi); in relazione al fatto che con lo scavo per la realizzazione delle gallerie artificiali, sostenute da paratie non "impermeabili", la successione stratigrafica viene messa a giorno, dando possibilità di sfogo alle sovrappressioni interstiziali, è presumibile che, a seguito delle variazioni di stato tensionale in scarico, le condizioni drenate possano essere raggiunte più velocemente di quanto valutabile utilizzando i coefficienti di permeabilità medi riportati nella Tabella 2.8.3. Valori più significativi del coefficiente di permeabilità potrebbero essere rappresentati dai quelli più elevati riportati nella Tabella 2.8.3.

3. Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso

- Nei materiali a grana fine le esperienze di letteratura indicano che i moduli di taglio operativi del terreno (G), rappresentativi di problemi di scavo sostenuto (scarico tensionale), sono dell'ordine $400 \cdot c_u$ (si veda ad esempio Simpson et al, 1979; Simpson et al., 2000), ovvero nel caso in esame (si veda la fig.2.10.17) $\cong 400 \times (75 + 5 \cdot z) = 30000 + 2000 \cdot z$ kPa, essendo z la profondità dal piano campagna.
- Valori di modulo di taglio operativo del tutto analoghi a quelli indicati al punto precedente è plausibile possano essere applicati anche a problemi di fondazione in regime di ricarica, quali quello delle gallerie artificiali della tratta in oggetto, ove lo stato tensionale finale è inferiore a quello geostatico preesistente.

Si rileva che i valori del modulo di taglio operativi sopra indicati per i materiali a grana fine sono:

- Compatibili con i moduli di taglio iniziali G_o ottenuti con le prove cross hole 4SS012/A/B e 4SS020/A/B (si veda la fig.2.9.51) divisi per un coefficiente pari a $\cong 5$ (le prove cross hole sopra indicate sono state effettuate in materiali della stessa origine e di analoghe caratteristiche litologiche e di addensamento/compattezza). Sulla base di quanto riportato nella fig.2.9.51, i moduli G_o possono essere cautelativamente ricavati dalla seguente equazione:

$$G_o = (210000 \div 240000) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.6}$$

essendo:

$$p_a = 100 \text{ kPa}$$

p' = la pressione efficace media geostatica, valutata ipotizzando $k_o = 0.55 \div 0.75$ e livelli di falda prossimi al piano campagna.

- Comparabili con quelli che si otterrebbero nei materiali a grana grossa applicando lo stesso coefficiente riduttivo dei moduli di taglio iniziali.
- Compatibili con l'ipotesi di presenza di legami di debole cementazione.

In relazione all'entità dei moduli elastici sopra indicati è ritenuto possibile il fatto che la struttura delle gallerie artificiali in oggetto poggi direttamente sul terreno.

4. Stato tensionale iniziale

In analogia a quelli delle tratte precedente (sotto-tratte 4 e 4bis) (si veda il paragrafo 2.7) e successiva (si veda il paragrafo 2.9) i materiali in esame non dovrebbero avere subito significative precariche (sovraconsolidazione meccanica); ai coefficienti di spinta del terreno a riposo k_o sono stati quindi attribuiti valori non superiori a $0.55 \div 0.75$.

5. Aspetti costruttivi

Nel progetto sono stati presi opportuni accorgimenti per la soluzione di specifiche problematiche connesse con:

- la presenza di opere esistenti nelle vicinanze degli scavi;
- la presenza di livelli di falda prossimi al piano campagna e quindi la necessità di regolare il regime di filtrazione verso lo scavo e assicurare la stabilità del fondo scavo (si veda anche quanto riportato nel paragrafo 2.8.3);
- la presenza del lago del Frassino e quindi la necessità di non alterare il regime idrogeologico naturale di alimentazione.

Per i dettagli su tali aspetti si rimanda integralmente alle relazioni geotecniche specifiche per le opere elencate nella Tabella 2.8.1 e agli studi di carattere geologico ed idrogeologico.

Tabella 2.8.1: Tratta 7 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Galleria artificiale Madonna del frassino Ovest	IN0500DE2RBGA110X0 01	-
2. Galleria artificiale Madonna del frassino Est		
3. Galleria artificiale Mano di Ferro	IN0500DE2RBGA130X0 01	-
4. Trincea tra muri ad U ad Est G.A. Mano di Ferro		
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Tabella 2.8.2. ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.8.2: Tratta 7 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
-----	IN0500DE2F6GE0005055 IN0500DE2F6GE0005056 IN0500DE2F6GE0005057	1 → 4
⁽¹⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella Tabella 2.8.2.		

Tabella 2.8.3: Tratta 7 - Coefficienti di permeabilità stimati sulla base delle caratteristiche granulometriche e delle prove edometriche

Materiale tipo	K (m/sec)
Materiali a grana fine	$1 \times 10^{-10} \div 1 \times 10^{-9}$
Materiali a grana grossa	1×10^{-4} ⁽¹⁾
	1×10^{-5} ⁽²⁾
⁽¹⁾ = Per le ghiaie	
⁽²⁾ = Per le sabbie	

**Tabella 2.8.4: Tratta 7 - Coefficienti di permeabilità stimate sulla base
delle prove Lefranc in foro di sondaggio**

Sondaggio (Denominazione)	Profondità (m da p.c.)	Permeabilità K (m/s)
4SC013	8.5 – 9.0	2.07×10^{-5}
4SC015	3.5 – 4.5	1.18×10^{-6}
4SC015	11.0 – 11.5	4.80×10^{-6}
4SN015 bis	16.0 – 16.5	5.17×10^{-6}
4SN015 bis	15.5 – 16.0	8.08×10^{-7}
4SN015 bis	22.5 – 23.0	3.57×10^{-7}
4SN016	15.5 – 16.0	2.89×10^{-7}
4SN016 bis	11.5 – 12.0	6.81×10^{-7}
4SN016 bis	19.5 – 20.0	6.72×10^{-7}
4SN017	8.5 – 9.0	1.25×10^{-6}
4SN017	14.5 – 15.0	6.82×10^{-7}
S6GF	4.2 – 5.15	5.18×10^{-7}
S6GF	9.9 – 10.7	1.21×10^{-7}
S6GF	19.2 – 20.0	3.07×10^{-7}

2.8.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1968) "Soil mechanics" a Wiley International Edition., John Wiley & Sons, Inc.
- Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings of 7th ECSMFE, Brighton.
- Simpson B. (2000) "Engineering needs" Proceedings 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Keynote and Theme Lectures, Jamiolkowski et al. Editors, IS-Torino.

2.9 LINEA A.C. - TRATTA 8: DA PK.KM.124+100 A PK.KM.130+100

2.9.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.9.1; tale tabella riporta anche le codifiche delle Relazioni geotecniche relative alle singole opere. Le codifiche dei profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.9.3.

Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.9.2; le codifiche delle corrispondenti relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella.

Per quanto concerne le principali opere in terra presenti nella tratta in oggetto risulta quanto segue:

- Le trincee sono caratterizzate da altezza inferiori a 7 m;
- I rilevati hanno altezze (valutate da piano ferro a piano campagna) variabili con valori massimi in corrispondenza delle spalle dei viadotti, ossia (altezze valutate a filo spalla):
 - 7.5 m per il Viadotto Mincio;
 - 10.0 m per il Viadotto Tionello;
 - 10.0 m per il Viadotto Tione.
- La larghezza dei rilevati in sommità dei rilevati è pari a $\cong 13$ m con due eccezioni:
 - La prima riguarda l'allargo denominato PT Castelnuovo del Garda alla Pk.Km.129+345 di altezza massima (da piano ferro a piano campagna) 6.5 m e di larghezza complessiva in sommità dell'ordine di 40 m;
 - La seconda riguarda l'allargo denominato FSG S. Giorgio alla Pk.Km.129+911 di altezza massima (da piano ferro a piano campagna) 8.5 m e di larghezza complessiva in sommità dell'ordine di 50 m;

2.9.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

– La definizione del profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto è stata effettuata sulla base delle campagne di indagine già descritte nel paragrafo 1.2. Oltre a quanto già indicato nel paragrafo 1.2 sono state eseguite, sui campioni recuperati nella tratta in oggetto, le seguenti altre prove di laboratorio:

- Determinazione del contenuto di carbonato di calcio.

- Dalle campagne di indagine suddette e dagli studi a carattere geologico risulta che i terreni presenti nella tratta in oggetto appartengono all'Allogruppo di Lugana (Pleistocene superiore) fino a circa alla Pk.Km.125+000 (poco oltre lo svincolo di Peschiera), e successivamente all'Allogruppo di Lonato-S.Giorgio (Pleistocene medio), ovvero a depositi glaciali, costituiti principalmente da materiali a grana fine e/o comunque con percentuali di passante al vaglio 200 ASTM superiori al 40%; solo localmente e per estensioni limitate sia in direzione orizzontale che in direzione verticale si rinvencono lenti/strati di materiale a grana grossa (percentuali di passante al vaglio 200 ASTM inferiori al 35%) di origine fluvio-glaciale; nelle vicinanze dei fiumi Mincio e Tione gli strati più superficiali (primi 5 m circa dal piano campagna) sono di origine post-glaciale (Olocene) e quindi costituiti da materiali (a grana grossa e a grana fine) che hanno subito processi di "diagenesi"/invecchiamento meno pronunciati di quelli degli strati sottostanti.

- Si rileva che:

- Come nella tratte precedenti (si vedano i paragrafi 2.7 e 2.8) la presenza delle lenti sabbioso-ghiaiose è molto meno frequente di quello che potrebbe apparire da un esame dei certificati dei sondaggi. Una sistematica e dettagliata analisi delle prove di classificazione di laboratorio (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg) sui campioni prelevati nei sondaggi ha evidenziato che ciò che dalla stratigrafia del sondaggio viene descritto come ghiaia in matrice sabbioso-limosa (classificazione di carattere più prettamente geologico) può risultare invece limo con sabbia, ghiaia e argilla (classificazione di carattere geotecnico).
- Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti i vari strati, come già detto nel paragrafo 1.3, la distinzione tra materiali a grana fine e a grana grossa è fatta facendo riferimento al sistema di classificazione unificato proposto dal Bureau of Reclamation e dal Corps of Engineers, riportato ad esempio in Lambe & Whitman (1968); in base a tale sistema di classificazione anche i materiali classificabili con le sigle SM (sabbie limose e limi sabbiosi) e SC (sabbie argillose) sono da considerare di bassa permeabilità e quindi, se saturi, con risposta alle variazioni dello stato tensionale tendenzialmente non drenata, a meno che non sussistano condizioni favorevoli dal punto di vista delle condizioni al contorno, come ad esempio: fitta alternanza di strati costituiti da terreni a grana fine e a grana grossa associata a possibilità di sfogo delle sovrappressioni interstiziali (percorsi di drenaggio brevi).

Come prevedibile in presenza di depositi di origine glaciale, il profilo stratigrafico lungo la tratta in oggetto risulta piuttosto articolato e complesso, soprattutto dal punto di vista litologico e delle proprietà fisiche (determinazioni granulometriche e limiti di Atterberg). Dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) e di permeabilità in grande scala (ovvero nella scala delle dimensioni delle zone interessate dalle variazioni dello stato tensionale indotte dalle opere di futura costruzione), esso è risultato invece:

- più omogeneo di quello riscontrato nella tratta di Sirmione (si veda il paragrafo 2.7), in ragione soprattutto dell'assenza dei depositi glacio-lacustri.
- Principalmente caratterizzato dalla presenza di materiali a grana fine (limoso-sabbiosi con ghiaia); la presenza delle lenti/strati a grana grossa interessa mediamente meno del 30% della profondità indagata da ciascuna verticale di indagine.

In relazione a quanto sopra e al fatto che il comportamento delle opere verrà ad essere principalmente governato dalla risposta dei materiali a grana fine, in questa sede verranno richiamate e riassunte solo le caratteristiche essenziali di tali materiali. Per indicazioni di maggiore dettaglio sia sul profilo stratigrafico che sulle caratteristiche geotecniche dei terreni a grana fine (prevalenti) e a grana grossa (in subordine) presenti in corrispondenza di ciascuna opera si rimanda ai profili geotecnici longitudinali e trasversali e alle relazioni geotecniche relative alle varie opere (si vedano i documenti di riferimento elencati nella Tabella 2.9.1 e nella Tabella 2.9.2).

Le caratteristiche dei terreni limoso-sabbioso con ghiaia, prevalenti nella tratta in esame, con caratteristiche granulometriche pari a quelle riportate nelle figg.2.11.1a, b, sono fundamentalmente comparabili a quelle indicate per le sotto-tratte 4 e 4bis (si veda il paragrafo 2.7) e per la tratta precedente a quella in esame (si veda il paragrafo 2.8). Ciò è evidente dalle seguenti figure:

- Andamento con la profondità dei valori N_{SPT} : fig.2.11.2;
- Peso di volume naturale γ_t : fig.2.11.3;
- Limite liquido LL: fig.2.11.4;
- Indice dei vuoti e_o : fig.2.11.5;
- Stato iniziale nel piano di Burland (1990): fig.2.11.6;
- Coefficiente di permeabilità k : fig.2.11.7;
- Rapporto $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$: fig.2.11.8;
- Indice di compressione C_C : fig.2.11.9;
- Rapporto C_C/C_R : fig.2.11.10;
- Resistenza al taglio non drenata c_u : fig.2.11.11;
- Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci c' , φ' : fig.2.11.12.

Sulla base di quanto riportato in particolare nella fig.2.11.6, in analogia a quanto riscontrato per le sotto-tratte 4 e 4bis (si veda il paragrafo 2.7) e per la tratta precedente a quella in esame (si veda il paragrafo 2.8), si segnala che:

- i materiali in esame non sembrano essere stati sottoposti a significative precariche (sovracconsolidazione meccanica). Fenomeni di essiccamento possono avere determinato locali, relativamente contenuti, fenomeni di sovracconsolidazione meccanica, con pressioni verticali efficaci massime (σ_{vmax}') dell'ordine di 2÷3 volte la pressione verticale efficace geostatica (σ_{vo}'); sotto tali presupposti i coefficienti di spinta del terreno a riposo k_0 sono stimati non superiori a 0.55÷0.75.
- I materiali in esame sono presumibilmente dotati di deboli legami di cementazione. Sotto tali presupposti vale quanto discusso nel paragrafo 2.7 in merito ad esempio alle proprietà dei materiali costituenti lo strato 3.

2.9.3 LIVELLI DI FALDA

L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4).

- In merito alle problematiche connesse con gli effetti prodotti da variazioni del regime piezometrico a causa di prelievi idrici, si rileva che la tratta in esame dovrebbe risultare meno sensibile rispetto a quella compresa tra la Pk.Km.112+000 e la Pk.Km.121+000. Tuttavia sarebbe opportuno che anche per tale tratta, al fine di quantificarne l'esistenza e l'entità dei cedimenti indotti dai prelievi idrici, nelle fasi successive del progetto si valuti la possibilità di iniziare subito attività di monitoraggio topografico (o sistemi alternativi) per la verifica di eventuali fenomeni in atto.

2.9.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche nella tratta in oggetto riguardano essenzialmente le previsioni sul comportamento dei rilevati ferroviari e delle gallerie artificiali.

Considerata la natura dei terreni, la previsione sul comportamento delle opere ha comportato la soluzione di problemi connessi con la scelta dei metodi di analisi, dei modelli costitutivi e dei parametri di ingresso.

Il modo con cui sono stati affrontati e risolti i problemi suddetti è dettagliato nelle relazioni geotecniche specifiche per le varie opere, nonché nei vari documenti che descrivono il progetto delle opere provvisorie e definitive.

In questa sede si riassumono i criteri e le assunzioni principali che hanno guidato la progettazione.

RILEVATI FERROVIARI

La tratta in oggetto è caratterizzata dalla presenza di terreni di caratteristiche migliori di quelle che contraddistinguono i terreni dello strato 2 nelle sotto-tratte 1, 2 e 3 descritte nel paragrafo 2.7. Ciò può comportare non tanto problematiche di stabilità, quanto problematiche connesse con il rispetto delle prescrizioni di Capitolato in termini di cedimenti residui a partire dalla consegna dell'opera. Tenendo conto di quanto riportato nella fig.2.11.6, ovvero del fatto che i terreni in esame si collocano in media leggermente al di sopra della ICL e che quindi sono caratterizzati dalla presenza di deboli legami di cementazione e di microstrutture "metastabili", sia pure in misura inferiore rispetto ai terreni costituenti lo strato 2 nelle sotto-tratte 1, 2 e 3 descritte nel paragrafo 2.7, l'analisi dei cedimenti è stata effettuata congruentemente tenendo conto di quanto segue:

1. L'esecuzione dei rilevati ferroviari rappresenta un problema di primo carico, sia pure in toto o in parte in regime "elastico", ovvero nell'intervallo di pressione tra σ_{v0}' e σ_{vy}' .

I moduli "elastici" operativi in tale intervallo di pressioni sono stati resi compatibili con valori dell'indice di ricompressione C_R pari a $C_C/(3\div 5)$ e con il fatto che essi crescono con l'aumentare della tensione efficace corrente.

2. Ove lo stato tensionale efficace corrente determinato dalla costruzione del rilevato supera la pressione verticale efficace di plasticizzazione σ_{vy}' il materiale non risponde più "elasticamente" e l'analisi dei cedimenti è stata fatta con il ricorso al metodo 3, descritto nel Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005003, dopo opportuna validazione con metodi più rigorosi (si veda ad esempio Rocchi et al., 2003). Si rileva che la necessità di applicazione del metodo 3 nell'ambito dei materiali in esame è confinata agli strati più superficiali; nell'ambito degli strati più profondi i percorsi di sollecitazione sono infatti tali da rimanere relegati nell'ambito di intervalli di pressione verticale efficace compresi tra σ_{v0}' e σ_{vy}' , ove le teorie "elastiche" convenzionali risultano ancora valide.
3. I processi di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali sono stati valutati in modo rigoroso tenendo conto che il coefficiente di permeabilità è funzione dell'indice dei vuoti (teorie di consolidazione non lineari).

In considerazione del fatto che le lenti sabbioso-ghiaiose all'interno dei depositi glacio-lacustri hanno limitata estensione, sia in direzione orizzontale che verticale, queste ultime sono state trattate come "lenti chiuse", ovvero con scarsa capacità drenante, se non messe in comunicazione tra loro da interventi di trattamento dei terreni (dreni verticali).

Per contro, al fine di tenere conto della macrostruttura del deposito:

- Sono stati considerati nelle analisi valori del coefficiente di permeabilità che rappresentano un limite medio-superiore fra quelli presentati nel paragrafo 2.9.2, fig.2.11.7.

- I risultati in termini di andamento dei cedimenti nel tempo, ottenuti da calcoli che ipotizzano la sola presenza di materiali a grana fine, sono stati moltiplicati per un coefficiente pari a 0.7, per tenere conto di un'incidenza degli strati a grana grossa nell'ambito della "zona compressibile" dell'ordine del 30%.

I risultati delle analisi di cedimento, effettuate per diverse situazioni caratteristiche (si veda la relazione geotecnica IN0500DE2RBRI000X015), indicano chiaramente che, nei tratti ove le altezze di rilevato (da piano ferro a piano campagna) superano i 5.5 m di altezza, resterebbero da scontare alla consegna dell'opera cedimenti residui superiori a quelli di capitolato; i cedimenti residui e le velocità di cedimento residue risulterebbero superiori anche a quelli accettati sulla linea A.C. Milano-Bologna.

Quanto sopra ha comportato la necessità di ricorrere a trattamenti dei terreni.

Analisi dei risultati conseguibili con varie tipologie di trattamento possibili, unitamente a considerazioni sulle tecniche costruttive e sul grado di certezza dei risultati conseguibili, nonché sui tempi di costruzione e messa in esercizio della linea hanno portato a definire come preferibile i trattamenti colonnari con pali ad elica (secondo lo schema riportato nel disegno tipologico 2, Doc.Ref. IN0500DE2RPGE00050020) laddove le altezze di rilevato (da piano ferro a piano campagna) superano i 5.5 m. Le lunghezze di trattamento sono riportate nella relazione geotecnica. Anche in questo caso le lunghezze dei pali di trattamento sono state definite nell'ipotesi di poter ritenere accettabili cedimenti residui inferiori 5 cm/10 anni da ultimo livellamento binario, in accordo ad esempio a quanto riportato in Sunaga, 2001 e quanto adottato per la linea A.V. Milano-Bologna.

In corrispondenza di alcune sezioni, è previsto il monitoraggio di alcuni parametri significativi quali, cedimenti, pressioni interstiziali nell'ambito dello strato 2 e carichi assorbiti dai pali di trattamento.

In merito ai contenuti del disegno tipologico 2 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050020) è opportuno segnalare quanto segue:

- le caratteristiche delle geogriglie interposte tra i pali ed i materiali di rilevato soprastanti, riportate nel disegno tipologico 2 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050020), risultano inferiori a quelle necessarie applicando metodi di analisi codificati ad esempio nelle BS-8006-1995 o riportati ad esempio in Hewlett & Randolph (1988), Russel & Pierpoint (1997), Love & Milligan (2003), etc.. Ciò deriva dalla consapevolezza che tali metodi sono stati sviluppati nell'ipotesi estremamente cautelativa di assenza di contributo portante del terreno al di sotto della geogriglia; risultati di analisi agli elementi finiti in condizioni 2D e 3D evidenziano che la messa in conto nelle analisi del contributo del terreno sottostante la geogriglia è in grado di ridurre sensibilmente l'entità degli sforzi di trazione nella geogriglia stessa (si veda ad esempio Slocombe & Bell (1998); evidenze

sperimentali pubblicate nella letteratura sembrerebbero confermare quanto sopra (si veda ad esempio Jenner et al., 1998 e Zanziger & Gartung, 2002).

GALLERIE ARTIFICIALI

Il progetto delle gallerie artificiali Paradiso e Castelnuovo del Garda è stato sviluppato sulla base dei seguenti presupposti:

1. Caratteristiche di permeabilità dell'ammasso interessato dagli scavi

- Sulla base delle caratteristiche granulometriche e di quanto riportato nella fig.2.11.7, ai materiali costituenti gli strati limoso-sabbioso-argillosi andrebbero attribuiti coefficienti di permeabilità variabili tra 1×10^{-10} m/sec e 1×10^{-9} m/sec.
- In analogia alle tratte precedenti è possibile ritenere che anche gli strati limoso-sabbioso-argillosi siano caratterizzati da una spiccata macrostruttura (stratificazione orizzontale, fitta alternanza con livelli più sabbiosi); in relazione al fatto che con lo scavo, sostenuto da paratie non "impermeabili", la successione stratigrafica viene messa a giorno, dando possibilità di sfogo alle sovrappressioni interstiziali, è presumibile che, a seguito delle variazioni di stato tensionale in scarico, le condizioni drenate possano essere raggiunte più velocemente di quanto valutabile utilizzando i coefficienti di permeabilità medi indicati nella fig.2.11.7. Coefficienti di permeabilità più appropriati potrebbero essere rappresentati invece dai valori superiori riportati nella fig.2.11.7.

2. Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso

- Le esperienze di letteratura indicano che i moduli di taglio operativi del terreno (G), rappresentativi di problemi di scavi sostenuti (scarico tensionale), sono dell'ordine $400 \cdot c_u$ (si veda ad esempio Simpson et al, 1979; Simpson, 2000), ovvero nel caso in esame (si veda la fig.2.11.1) $\cong 400 \times (75 + 7 \cdot z) = 30000 + 2800 \cdot z$ kPa, essendo z la profondità dal piano campagna.
- Valori di modulo di taglio operativo del tutto analoghi a quelli indicati al punto precedente è plausibile possano essere applicati anche al problema di fondazione in regime di ricarica quale quello delle gallerie artificiali in oggetto, ove lo stato tensionale finale è inferiore a quello geostatico preesistente.

Si rileva che i valori del modulo di taglio operativi sopra indicati sono congruenti con:

- I moduli di taglio iniziali G_o ottenibili dalle prove cross hole 4SS012/A/B e 4SS020/A/B (si veda la fig.2.9.51) divisi per un coefficiente pari a 5; sulla base di quanto riportato nella fig.2.9.51, i moduli G_o possono essere cautelativamente ricavati dalla seguente equazione:

$$G_o = (210000 \div 240000) \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.6}$$

essendo:

$$p_a = 100 \text{ kPa}$$

p' = la pressione efficace media geostatica, valutata ipotizzando $k_o = 0.55 \div 0.75$ e livelli di falda prossimi al piano campagna

- I moduli di taglio G ottenibili dalle seguenti equazioni:

$$G = \frac{E_{ed}}{2.3}$$

$$E_{ed} = \frac{\sigma'_{vo}}{0.435 \cdot RR}$$

$$RR = \frac{C_R}{(1 + e_o)} = \frac{C_R}{1.5} \text{ (fig.2.11.5)}$$

$$C_R = \frac{C_C}{X}$$

essendo:

$$C_C = 0.15 \div 0.25 \text{ (fig.2.11.9)}$$

X = coefficiente pari a 20.

Il coefficiente X sopra indicato è compatibile con quelli indicati nelle discussioni effettuate nel paragrafo 2.7.2 in merito ai coefficienti di ricompressione C_R in regime di scarico e ricarico.

In relazione ai valori di modulo elastico sopra indicati è possibile ritenere che le strutture delle gallerie artificiali in oggetto possano essere poggiate direttamente sul terreno.

Unica eccezione è rappresentata dal tratto di galleria artificiale Castelnuovo del Garda che interferisce con i rilevati dello svincolo autostradale. Al fine di mitigare l'impatto della costruzione dei rilevati di svincolo sulla galleria artificiale il tratto interferente della stessa è previsto fondato su terreno trattato con pali ad elica, secondo lo schema del disegno tipologico 4 (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE00050010). Le lunghezze del trattamento sono riportate nella relazione geotecnica elencata nella Tabella 2.9.1.

Si rileva il fatto che anche in questo caso, per esigenze costruttive, i pali di trattamento dovranno essere necessariamente realizzati ad una quota superiore il fondo scavo, interrompendo l'esecuzione del palo in corrispondenza della quota di intradosso dello strato di regolarizzazione, sotto il fondo scavo. Per tale motivo, così come quelli posti sotto le scarpate dei rilevati, i pali di

bordo, che presumibilmente subiranno anche sollecitazioni orizzontali, non verranno armati. Come già detto per altre opere analoghe a quella in oggetto quanto sopra non si ritiene un grosso problema per i seguenti motivi:

- I pali ad elica sono concepiti come elementi di rinforzo dei terreni e non come elementi strutturali;
- La non linearità di comportamento del calcestruzzo contribuirà a smorzare sensibilmente le sollecitazioni flessionali che il palo di trattamento tende ad assorbire per effetto di spostamenti orizzontali;
- In fase di progetto costruttivo potranno essere definite sequenze costruttive tali da ridurre al minimo i tempi intercorrenti tra fasi di scavo e fasi di esecuzione della galleria artificiale, e quindi gli spostamenti orizzontali al di sotto del fondo scavo;
- Le strutture in c.a. sono in grado di assorbire meglio di quelle in terra eventuali perdite di rigidità degli elementi colonnari di bordo.

3. Stato tensionale iniziale

In analogia a quelli delle tratte precedenti i materiali in esame non dovrebbero avere subito significative precariche (sovracconsolidazione meccanica); ai coefficienti di spinta del terreno a riposo k_0 sono stati quindi attribuiti valori non superiori a $0.55 \div 0.75$.

Tabella 2.9.1: Tratta 8 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Viadotto Mincio	IN0500DE2RBV1120X00 1	-
2. Galleria artificiale Paradiso	IN0500DE2RBGA140X0 01	-
3. Galleria artificiale Castelnuovo del Garda	IN0500DE2RBGA150X0 01	-
4. Viadotti Tionello	IN0500DE2RBV1130X00 1	-
5. Viadotti Tione	IN0500DE2RBV1150X00 1	-

⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella **Tabella 2.9.3**.
⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.

Tabella 2.9.2: Tratta 8 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
6. Adeguamento dello svincolo di Peschiera	IN0500DE2RBNR180X0 01	-
7. Sottopasso Via Mantovana	IN0500DE2RBSL000X00 1	-
8. Cavalcaferrovia Via Mongabia	IN0500DE2RBIV250X00 1 IN0500DE2F6IV2505001	-

⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti
⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.

Tabella 2.9.3: Tratta 8 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

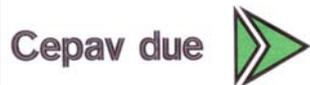
Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
-----	IN0500DE2F6GE0005057 IN0500DE2F6GE0005058 IN0500DE2F6GE0005059 IN0500DE2F6GE0005060	1 → 8

⁽¹⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella **Tabella 2.9.1** e nella **Tabella 2.9.2**.

2.9.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- BS-8006-1995 “Design of embankments with reinforced soil foundations on poor ground”.
- Burland J.B. (1990) “On the compressibility and shear strength of natural clays” Géotechnique 40, n° 3.
- Hewlett W.J., Randolph M.F. (1988) “Analysis of piled embankments” Ground Engineering, April, pp. 12-18.
- Jenner C.G., Austin R.A., Buckland D. (1998) “Embankments support over piles using geogrids” Proceedings 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, vol. 1, pp. 763-766.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1968) “Soil mechanics” a Wiley International Edition., John Wiley & Sons, Inc.
- Love J., Milligan G. (2003) “Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground” Ground Engineering, March, pp-39-43.
- Rocchi G., Fontana M., Da Prat M. (2003) “Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory” Géotechnique 53, n° 8, pp. 729-745.
- Russel D., Pierpoint N. (1997) “An assessment on design methods for piled embankments” Ground Engineering, November, pp.39-44.
- Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) “Design parameters for stiff clays” General Report, Proceedings of 7th ECSMFE, Brighton.
- Simpson B. (2000) “Engineering needs” Proceedings 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Keynote and Theme Lectures, Jamiolkowski et al. editors, IS-Torino.
- Slocombe B.C., Bell A.L. (1998) “Settling on a dispute” Ground Engineering, March, pp. 34-36.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

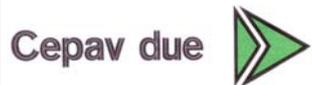
Rev.
1

Foglio
99 di 475

- Sunaga M. (2001) "Characteristics of embankment vibrations due to high-speed train loading and some aspects of the design standard for high-speed links in Japan" Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, Correia A.G. & Brandl H. Editors, Balkema Publishers.

- Zanzinger H., Gartung E. (2002) "Performance of geogrid reinforced railway embankment on piles" Geosynthetics, 7th ICG, Delmas et al. Editors, pp. 381-386.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
100 di 475

2.10 LINEA A.C. - TRATTA 9: DA PK.KM.130+100 A PK.KM.133+850 (GALLERIA SAN GIORGIO)

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici/geomeccanici di questa tratta e le conseguenti problematiche progettuali si rimanda gli specifici elaborati di dettaglio dell'opera ed in particolare allo studio geologico-idrogeologico di cui al doc. IN0500DE2RGGE00010093.



2.11 LINEA A.C. ED I.C. VR MERCI - TRATTA 10: DA PKKM.133+850 A PK.KM.140+779

2.11.1 PRINCIPALI OPERE RICADENTI NELLA TRATTA

- Le principali opere di linea nella tratta in oggetto sono riportate nella Tabella 2.11.1; tale tabella riporta anche le corrispondenti codifiche delle relazioni geotecniche delle singole opere, mentre le codifiche dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili della linea A.C.) sono riportate nella Tabella 2.11.4.

- Le principali opere di attraversamento sono riportate nella Tabella 2.11.2; le codifiche delle corrispondenti relazioni geotecniche e, ove previsti, dei corrispondenti profili di caratterizzazione stratigrafica (profili trasversali alla linea A.C.) sono riportate nella stessa tabella.

Oltre alle opere di cui sopra nella tratta in oggetto è presente anche un ponte scatolare per l'attraversamento del Canale di Sommacampagna.

Nella tratta in esame le principali opere in terra (Relazione rilevati e trincee da Pk.Km.113+850 a Pk.Km.140+779 e I.C. Verona Merci, Doc.Ref.IN0500DE2RBRI000X016) sono distinguibili nei principali tratti mostrati nella Tabella 2.11.3. Con riferimento alla Tabella 2.11.3 valgono le seguenti considerazioni:

1. Le altezze massime del rilevato 1 sono dell'ordine di 4.5÷5.0 m; tale rilevato è in affiancamento a quello della linea storica.
2. Le altezze massime di scavo nel tratto in trincea 1 sono dell'ordine di 5÷6 m.
3. Le altezze massime del rilevato 2 sono dell'ordine di 10÷11 m; tale rilevato è in affiancamento a quello della linea storica. Tra le progressive Pk.Km.138+010 e Pk.Km.138+090, dal lato opposto rispetto alla linea storica, è previsto un allargo (P.C./P.J. Verona Merci); in corrispondenza di tali progressive l'altezza del rilevato è dell'ordine di 4.5 m e la larghezza in sommità diventa 40 m circa.
4. Il rilevato 3, risultando composto oltre che dalla linea A.C. anche dalla linea di interconnessione Verona Merci, assume larghezza crescente fino ad un massimo di circa 25÷30 m; le altezze massime del rilevato della linea A.C. sono dell'ordine di 6 m e nel tratto iniziale coincidono con quelle della linea di interconnessione; procedendo verso Verona l'altezza dei rilevati della linea di interconnessione tende a diminuire fino ad annullarsi nel tratto terminale. Tra le progressive Pk.Km.138+950 e Pk.Km.139+400 la realizzazione della linea di interconnessione comporta l'incisione del rilevato della linea storica per altezze massime dell'ordine di 3 m, che ovviamente verrà sostenuto con opportune opere di presidio.

5. Le altezze massime del rilevato 4 della linea A.C. intercluso tra i muri ad U della linea di interconnessione sono dell'ordine di 4 m; le altezze massime di scavo per la realizzazione della linea di interconnessione sono dell'ordine di 7 m.

6. Le altezze massime del rilevato 5 sono dell'ordine di 5 m.

2.11.2 PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La tratta in oggetto attraversa nei primi 2 chilometri circa (dalla Pk.Km.133+850 alla Pk.Km.135+900 circa) la parte terminale dall'Arco morenico del Garda e prosegue poi (dalla Pk.Km.135+900 alla Pk.Km.140+779) all'interno della Pianura Veneta.

Il tratto che si sviluppa nell'Arco morenico del Garda è caratterizzato da un punto di vista geomorfologico da quote del piano campagna decrescenti, lungo l'asse del tracciato, da circa +115 m s.l.m.m. a circa +105 m s.l.m.m.. I sondaggi eseguiti a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità di 50 m, mostrano depositi piuttosto omogenei costituiti da ghiaia con sabbia e sabbia con ghiaia con possibili intercalazioni metriche (da 2 a 4m) di limi sabbiosi e/o argillosi che tendono a diminuire di frequenza procedendo verso Verona.

Il tratto che si sviluppa nella Pianura Veneta è caratterizzato da un punto di vista geomorfologico da quote del piano campagna decrescenti, lungo l'asse del tracciato, da circa +105 m s.l.m.m. a circa +85 m s.l.m.m.. La Pianura Veneta, nella tratta interessata dalla linea A.C., non presenta bacini idrografici ma canali artificiali il più importante dei quali è il canale di Bonifica Alto Veronese. Le unità geologiche attraversate riguardano sostanzialmente i depositi fluvio-glaciali appartenenti all'Alloformazione di Sommacampagna. I sondaggi eseguiti a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità di 50 m, mostrano depositi piuttosto omogenei costituiti da ghiaia con sabbia e sabbia con ghiaia con rare intercalazioni di sabbia con limo.

Il limite tra la Pianura Veneta e l'Allogruppo di Lonato e San Giorgio non presenta un riscontro morfologico di superficie.

In accordo con i Criteri di interpretazione delle indagini geognostiche (Doc.Ref.IN0500DE2RPGE0005001) i materiali rinvenuti nella tratta in esame hanno le seguenti caratteristiche:

- Fusi granulometrici come indicato nelle figg.2.13.1÷2.13.5;
- Composizione granulometrica con la profondità come indicato nelle figg.2.13.6÷2.13.11;
- Valori di N_{SPT} con la profondità come indicato nella fig.2.13.12;

- Valori di v_s con la profondità come indicato nella fig.2.13.13;
- Valori di G_0 con la profondità come indicato nella fig.2.13.14;
- Valori di D_R con la profondità come indicato nella fig.2.13.15;
- Valori di ϕ'_p con la profondità come indicato nella fig.2.13.16;
- Valori di γ_t stimabili nell'ordine di 19÷20 kN/m³;
- Valori di K_0 stimabili nell'ordine di 0.5.

2.11.3 LIVELLI DI FALDA

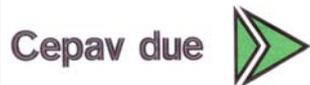
L'andamento dei livelli della falda di progetto nella tratta in oggetto è riportato anche sui profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C.; esso è stato ricavato facendo riferimento alle misure effettuate nei piezometri ubicati lungo la linea e tenendo conto, in corrispondenza delle opere di linea e di quelle trasversali presenti nella tratta in oggetto, delle indicazioni idrogeologiche (si veda a tale proposito anche il paragrafo 1.4).

2.11.4 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Come descritto nei paragrafi precedenti la tratta in oggetto è caratterizzata da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi per i quali non esistono particolari problemi legati alla capacità portante o al possibile sviluppo di cedimenti significativi quando essi vengono caricati; comunque i cedimenti indotti dai carichi applicati, in ragione delle caratteristiche dei terreni in oggetto, avverranno in maniera relativamente veloce e in tempi compatibili con la messa in esercizio della linea A.C.. Le uniche possibili problematiche geotecniche di rilievo nella tratta in oggetto potrebbero essere correlate:

- Al tratto in cui si ha l'affiancamento della linea A.C. alla linea storica esistente (si veda anche la Relazione rilevati e trincee da Pk.Km.113+850 a Pk.Km.140+779 e I.C. Verona Merci, Doc.Ref.IN0500DE2RBRI000X016). Si evidenzia qui che:
 - I cedimenti e le distorsioni indotte sui binari della linea storica avverranno pressoché contemporaneamente alla costruzione;
 - Interventi finalizzati a mitigare i cedimenti e le distorsioni mediante trattamenti del terreno risultano molto onerosi rispetto all'entità dei benefici ottenibili; appare invece opportuno pianificare la costruzione dei rilevati in modo graduale, sia in altezza che in direzione longitudinale alla linea, così da consentire uno sviluppo controllato dei cedimenti e delle distorsioni ed il ricorso a normali tecniche di livellamento dei binari della linea storica.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
104 di 475

- Alla presenza di livelli di falda più profondi combinati con la possibilità di ritrovare nei primi metri materiali più aperti e poveri di materiale fine (elevata permeabilità) da rendere necessario verificare in fase di P.E. l'eventuale ricorso durante la realizzazione dei pali trivellati a rivestimenti provvisori per ridurre al minimo le perdite di fango e garantire il mantenimento del suo livello presso la bocca del foro.
- Alla possibilità di dover eseguire, secondo quanto meglio dettagliato nella relazione IN0500DE2RBRG0005010 "Rilevati ferroviari e stradali: definizione dei piani di posa", una bonifica in aggiunta allo scotico di 0.50 m.

Tabella 2.11.1: Tratta 10 - Elenco delle principali opere di linea

Opera	Relazione geotecnica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
1. Galleria artificiale I.C. Verona Merci	IN0500DE2RBGA220X0 01	-
⁽¹⁾ = I profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. sono riportati nella Tabella 2.11.4. ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.11.2: Tratta 10 - Elenco delle principali opere di attraversamento

Opera	Relazione geotecnica e Profilo di caratterizzazione stratigrafica ⁽¹⁾	Sotto-tratta ⁽²⁾
2. Sottopasso Sona – Via Palazzo	IN0500DE2RBSL000X0 1	-
3. Sottopasso S.P.26 – Via Morenica	IN0500DE2RBISL000X0 01	-
4. Sottopasso Sona-Sommacampagna - Via Mincio	IN0500DE2RBSL000X0 1	-
5. Cavalcaferrovia Via Rampa	IN0500DE2RBIV260X0 1 IN0500DE2F6IV2605001	-
6. Cavalcaferrovia Via De Amicis	IN0500DE2RBIV270X0 1 IN0500DE2F6IV2705001	-
⁽¹⁾ = Profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. ove previsti ⁽²⁾ = Non sono state considerate delle sotto-tratte lungo la tratta in oggetto.		

Tabella 2.11.3: Tratta 10 - Elenco delle principali opere in terra

Opera (WBS)	Da Pk.Km.	A Pk.Km.
Rilevato 1 (RI58)	133+830	134+900
Trincea 1 (TR23)	134+900	134+980
Rilevato 2 (RI59)	134+980	135+170
Rilevato 3 (RI60)	135+800	138+400
Rilevato 4 (RI61)	138+400	140+779

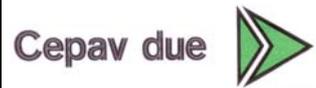
Tabella 2.11.4: Tratta 10 - Suddivisione nelle principali sotto-tratte

Sotto-tratta	Profili di caratterizzazione stratigrafica della linea A.C. ⁽¹⁾	Opere ⁽²⁾
-----	IN0500DE2F6GE0005062 IN0500DE2F6GE0005063 IN0500DE2F6GE0005064 IN0500DE2F6GE0005065 IN0500DE2F6GE0005066	1 → 6

⁽¹⁾ = Per i profili di caratterizzazione stratigrafica trasversali alla linea A.C. relativi ai cavalcaferrovia ricadenti nelle singole sotto-tratte si faccia riferimento a quanto riportato nella **Tabella 2.11.2**.

⁽²⁾ = La numerazione delle opere è riportata nella **Tabella 2.11.1** e **Tabella 2.11.2**.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
107 di 475

ALLEGATO 1

Figure relative al capitolo 2.1

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

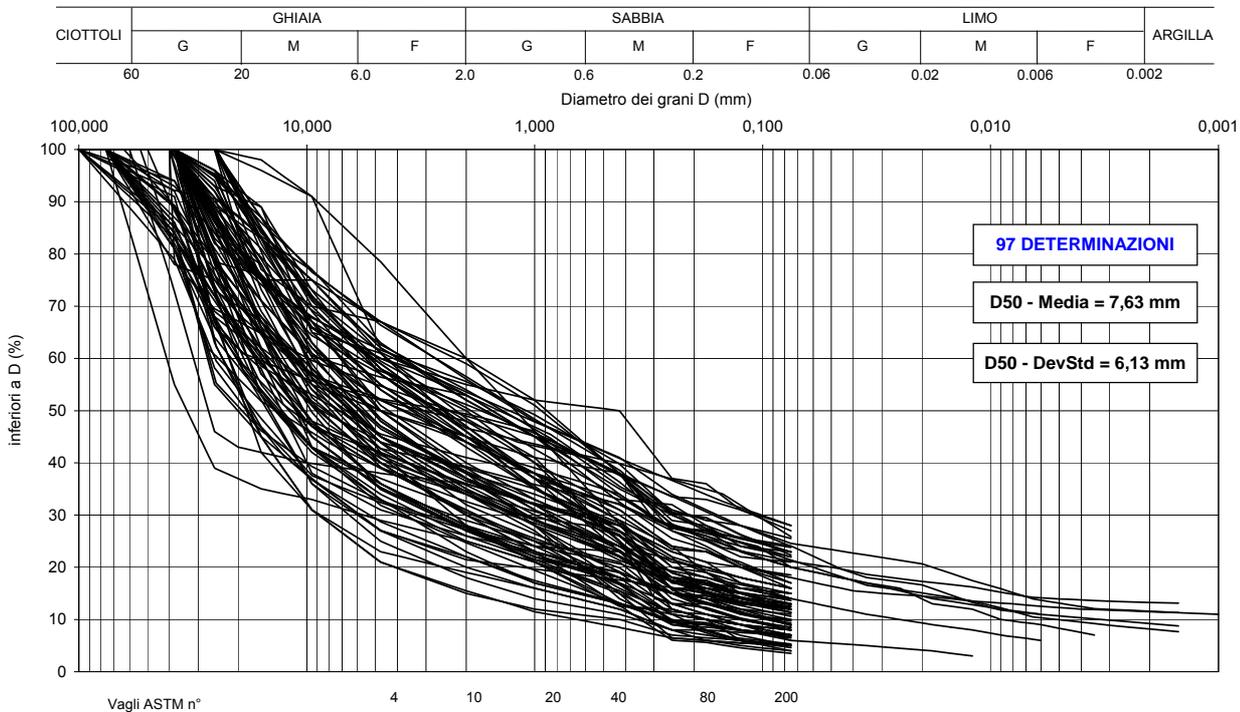


Figura 2.1.1

SABBIE CON GHIAIE DEBOLMENTE LIMOSE

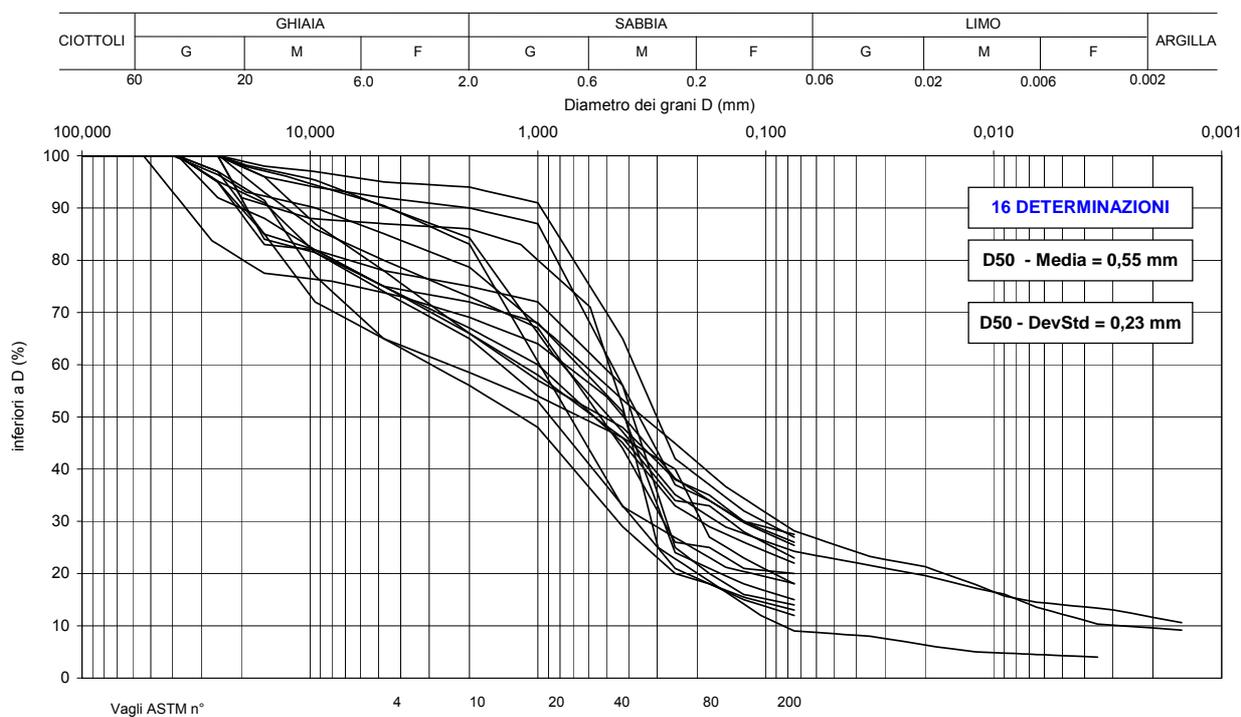


Figura 2.1.2

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

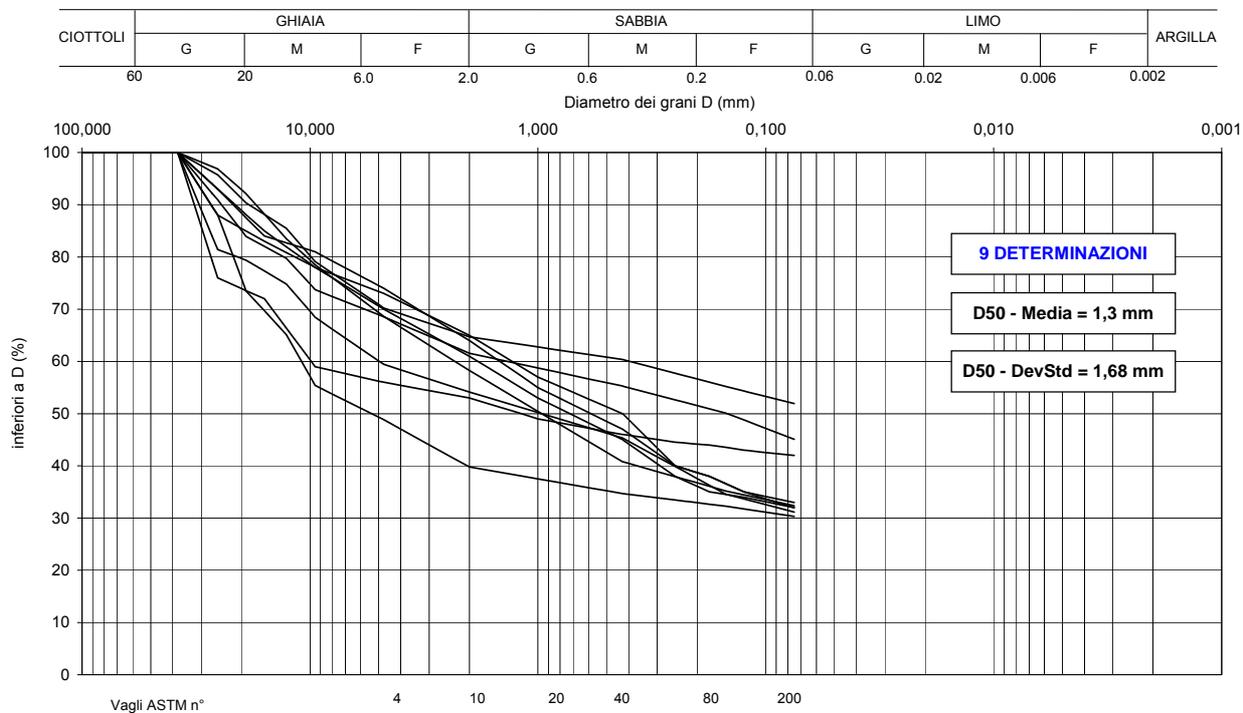


Figura 2.1.3

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

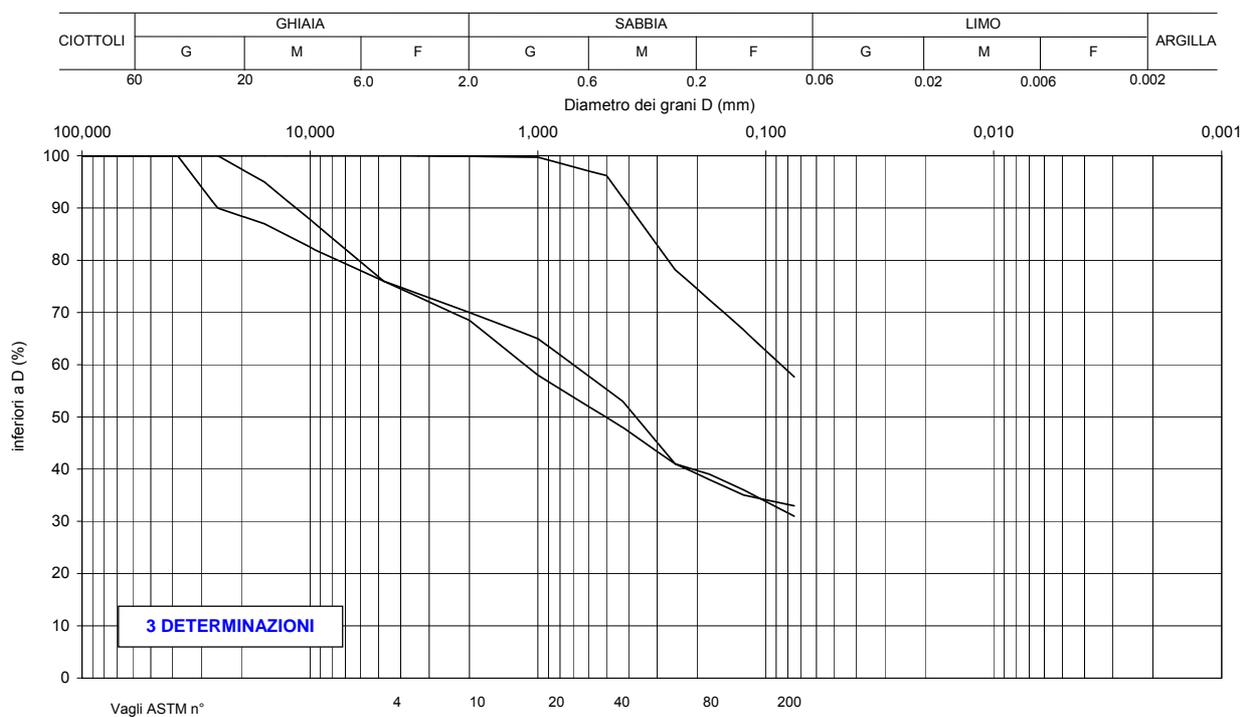


Figura 2.1.4

LIMI ARGILLOSI

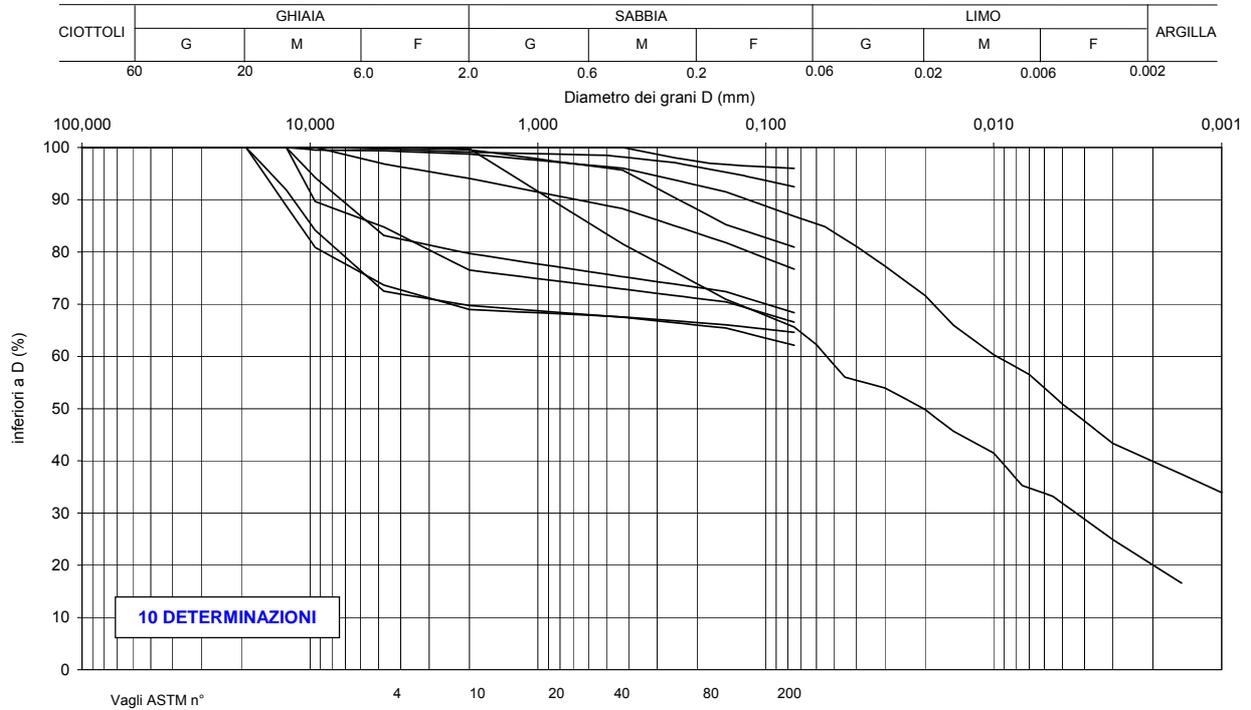


Figura 2.1.5

ARGILLE LIMOSE

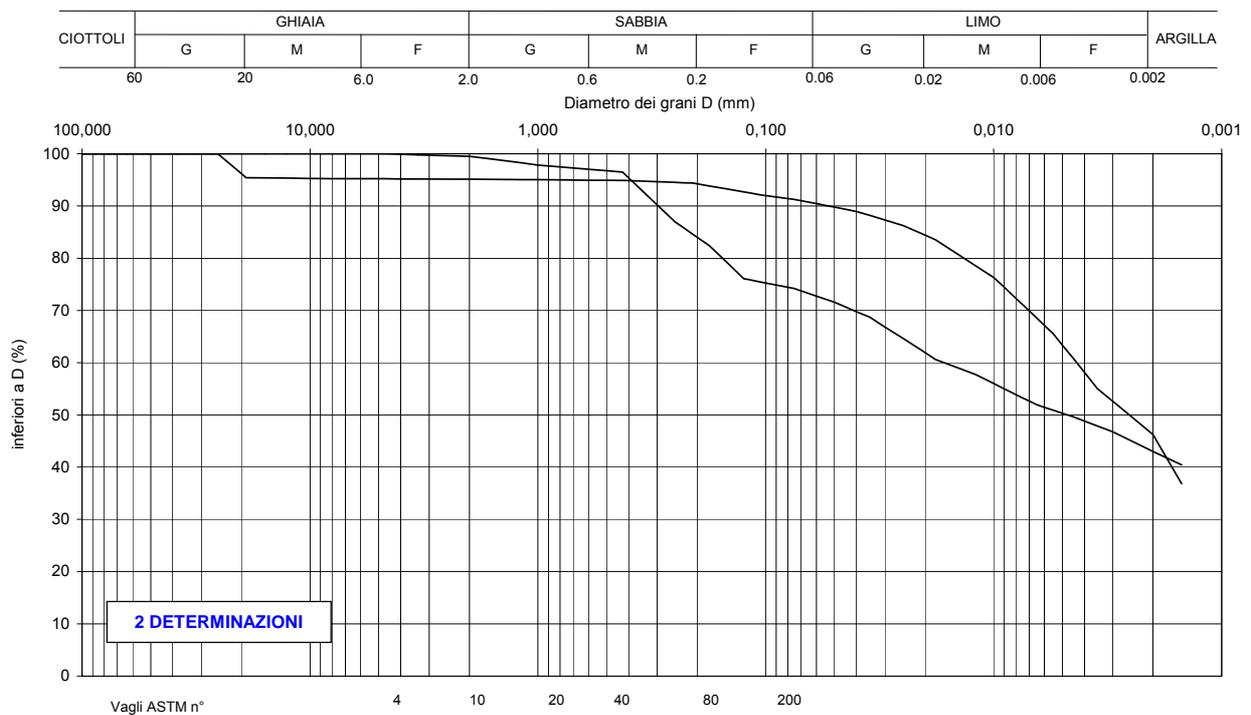


Figura 2.1.6

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

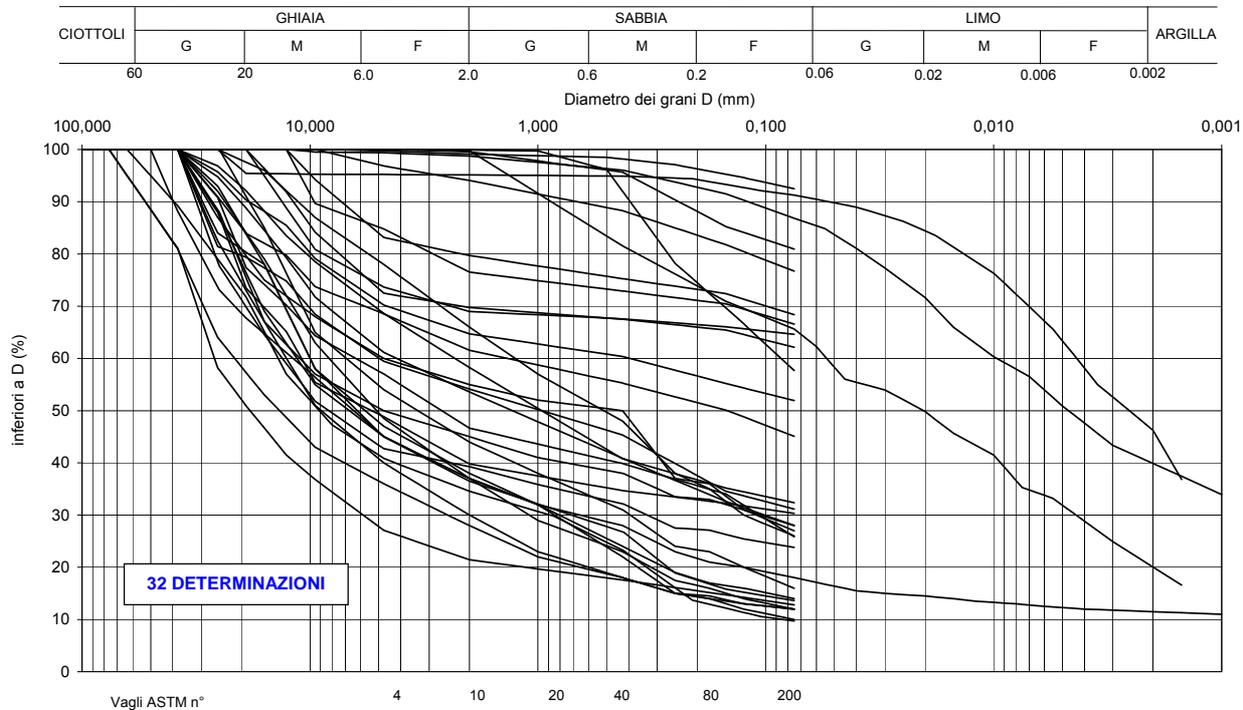


Figura 2.1.7

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

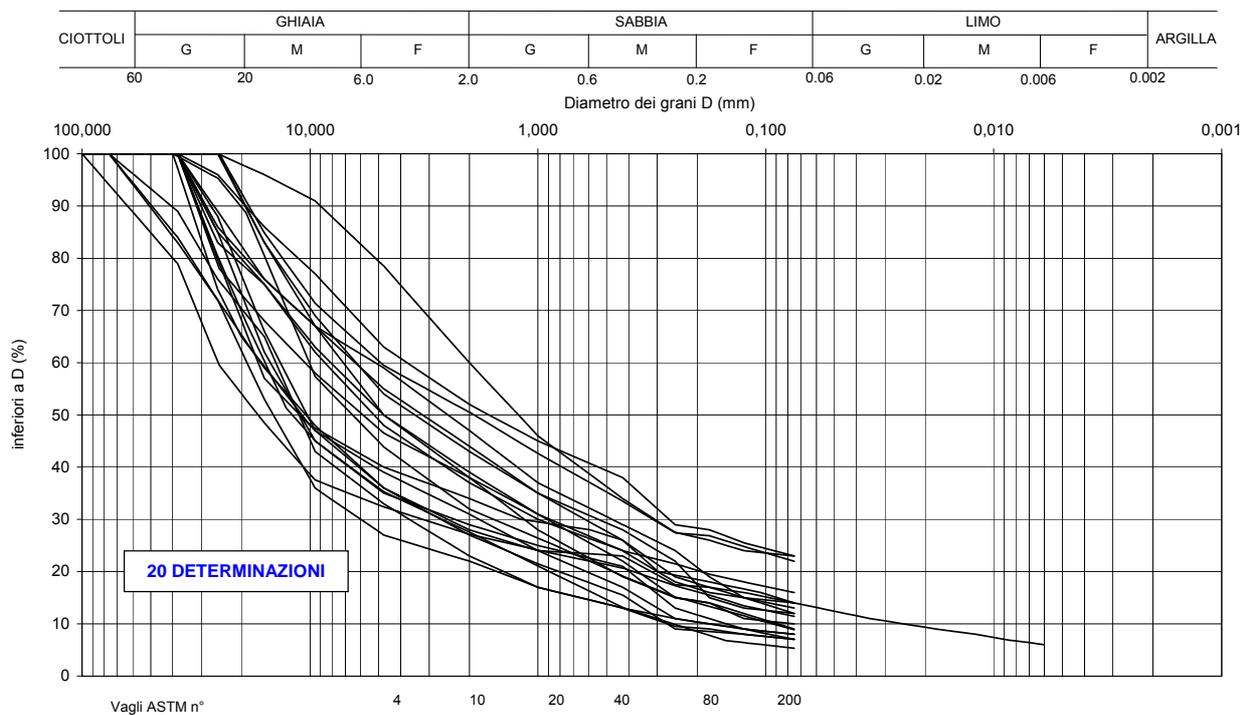


Figura 2.1.8

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

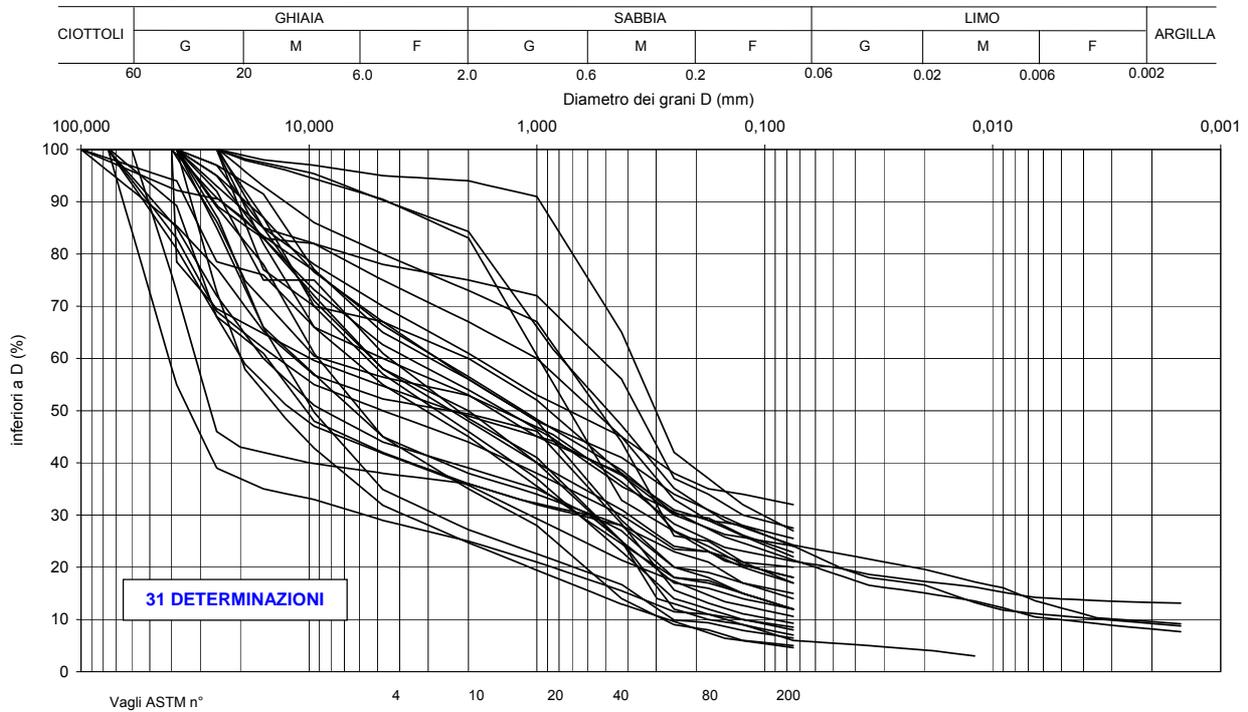


Figura 2.1.9

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

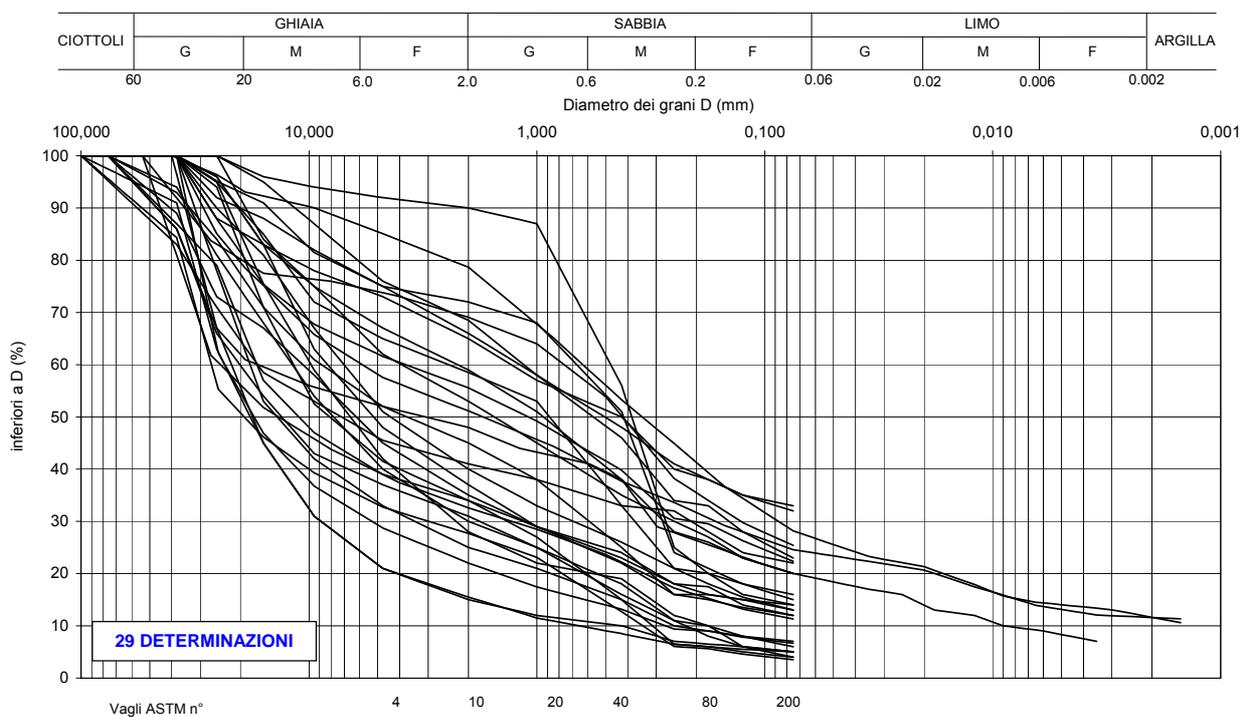


Figura 2.1.10

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

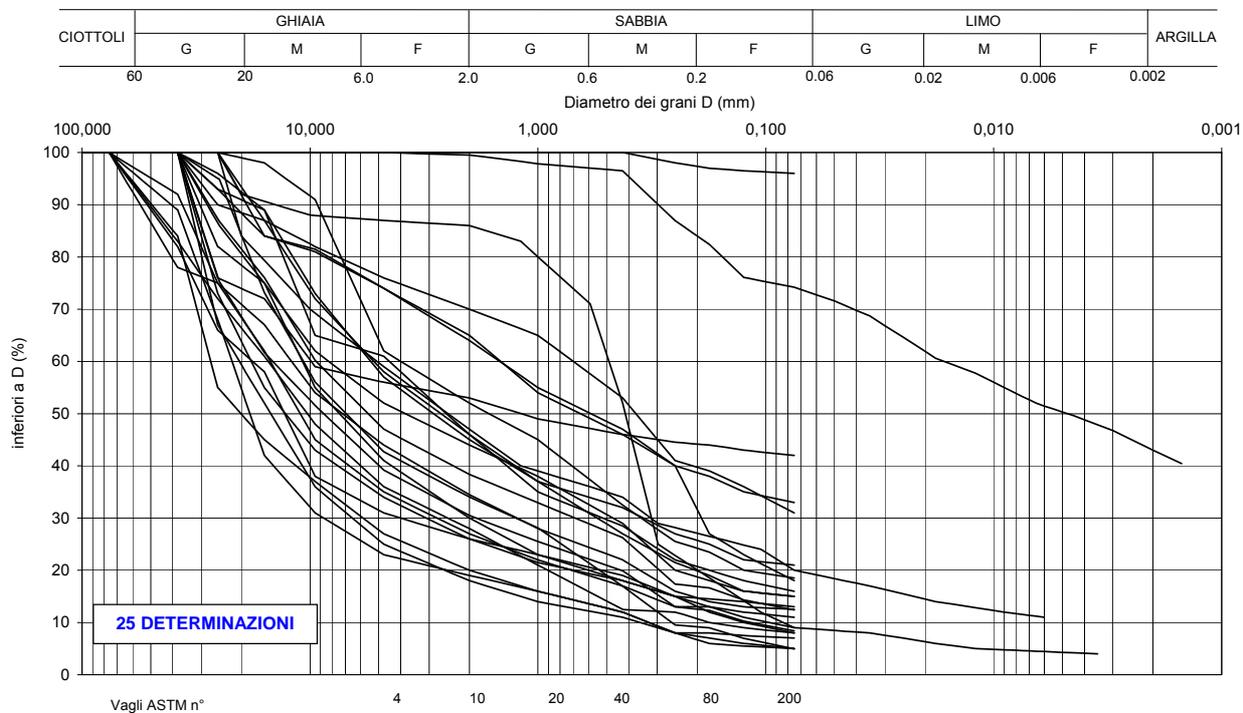


Figura 2.1.11

- ✕ Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

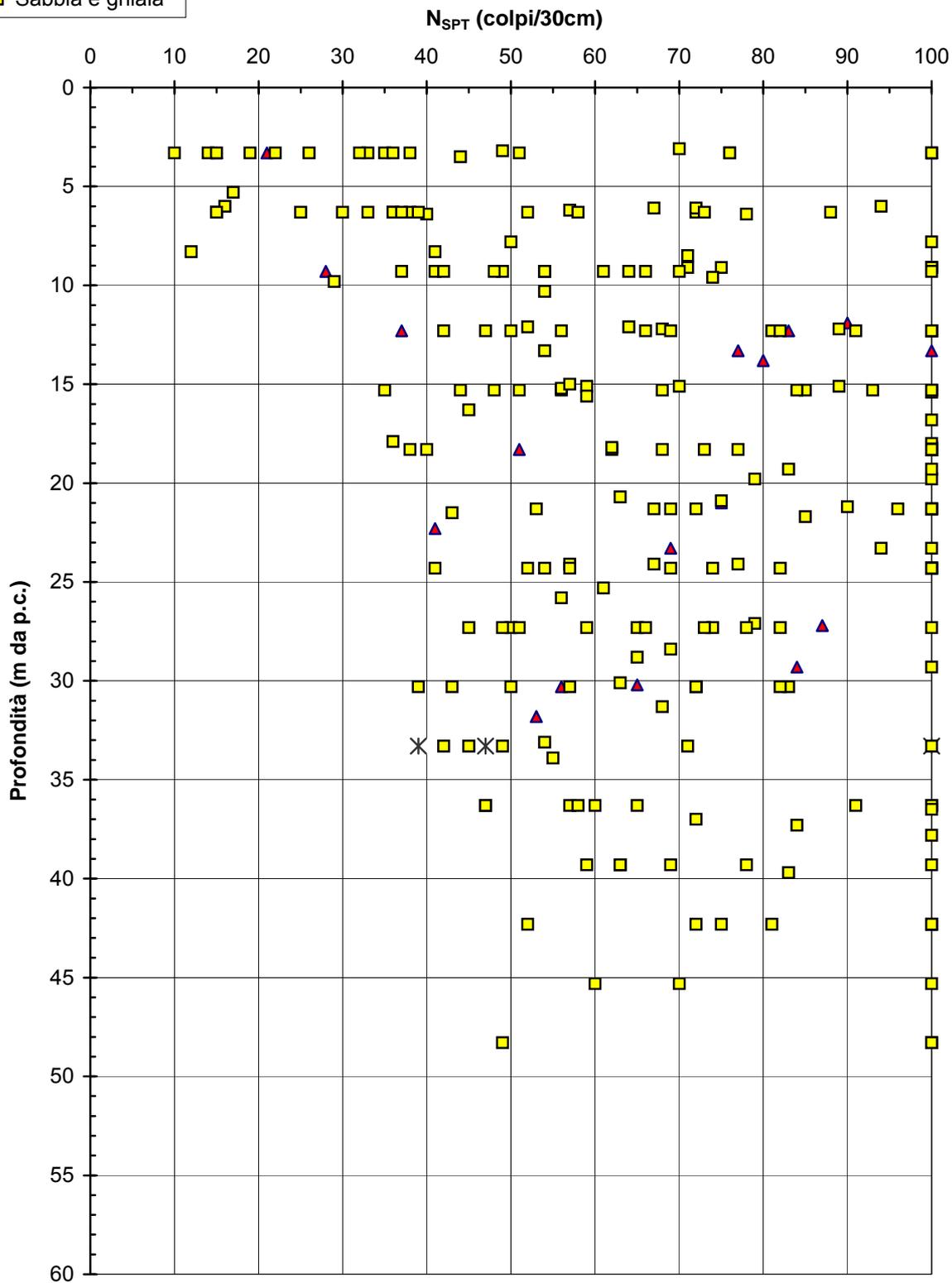


Figura 2.1.12

Velocità onde di taglio

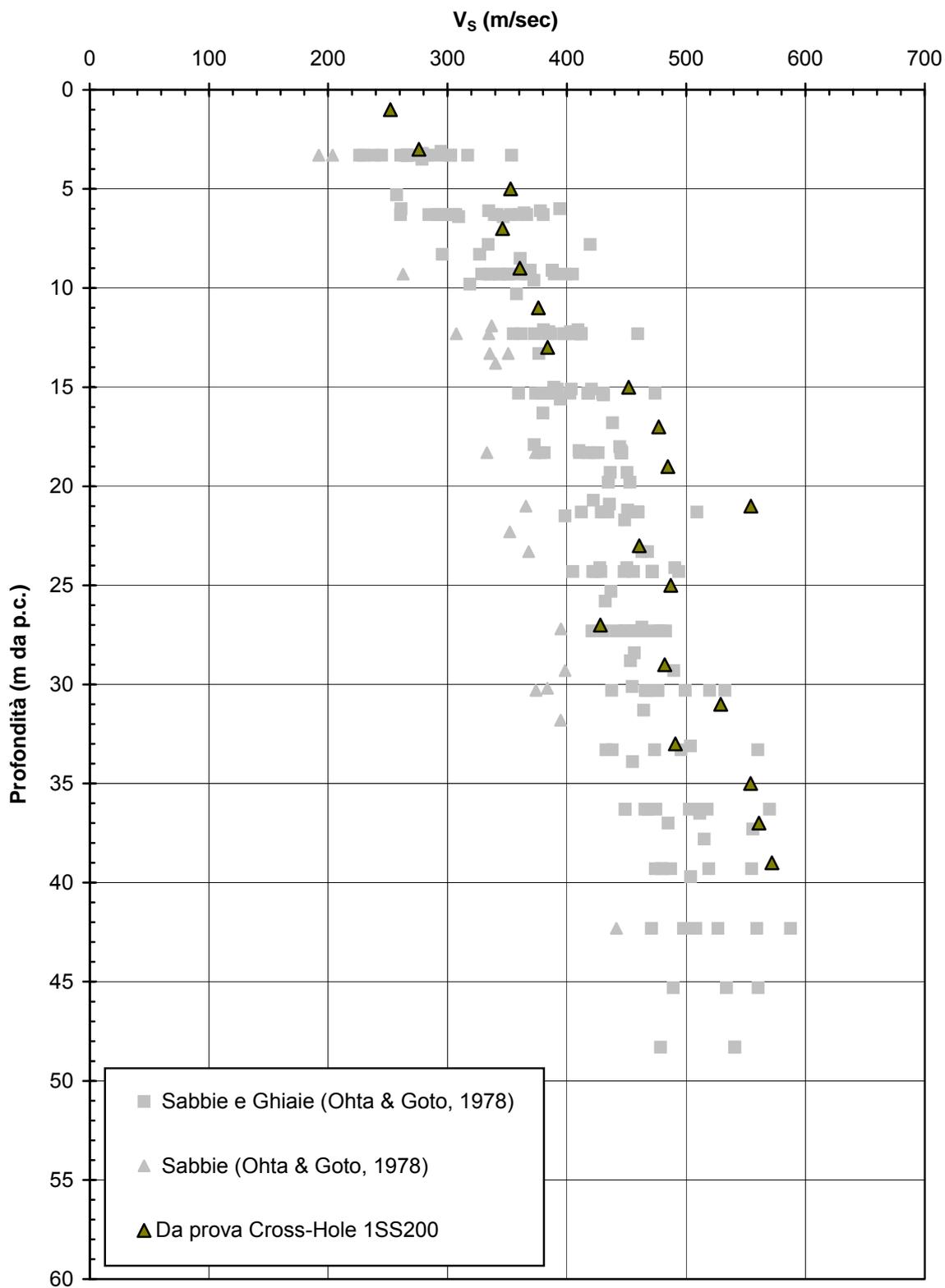


Figura 2.1.13

Modulo G_0 iniziale

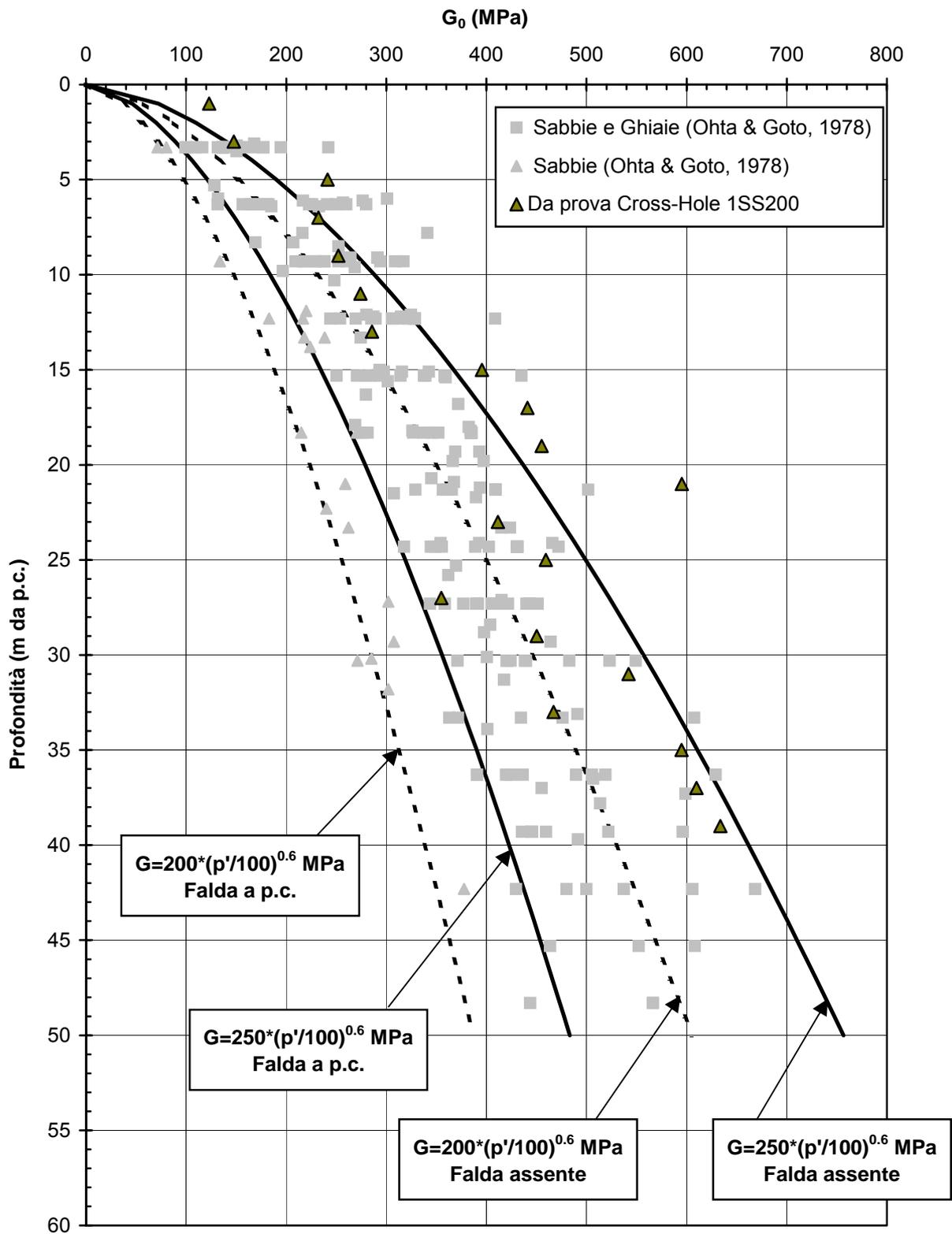


Figura 2.1.14

Densità relativa

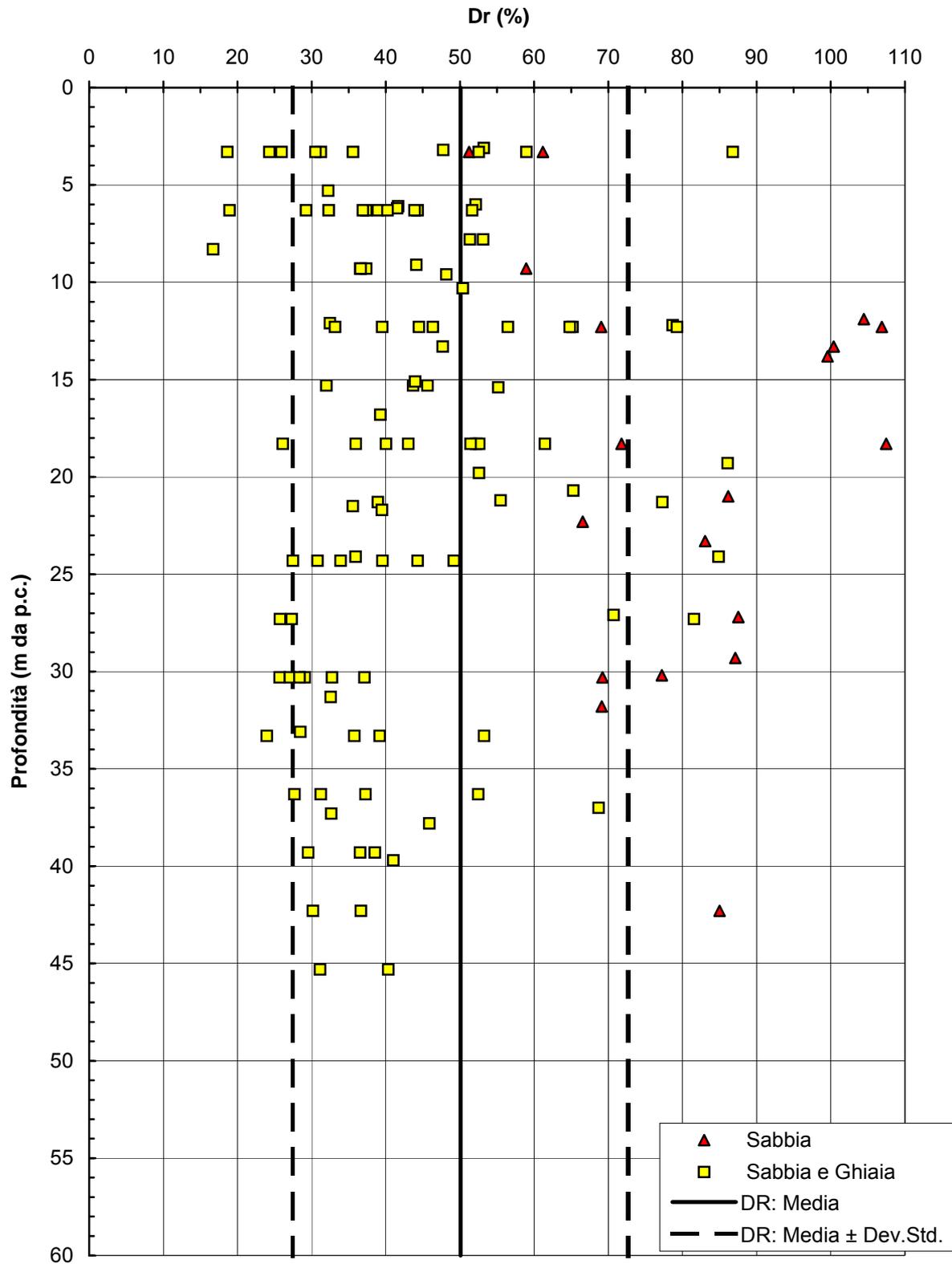


Figura 2.1.15

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

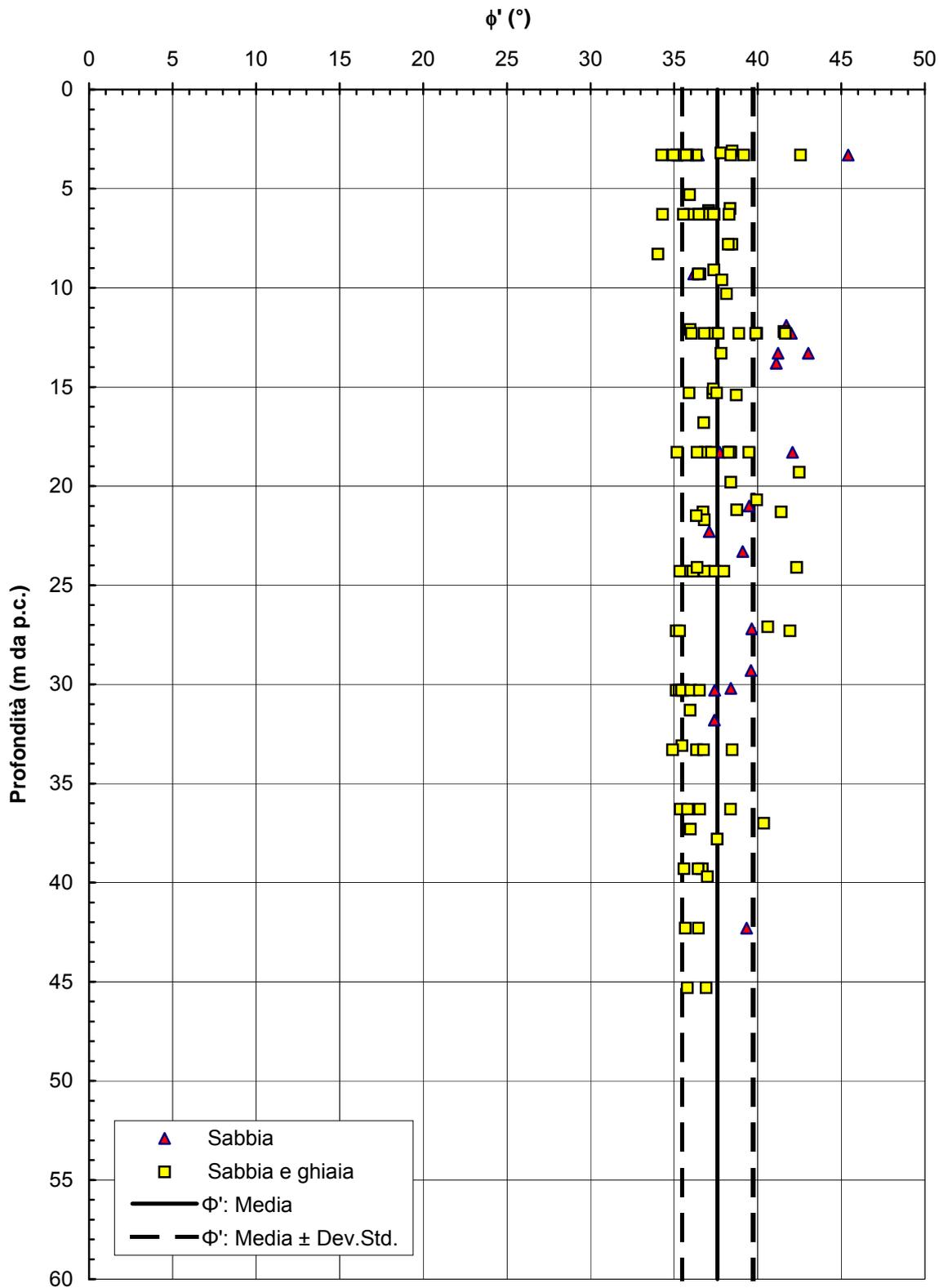
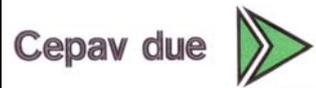


Figura 2.1.16

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
119 di 475

ALLEGATO 2

Figure relative al capitolo 2.2

GHIAIA (F1)

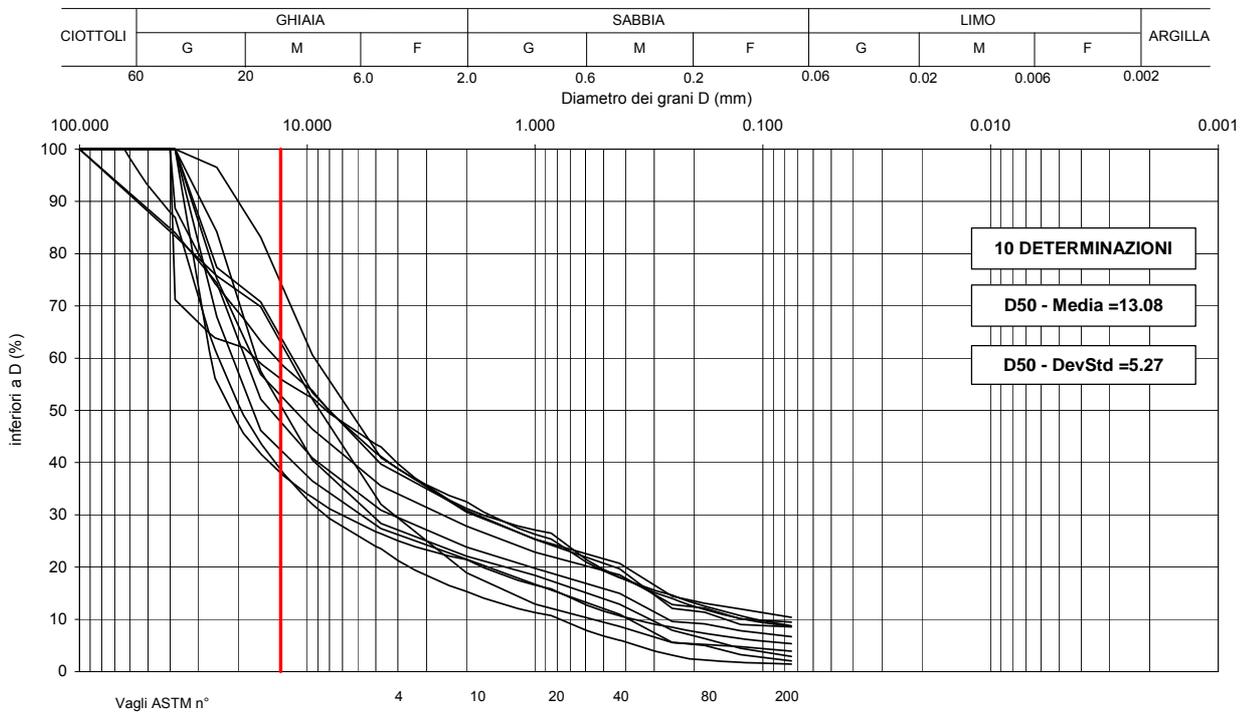


Figura 2.2.1

GHIAIA E SABBIA/SABBIA E GHIAIA (F2)

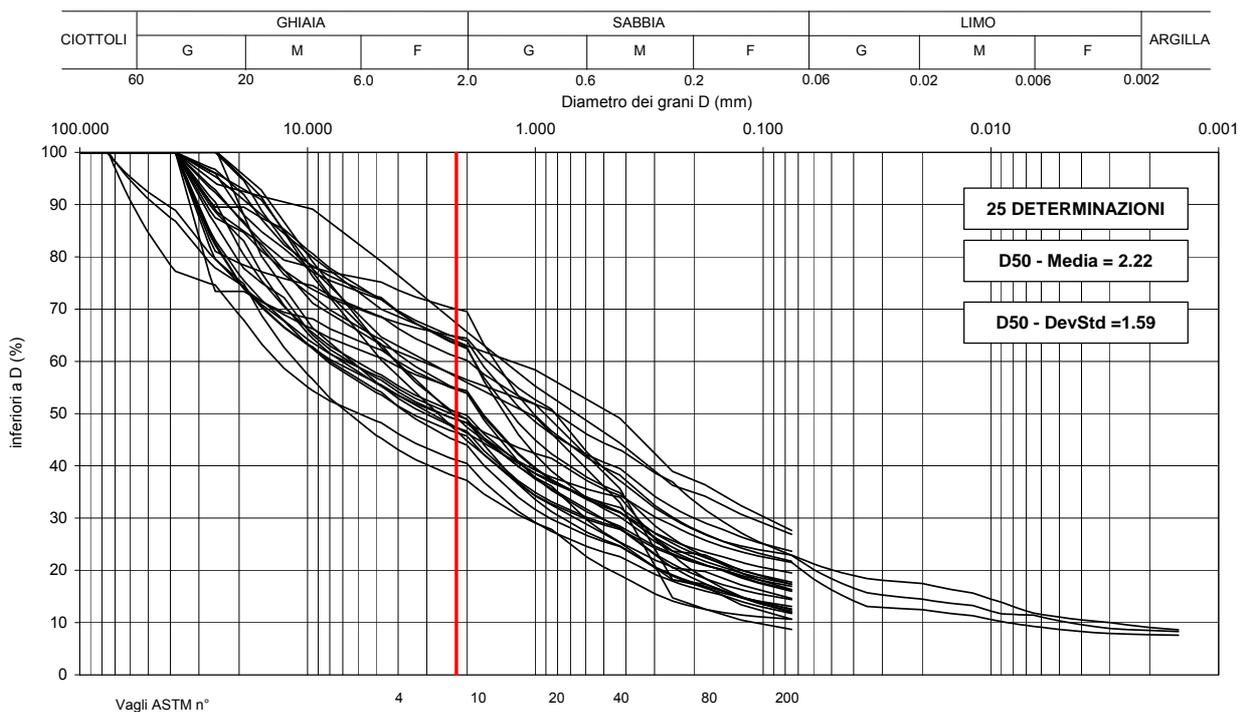


Figura 2.2.2

SABBIA (F3)

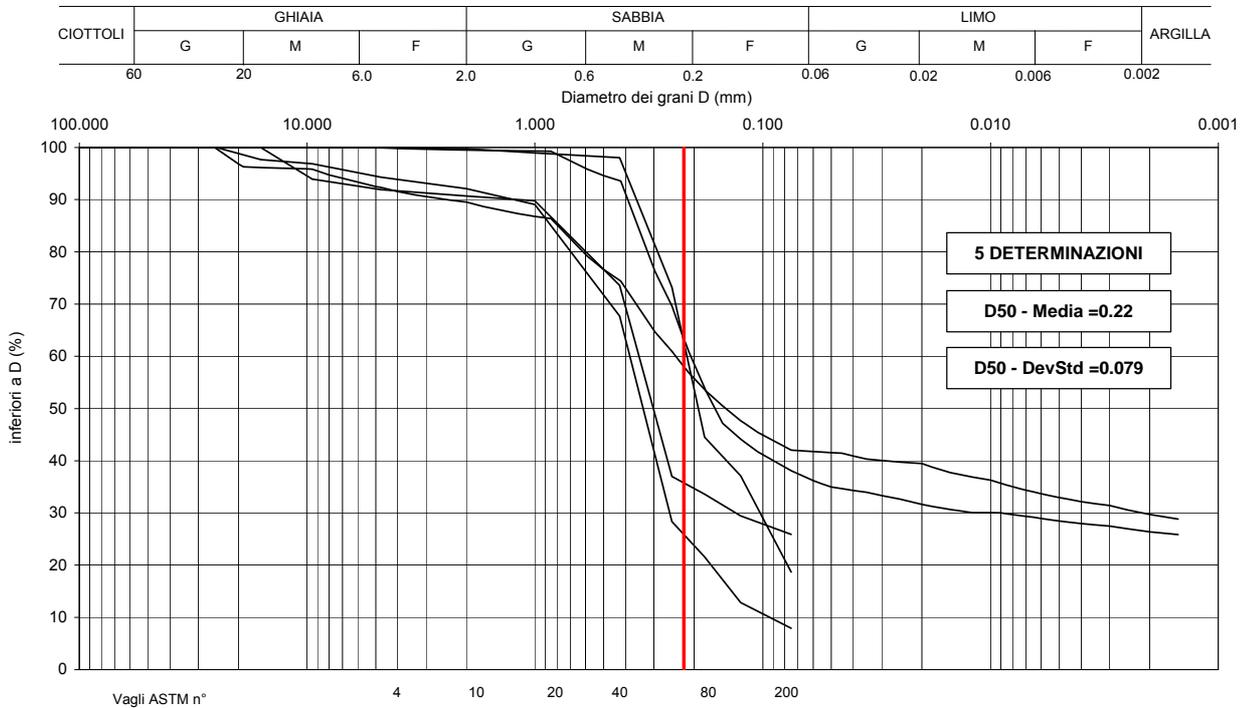


Figura 2.2.3

LIMO (F4)

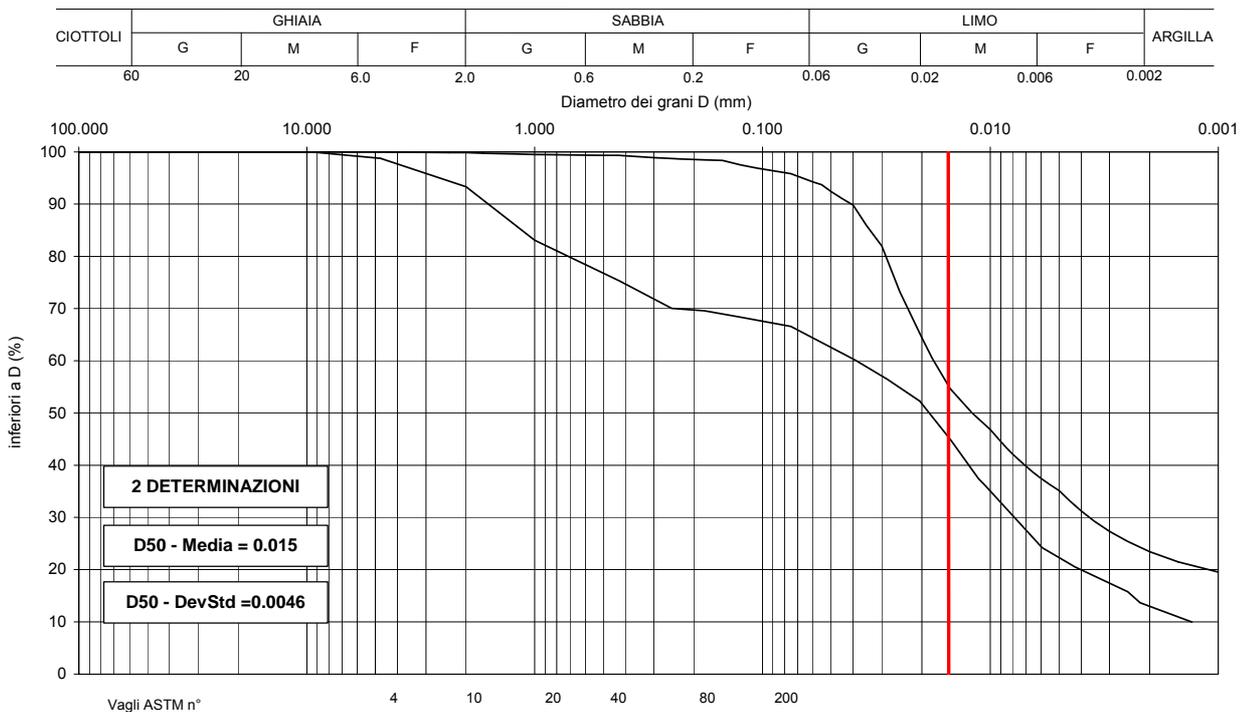


Figura 2.2.4

Numero colpi N_{SPT}

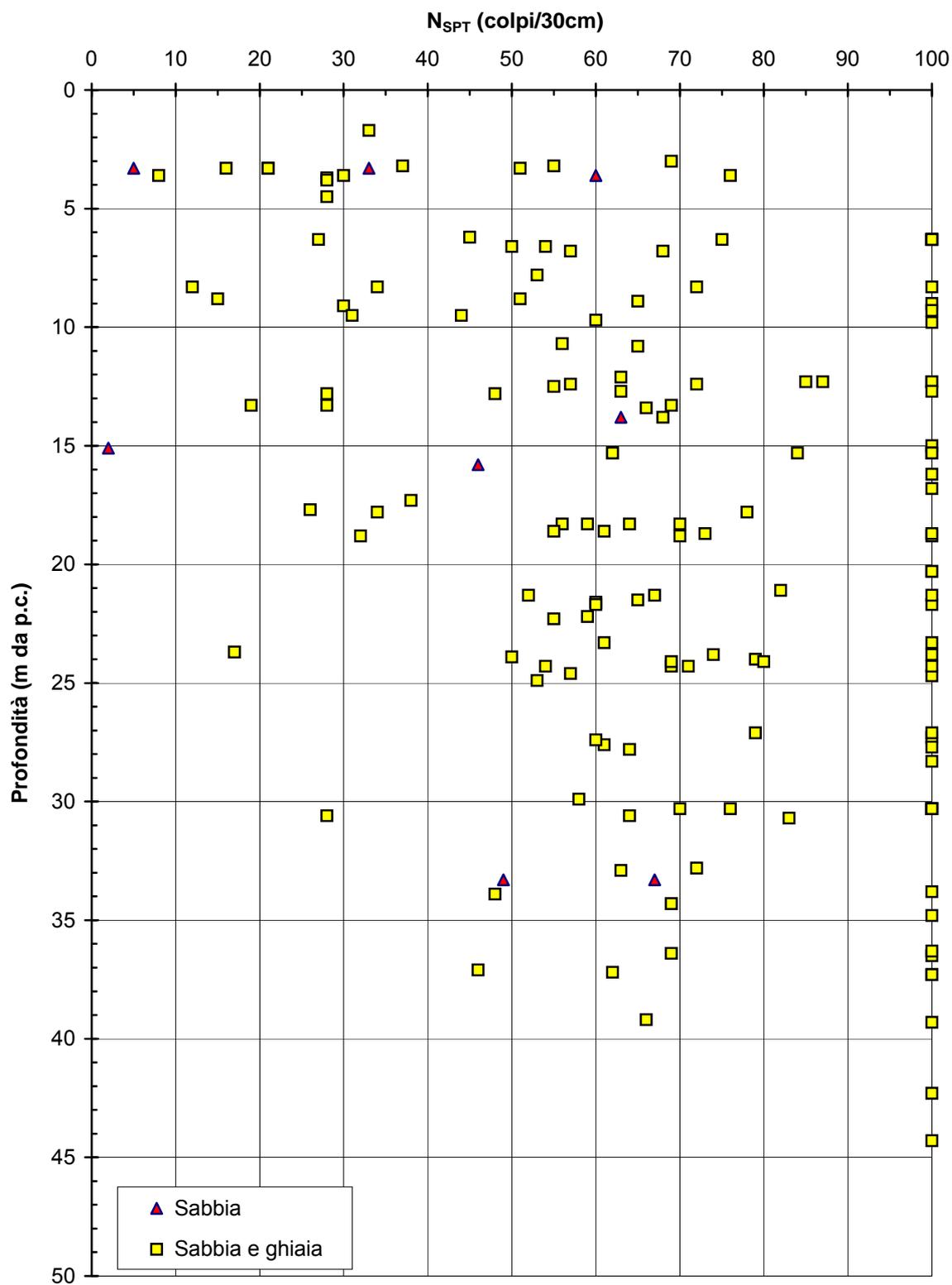


Figura 2.2.5

Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

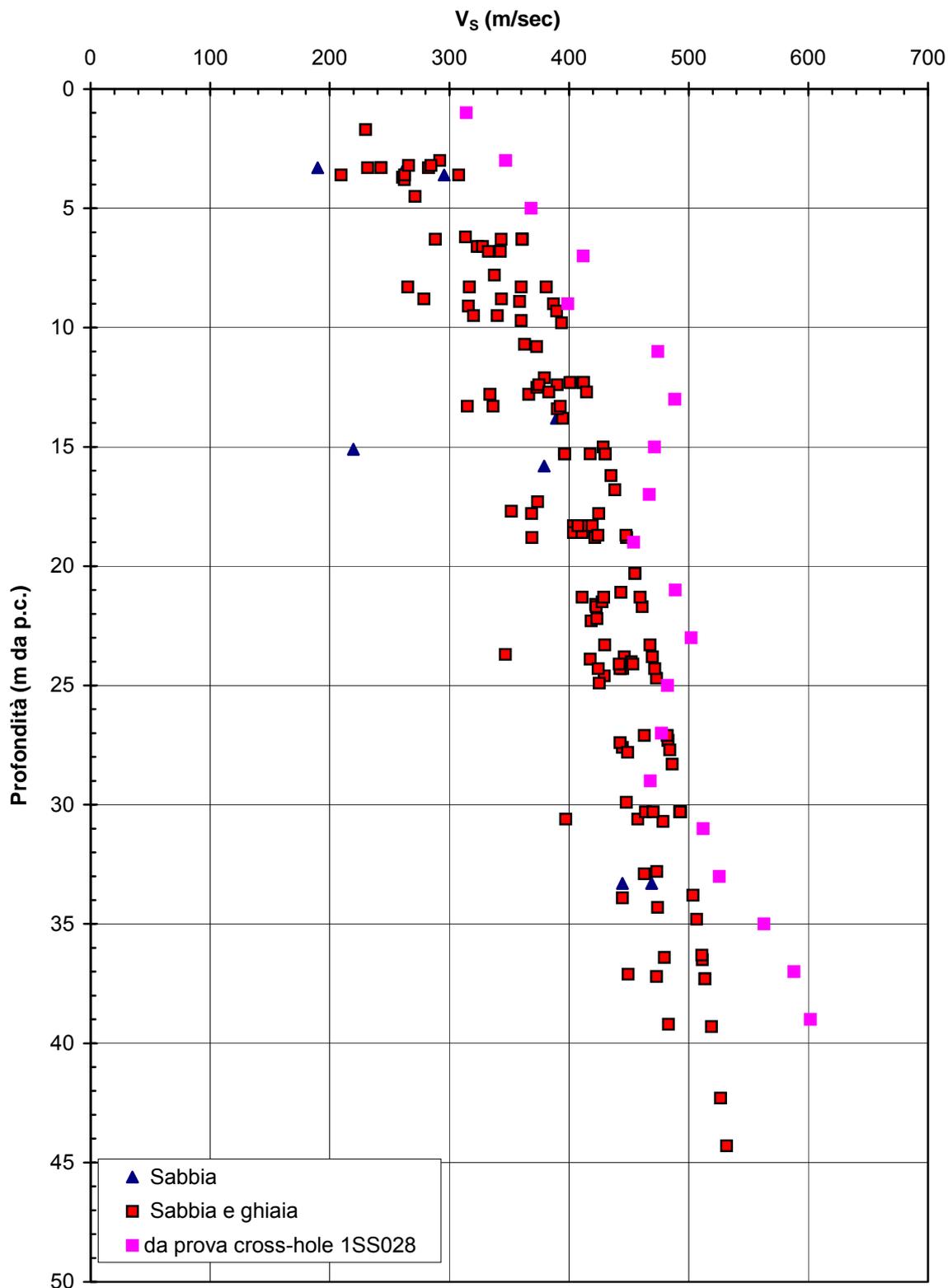


Figura 2.2.6

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)

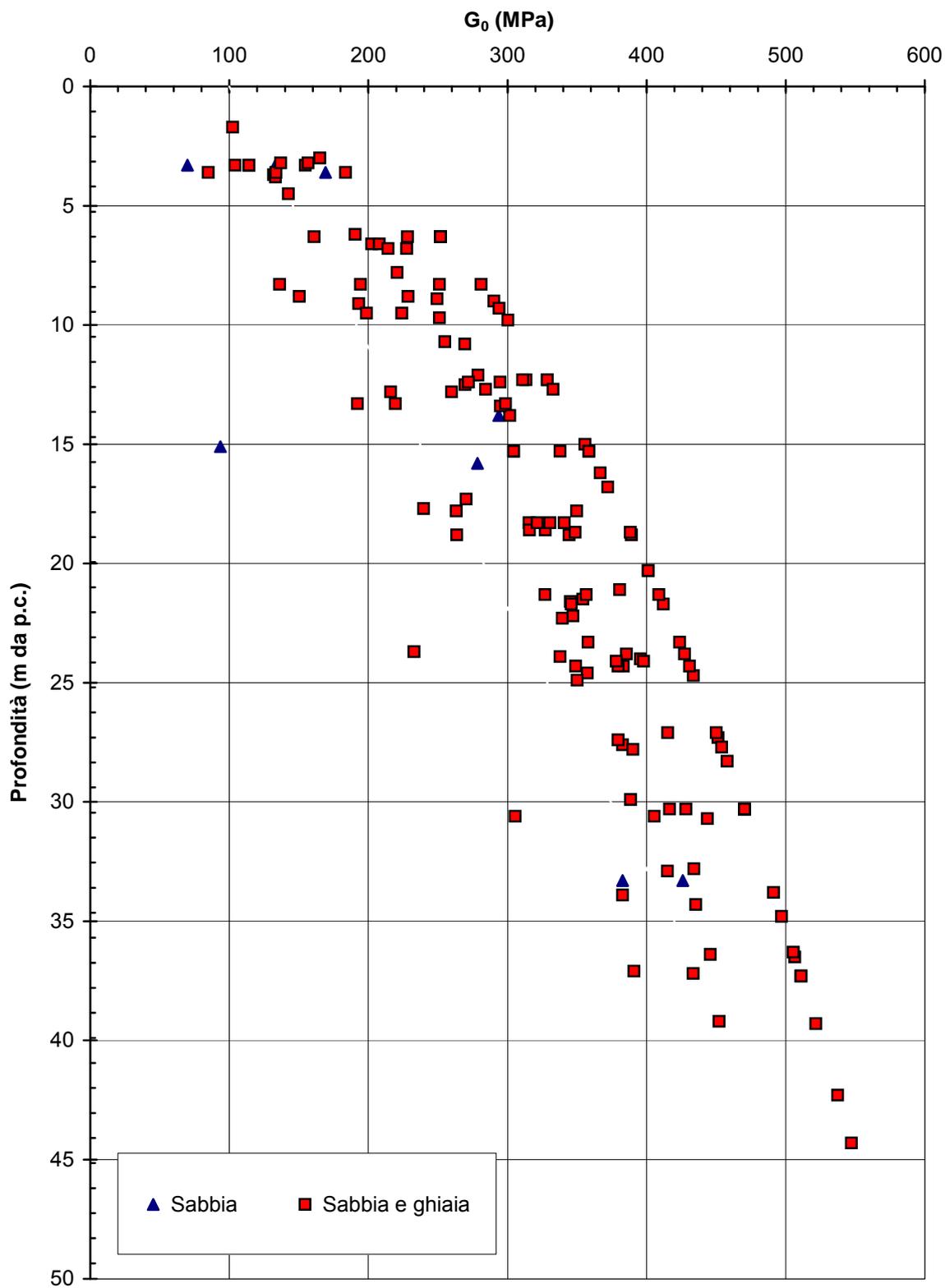


Figura 2.2.7

Densità relativa

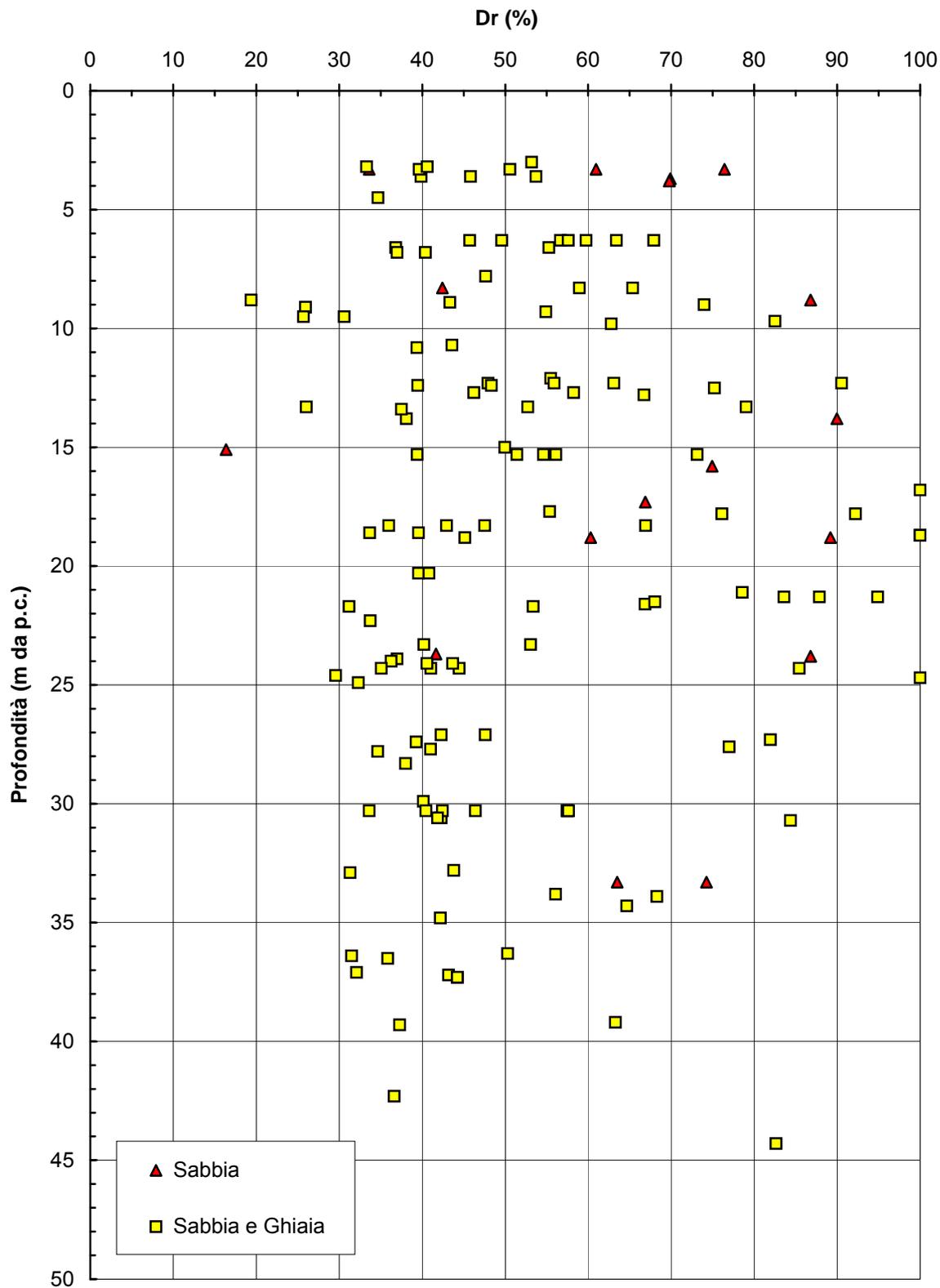


Figura 2.2.8

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

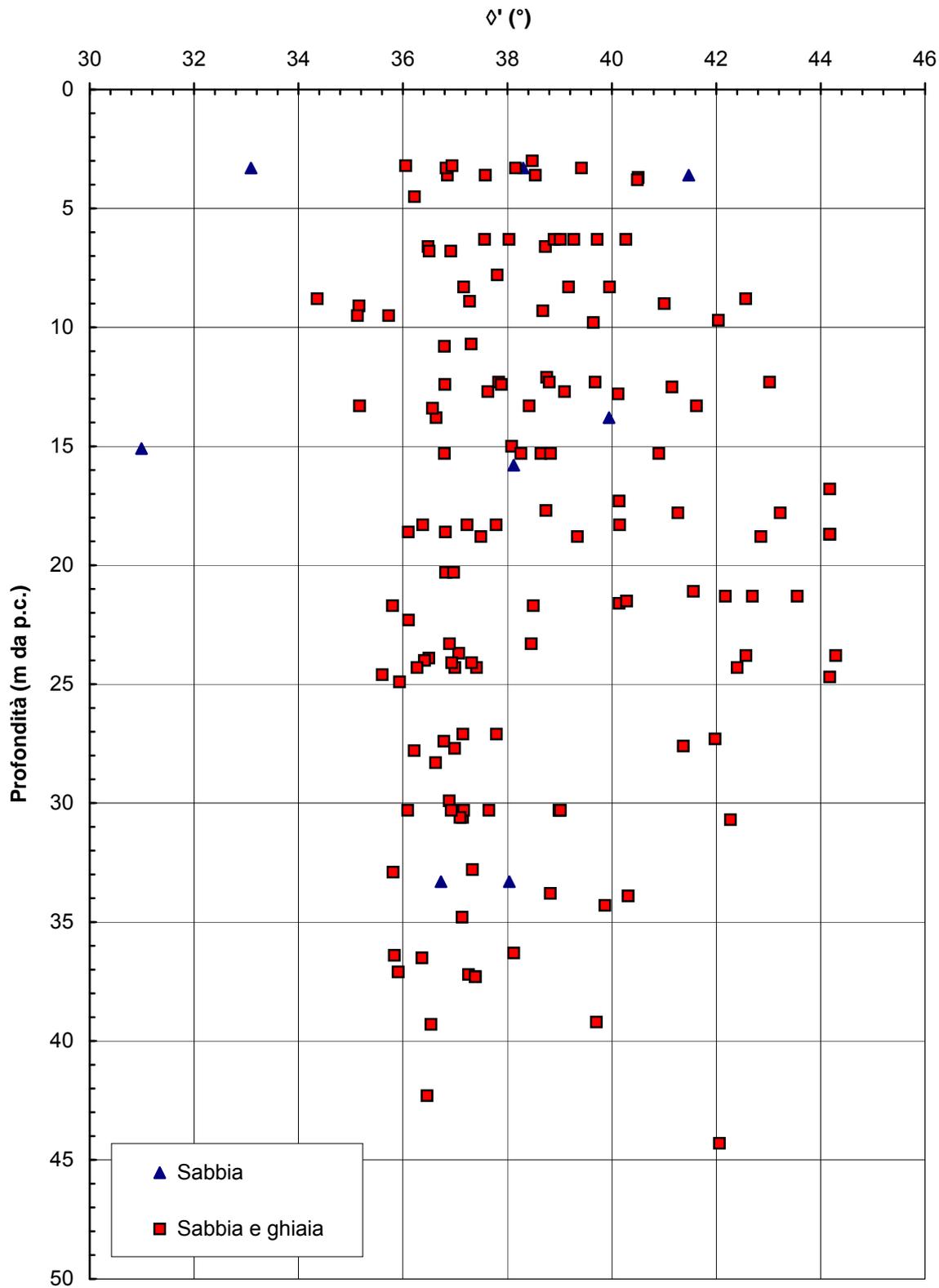


Figura 2.2.9

Ghiaia (F1)

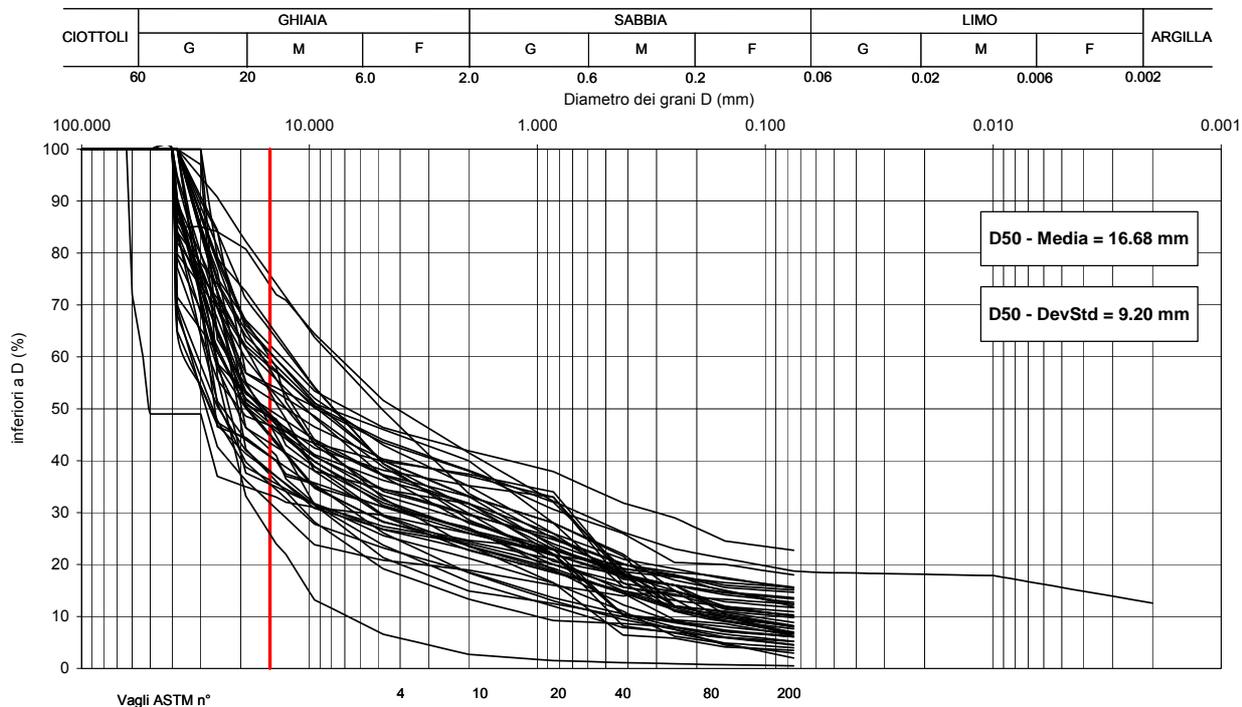


Figura 2.2.10

Ghaia con sabbia (F2)

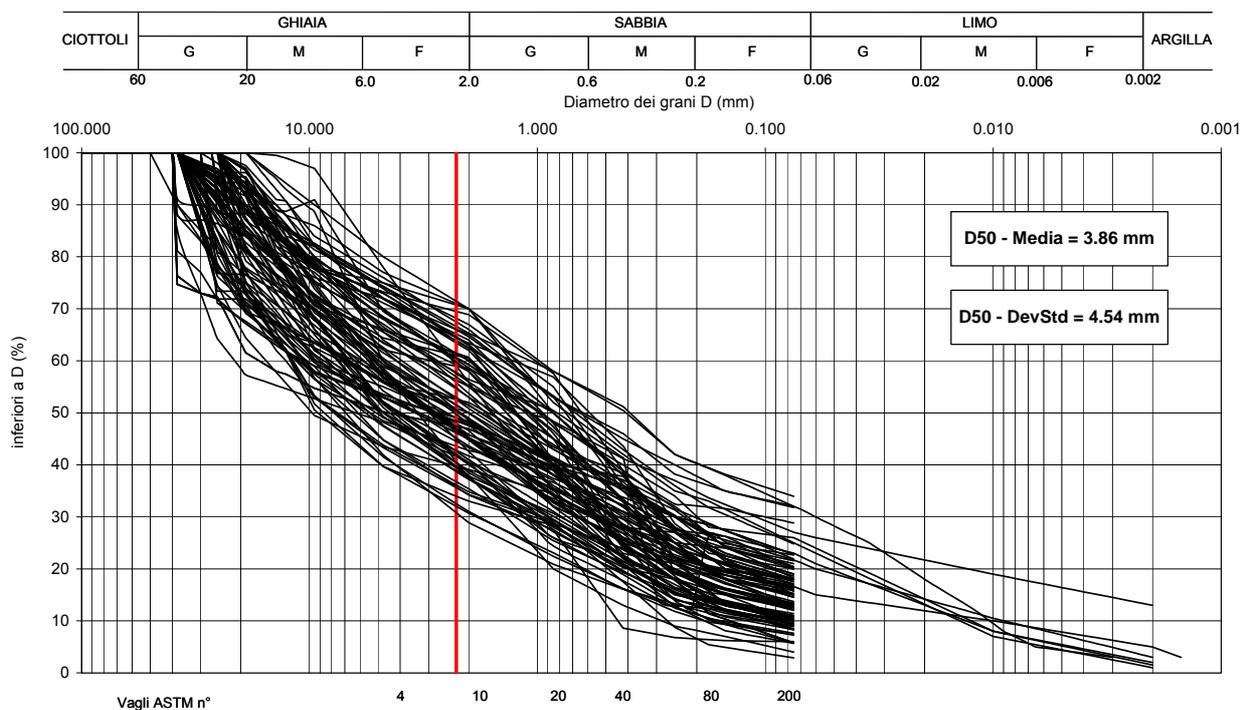


Figura 2.2.11

Sabbia (F3)

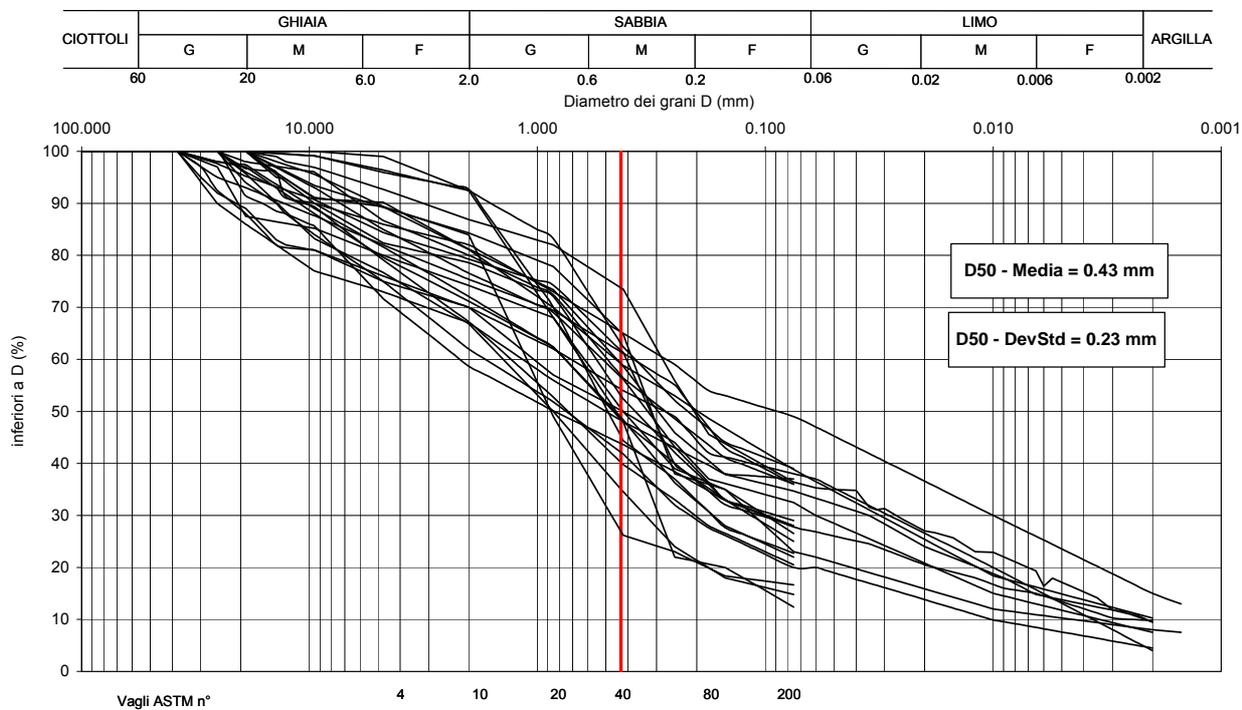


Figura 2.2.12

Limo sabbioso (F4)

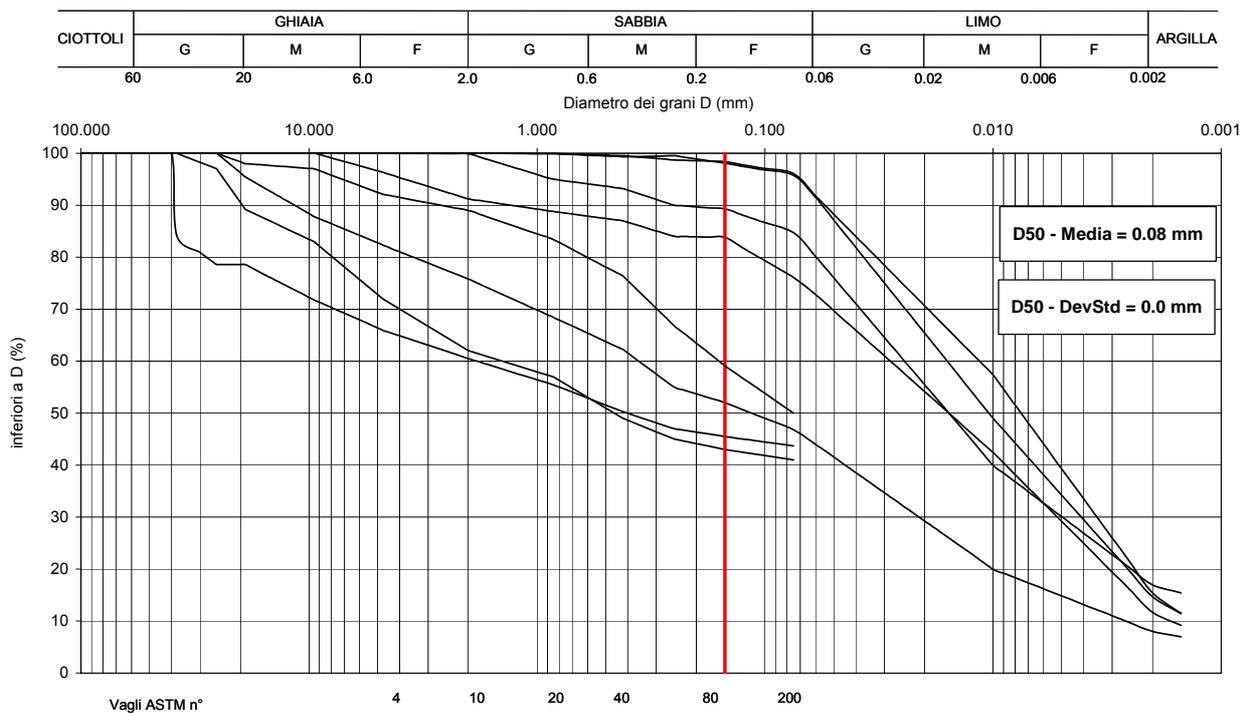


Figura 2.2.13

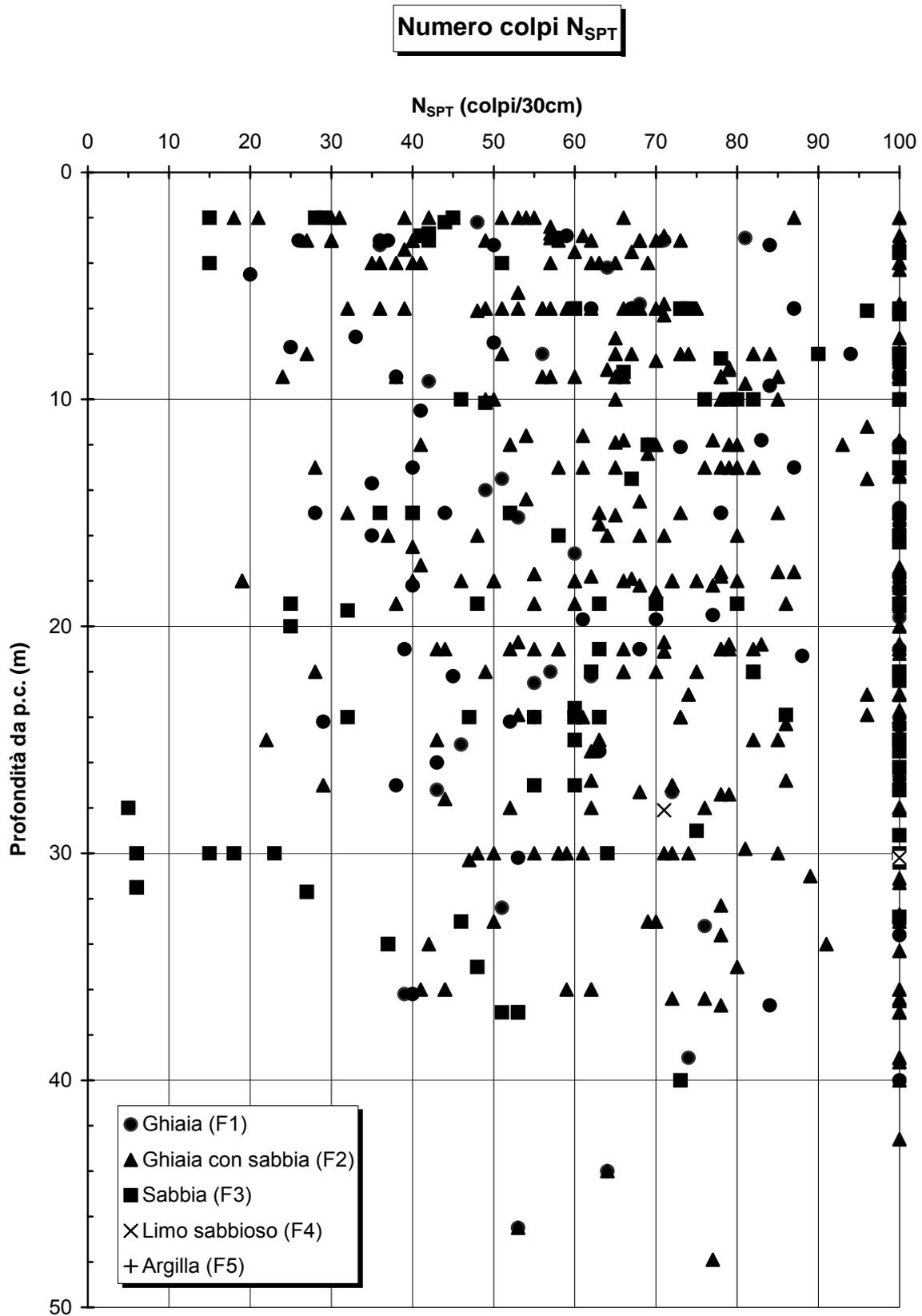


Figura 2.2.14

Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

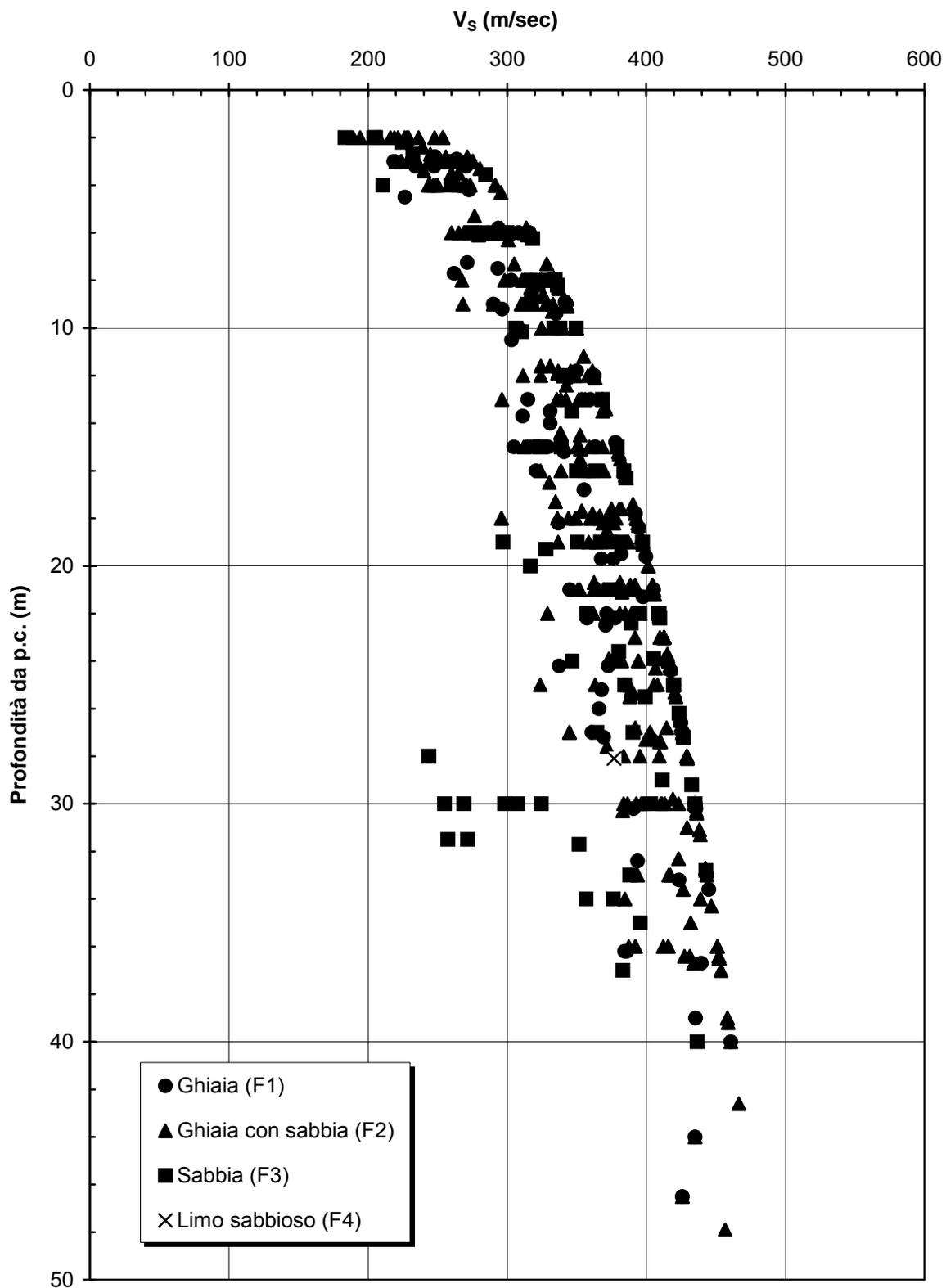


Figura 2.2.15

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)

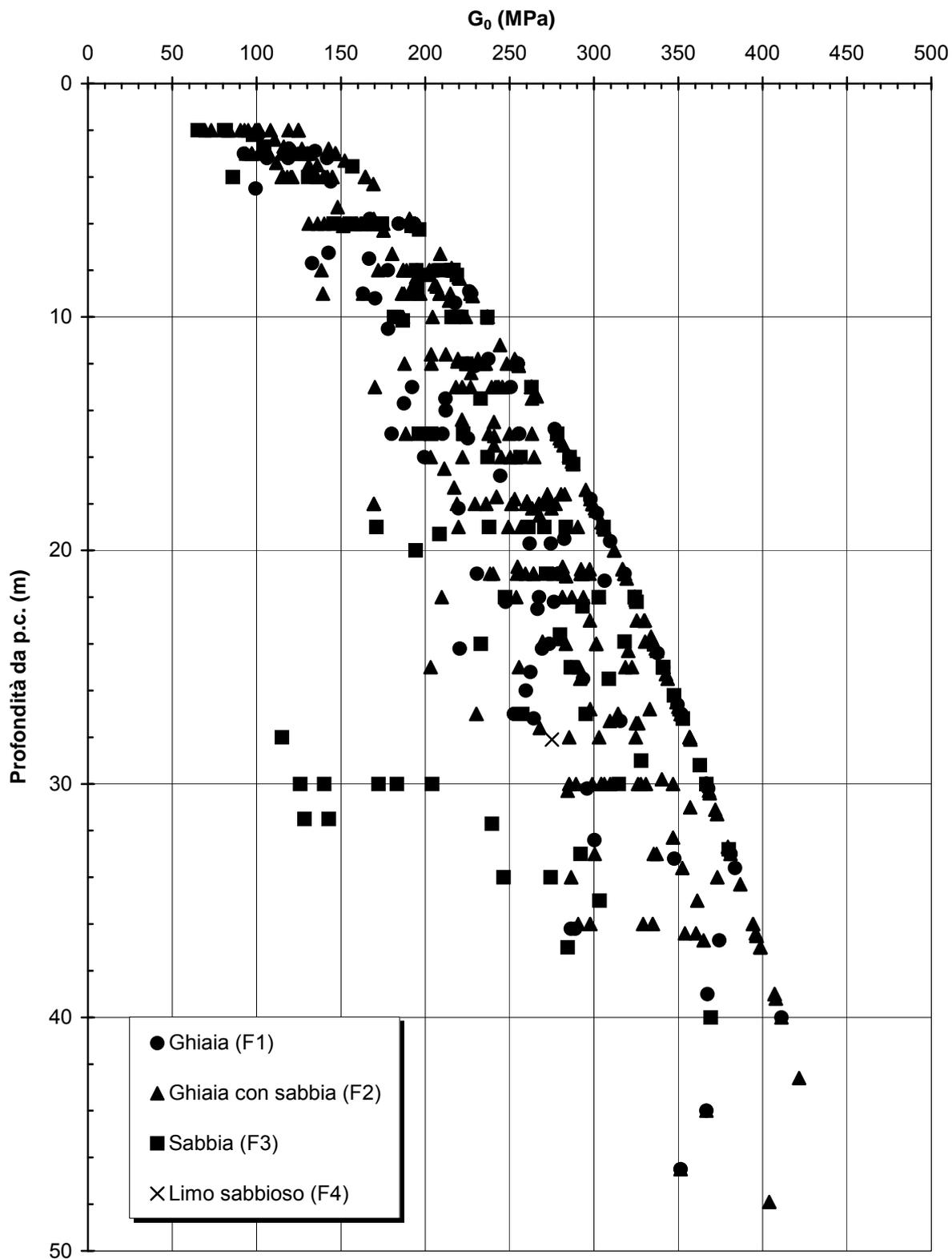


Figura 2.2.16

Densità relativa

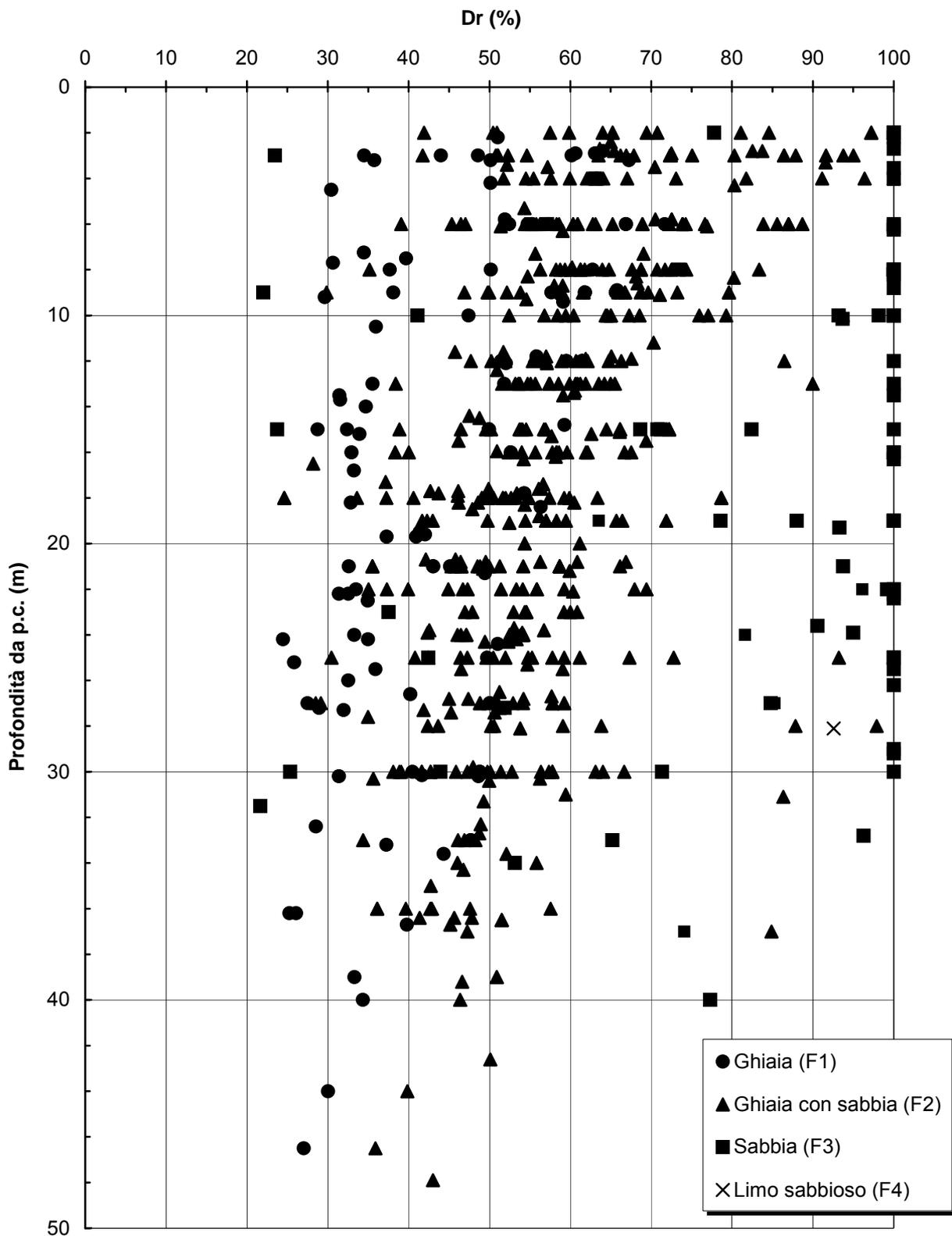


Figura 2.2.17

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

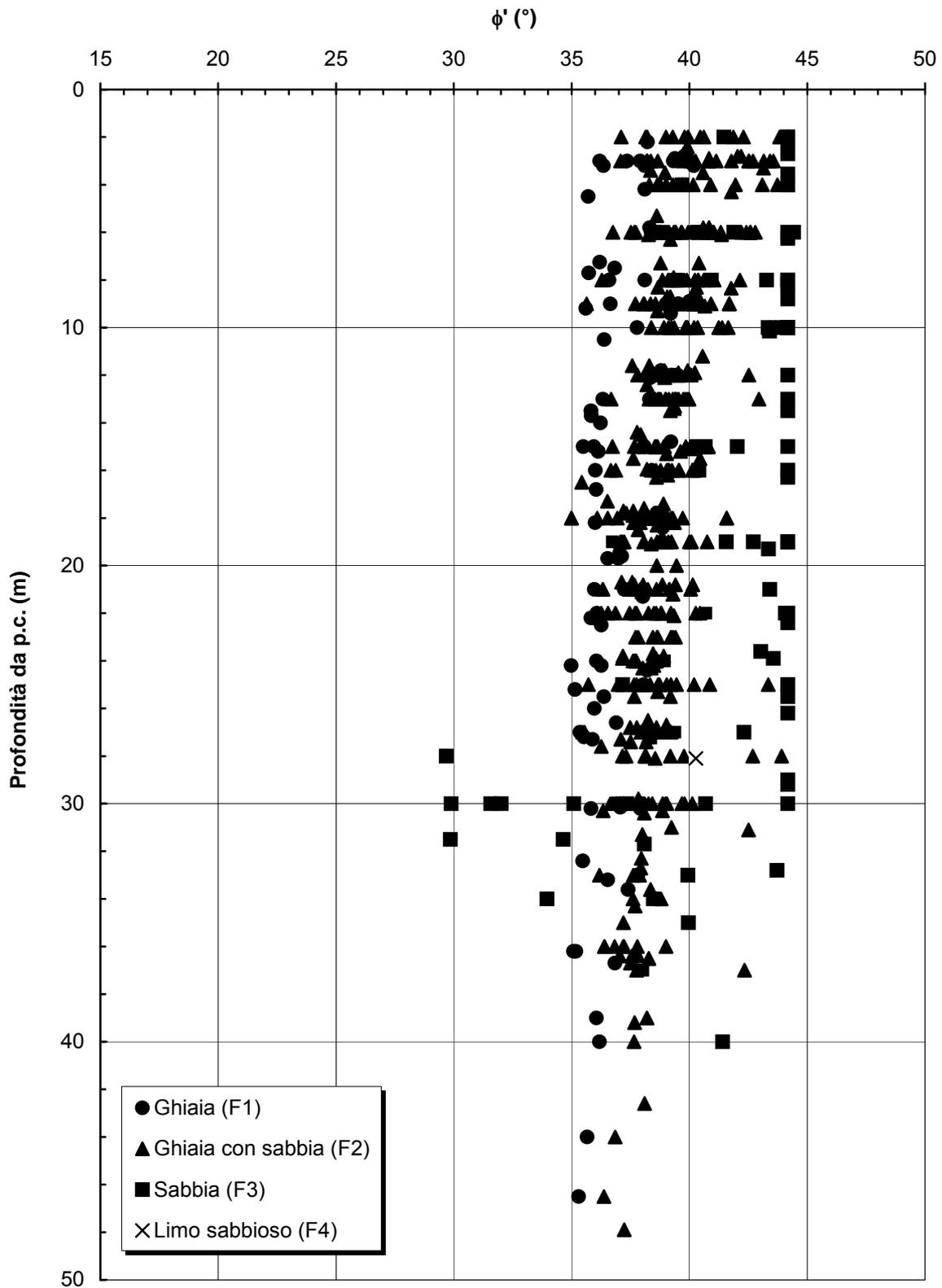


Figura 2.2.18

Ghiaia (F1)

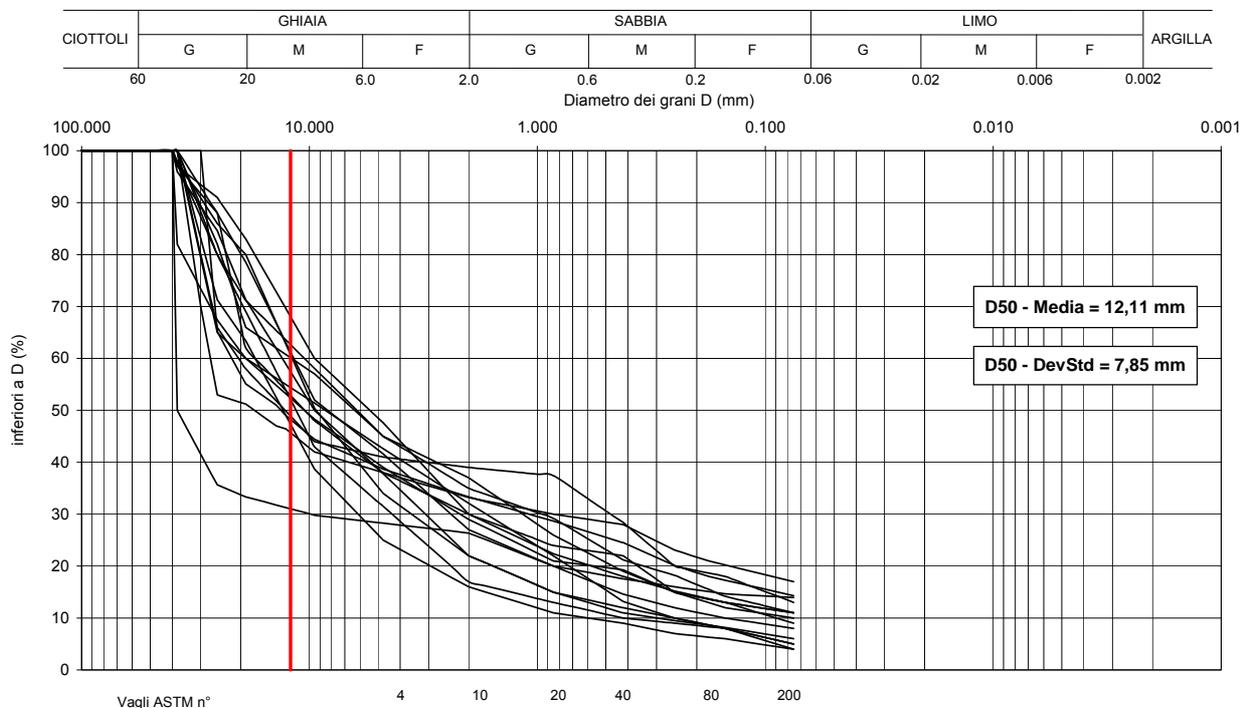


Figura 2.2.19

Ghiaia e sabbia (F2)

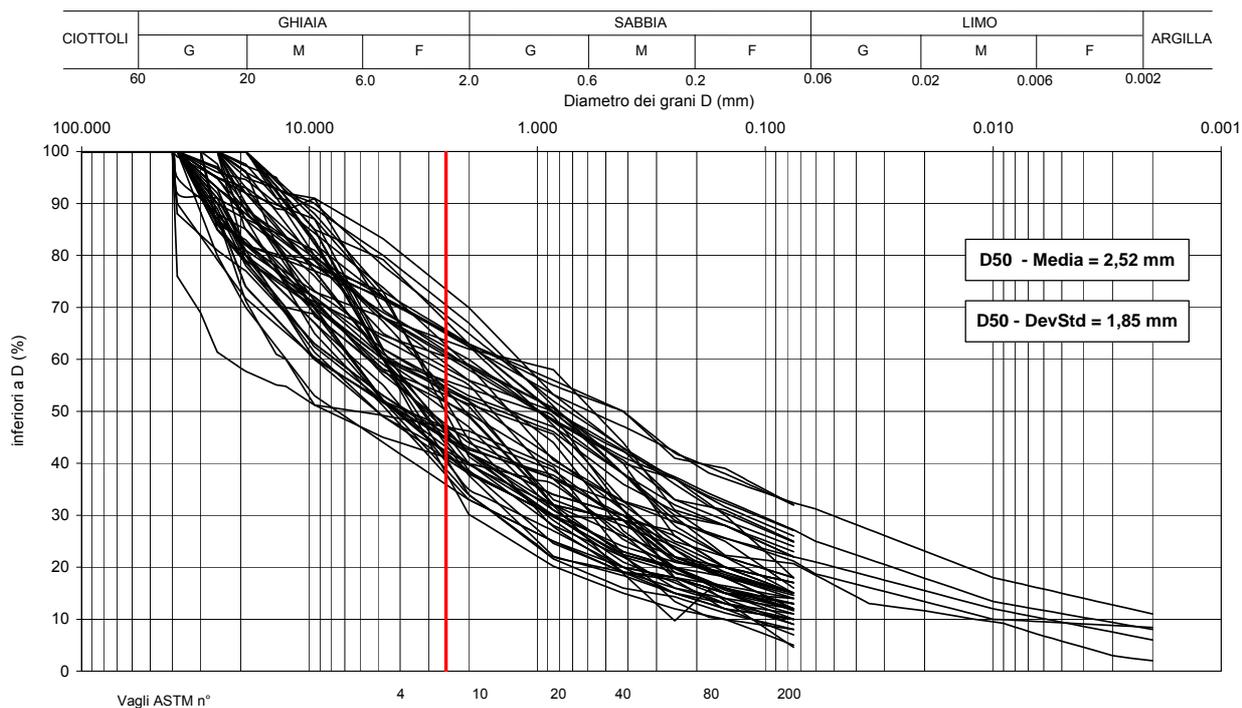


Figura 2.2.20

Sabbia (F3)

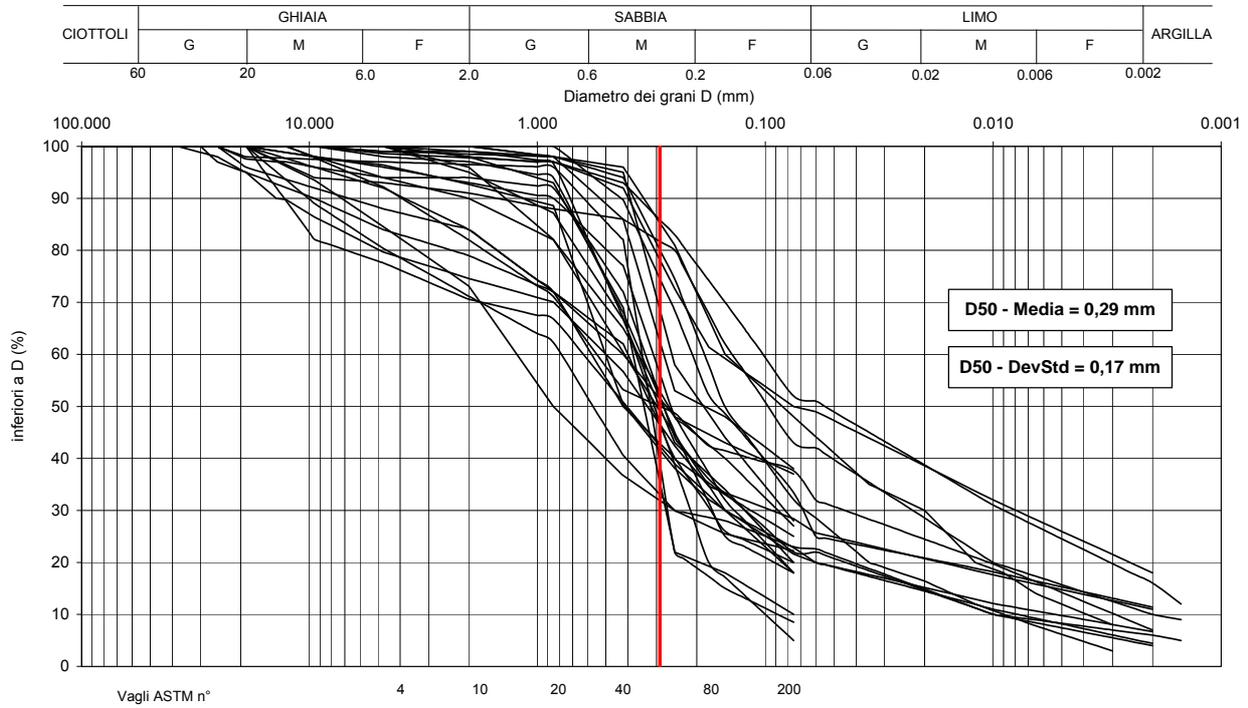


Figura 2.2.21

Limo argilloso F4

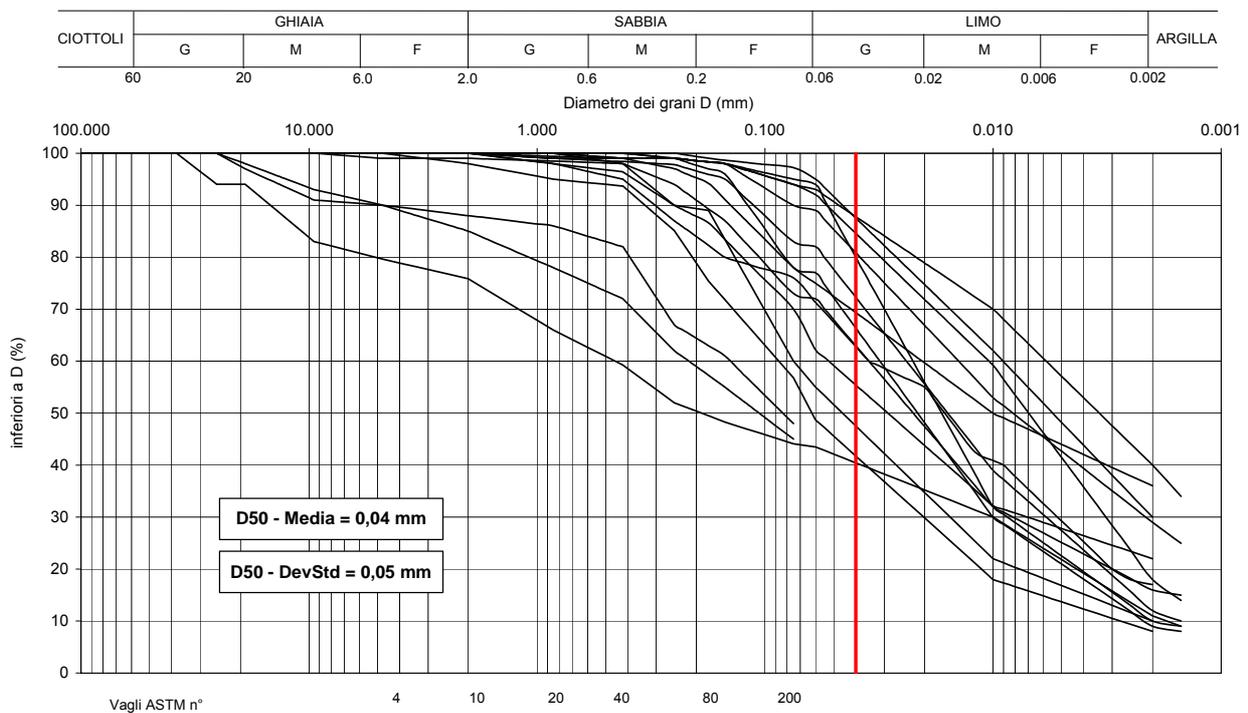


Figura 2.2.22

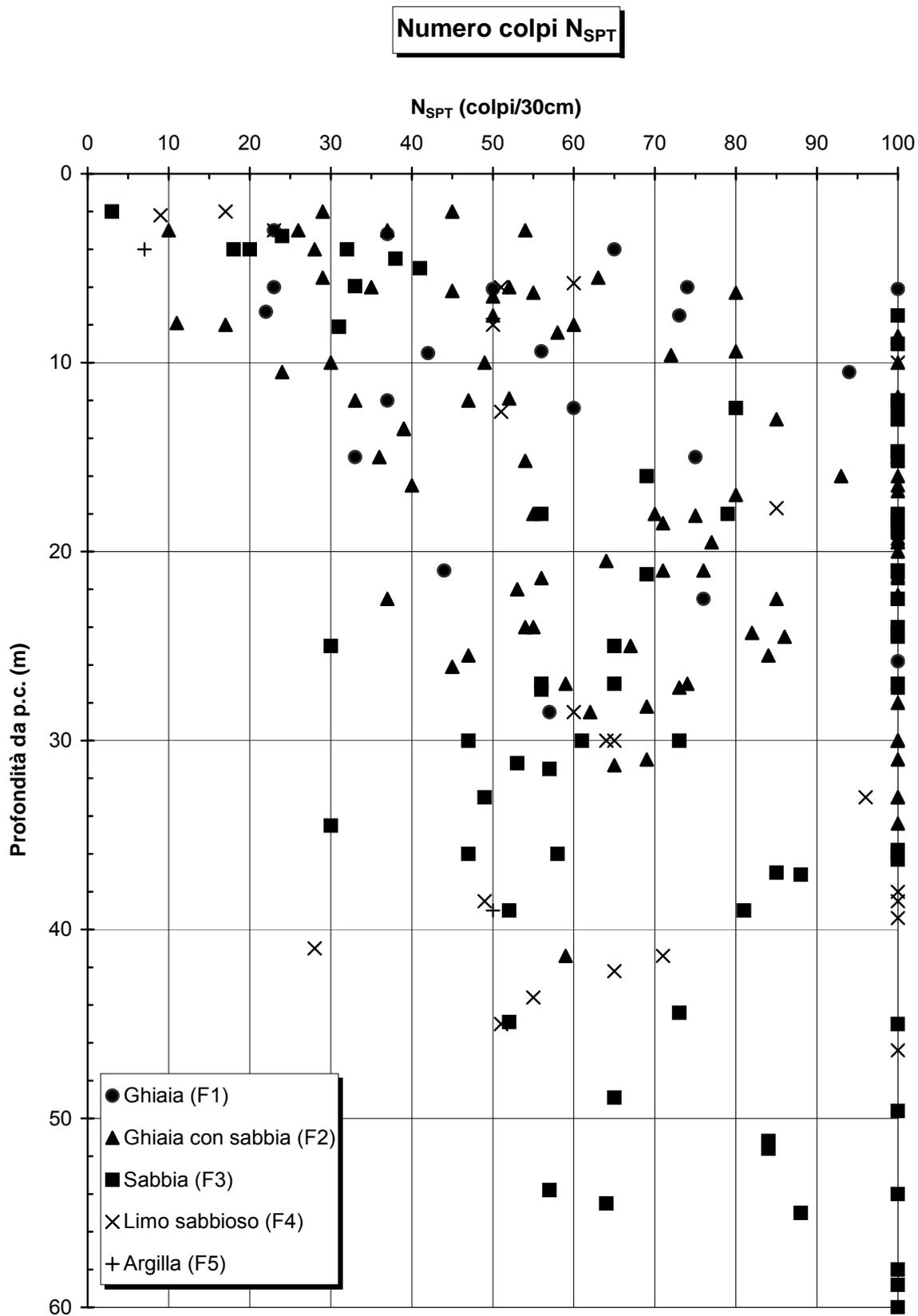


Figura 2.2.23

Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

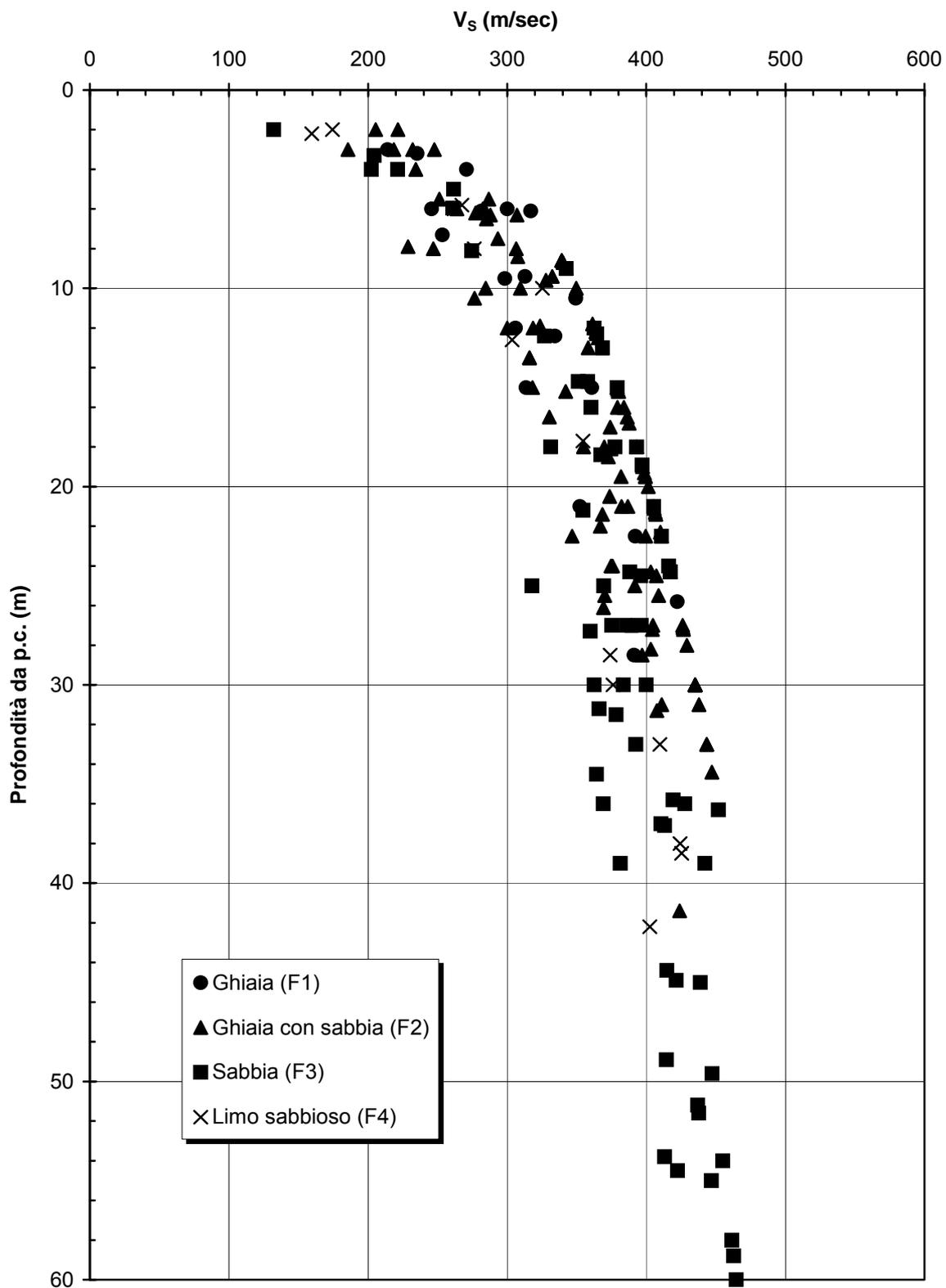


Figura 2.2.24

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)

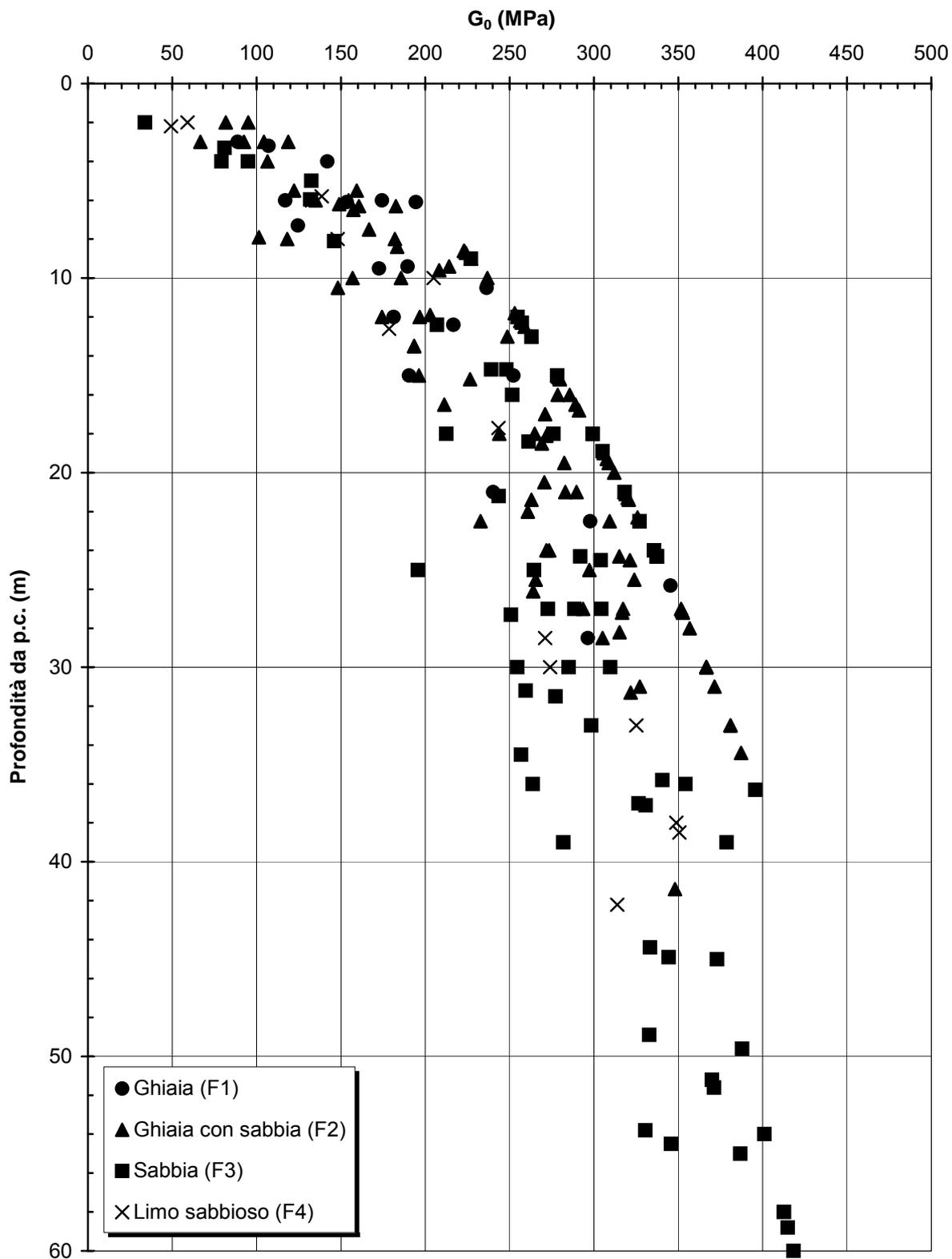


Figura 2.2.25

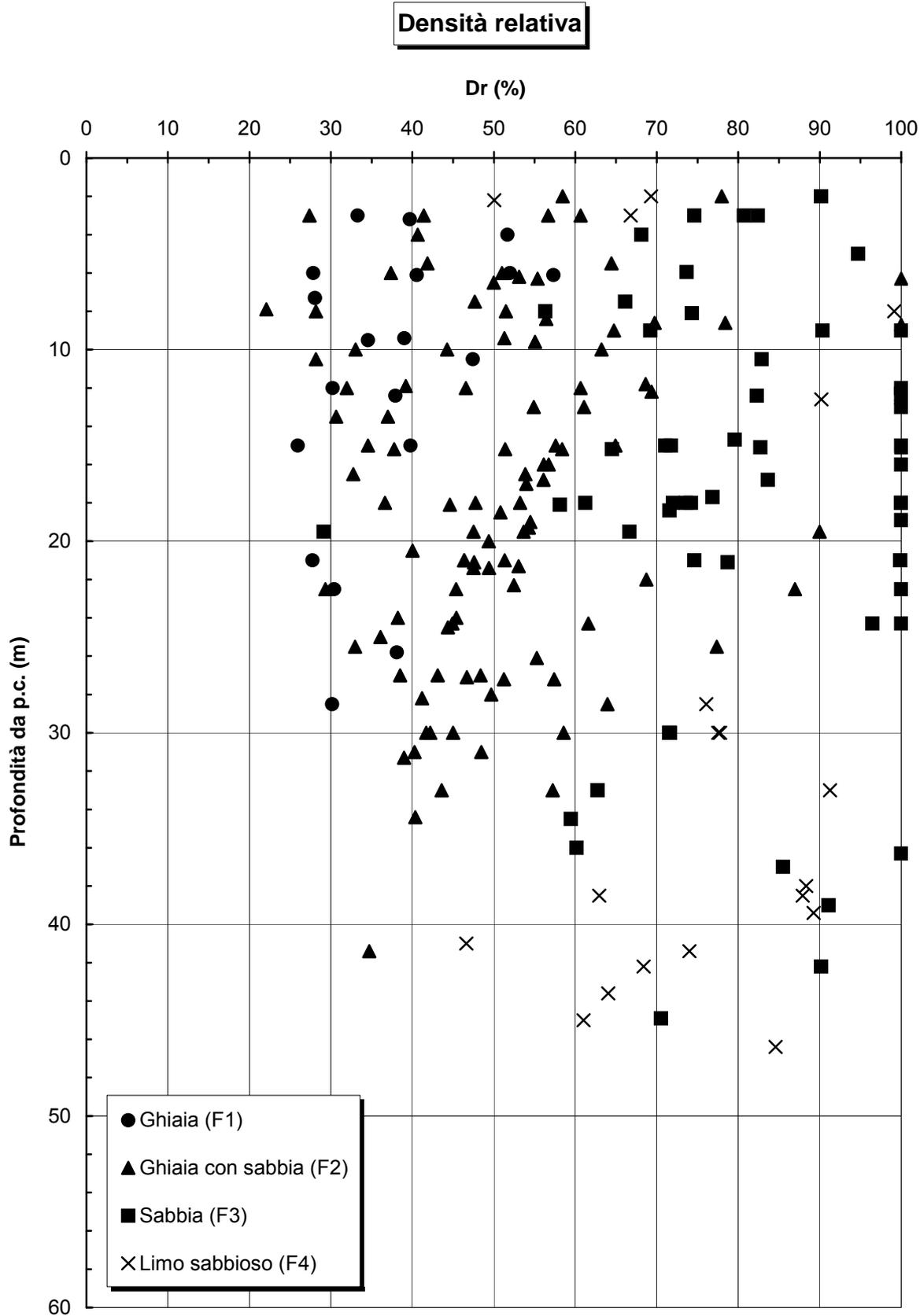


Figura 2.2.26

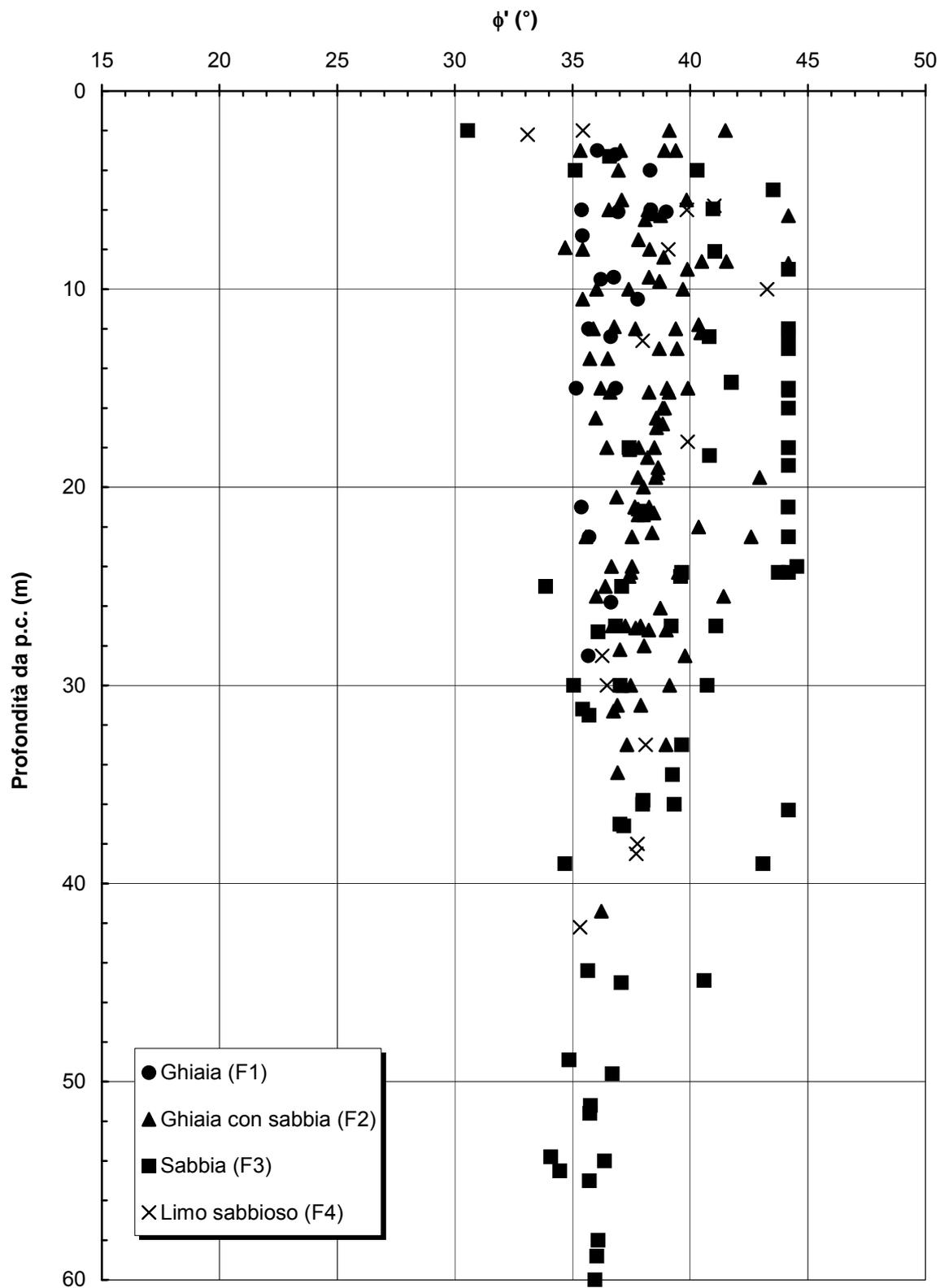
Angolo di attrito (Bolton, 1986)

Figura 2.2.27

Resistenza al taglio non drenata

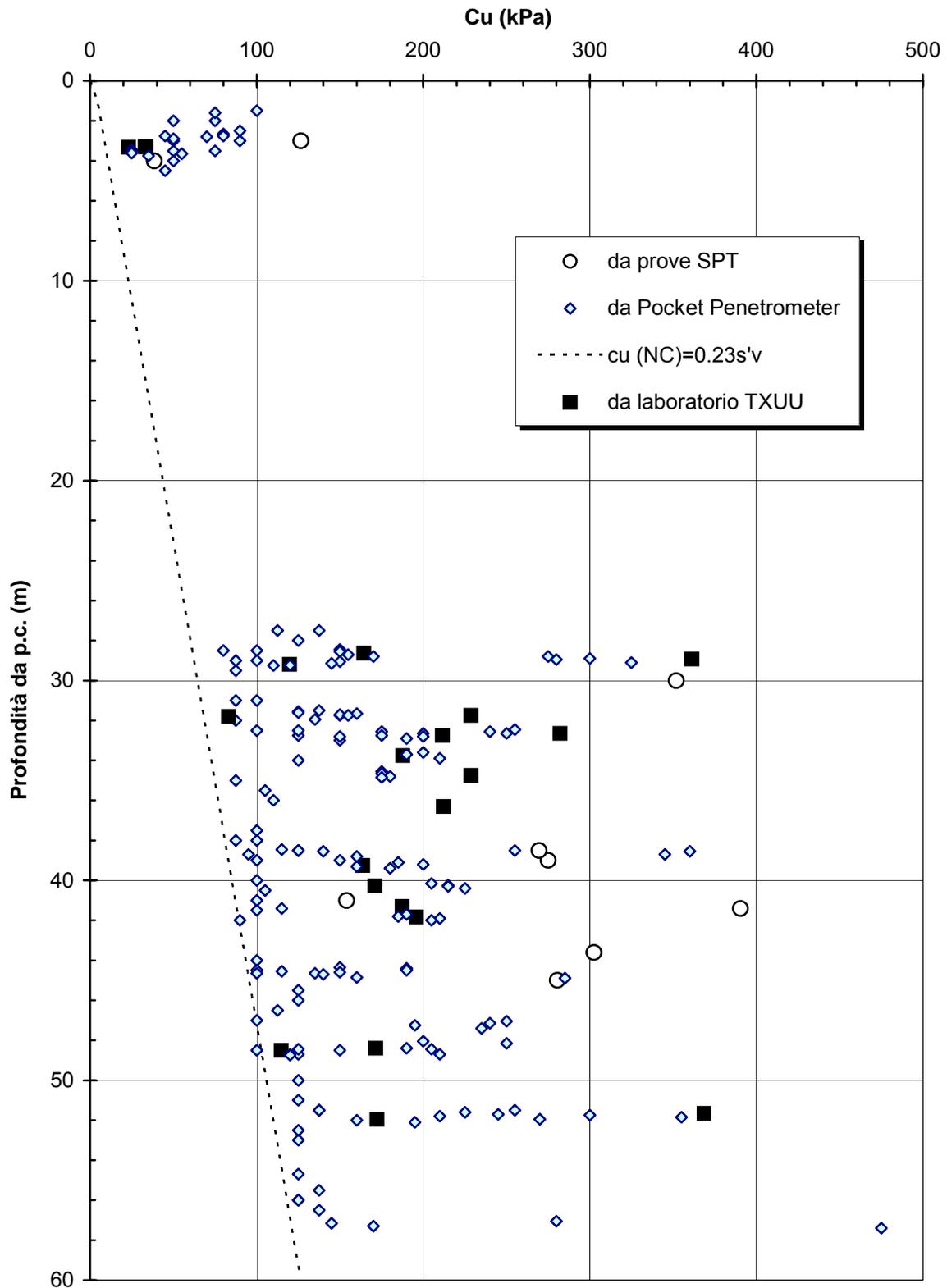


Figura 2.2.28

Ghiaia (F1)

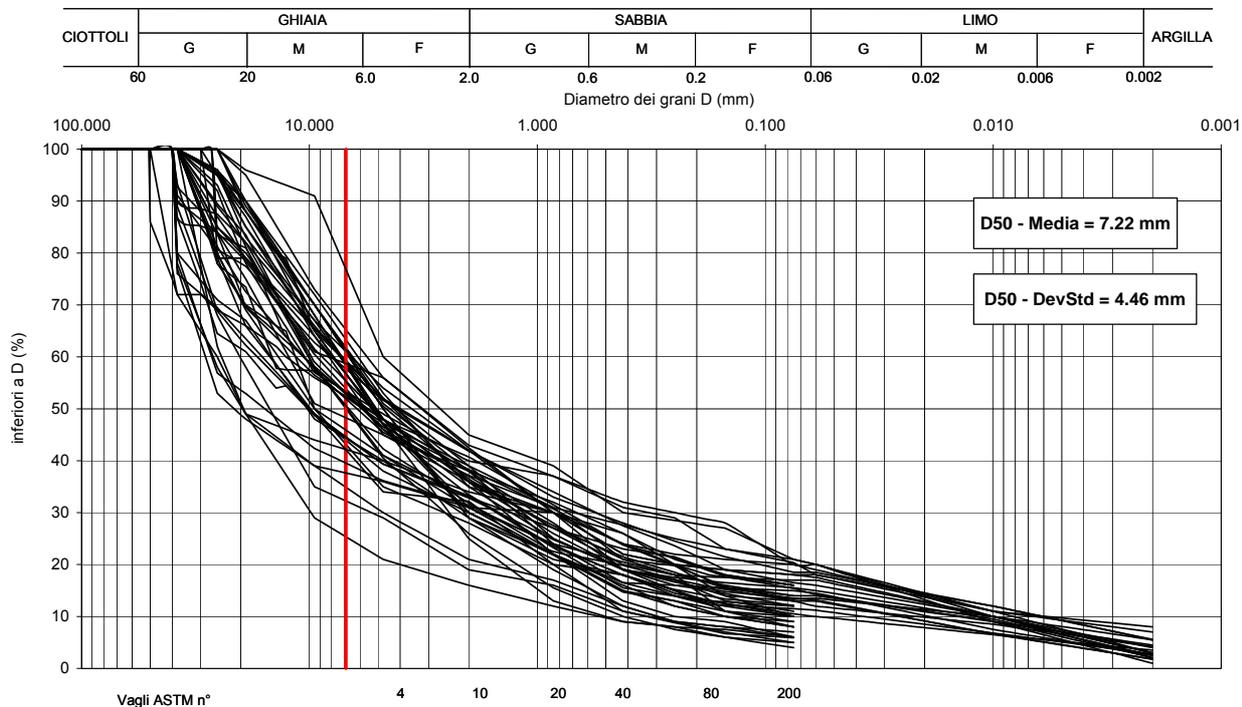


Figura 2.2.29

Ghiaia con sabbia (F2)

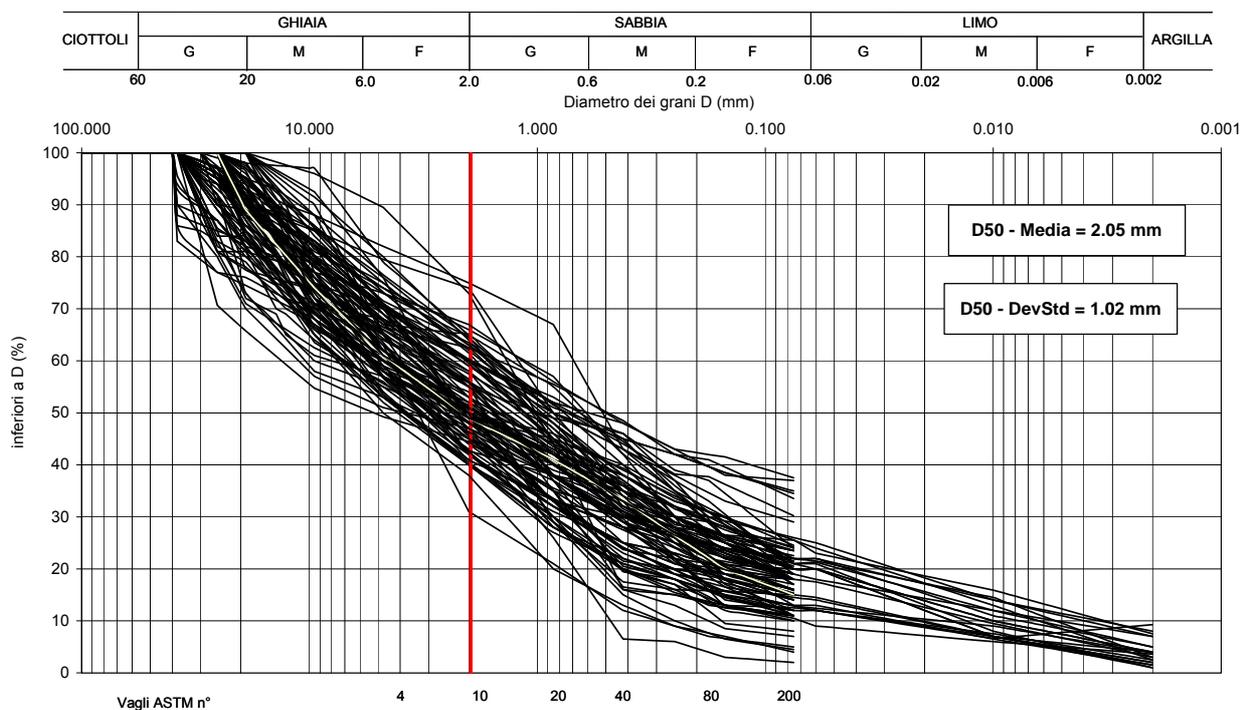


Figura 2.2.30

Sabbia (F3)

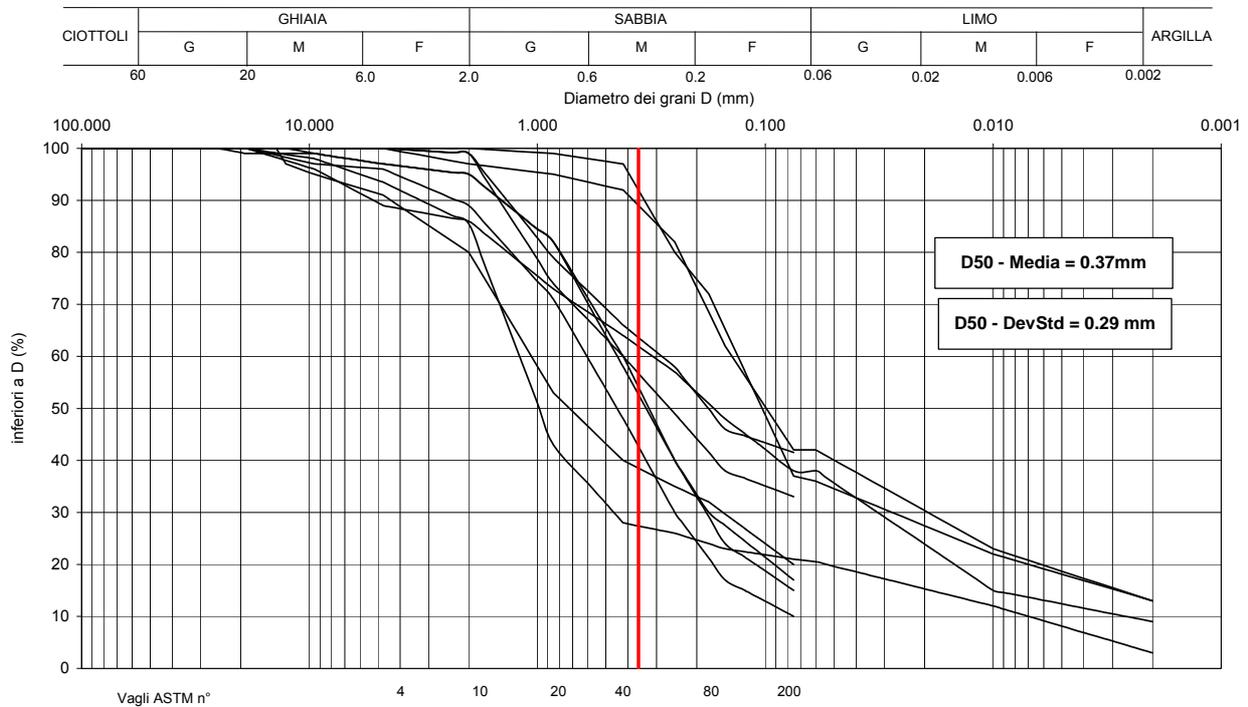


Figura 2.2.31

Limo sabbioso (F4)

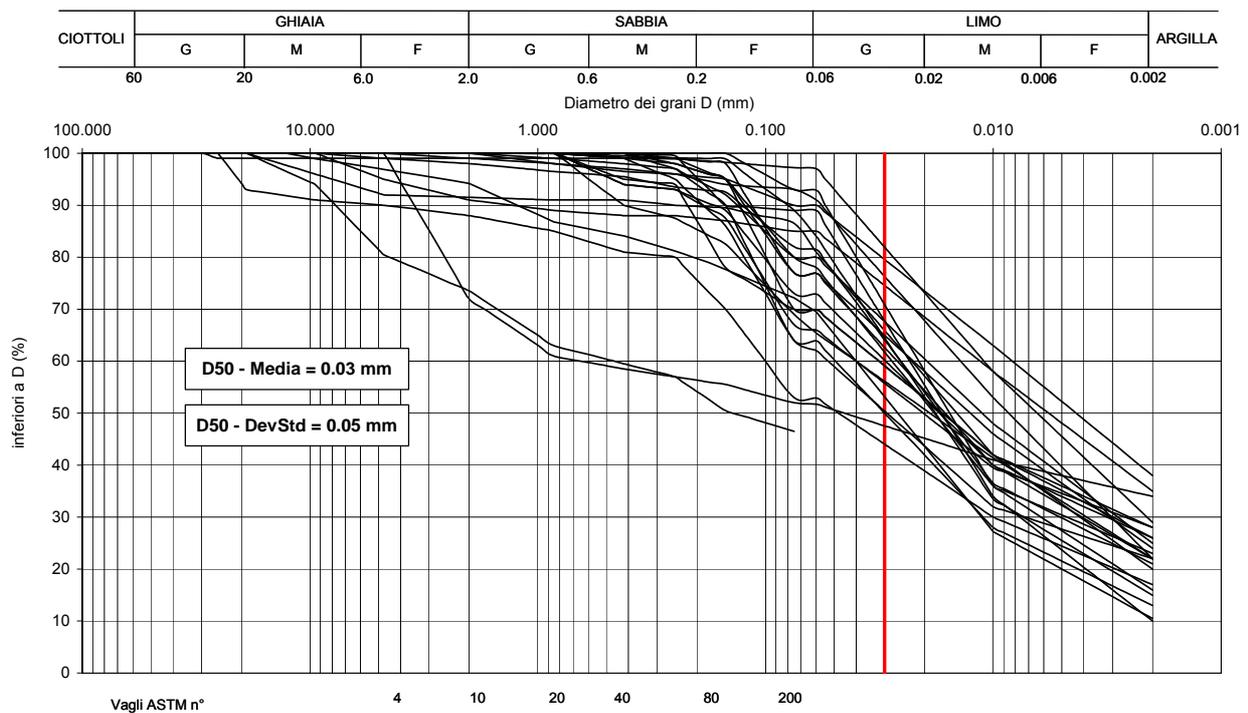


Figura 2.2.32

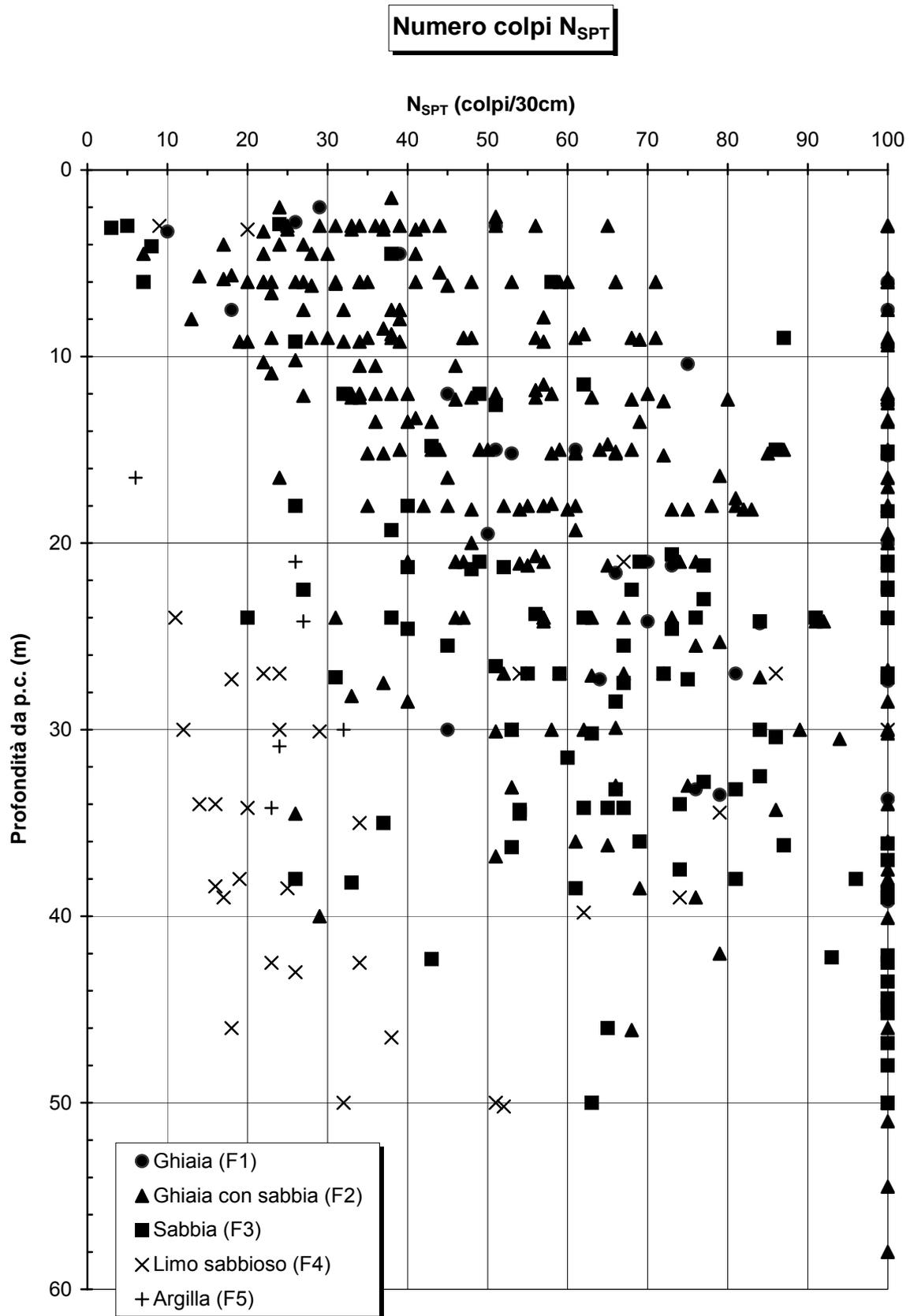


Figura 2.2.33

Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

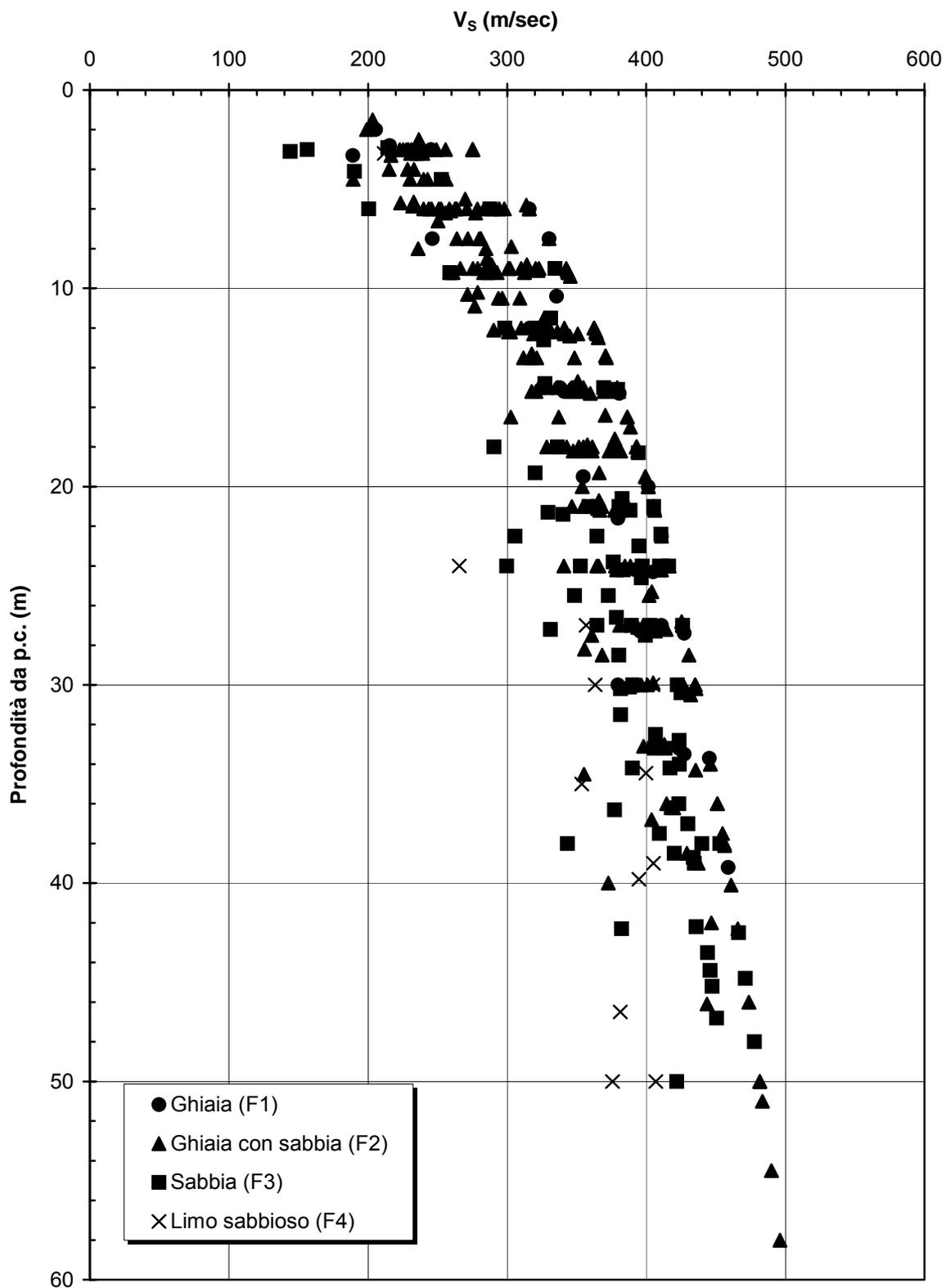


Figura 2.2.34

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)

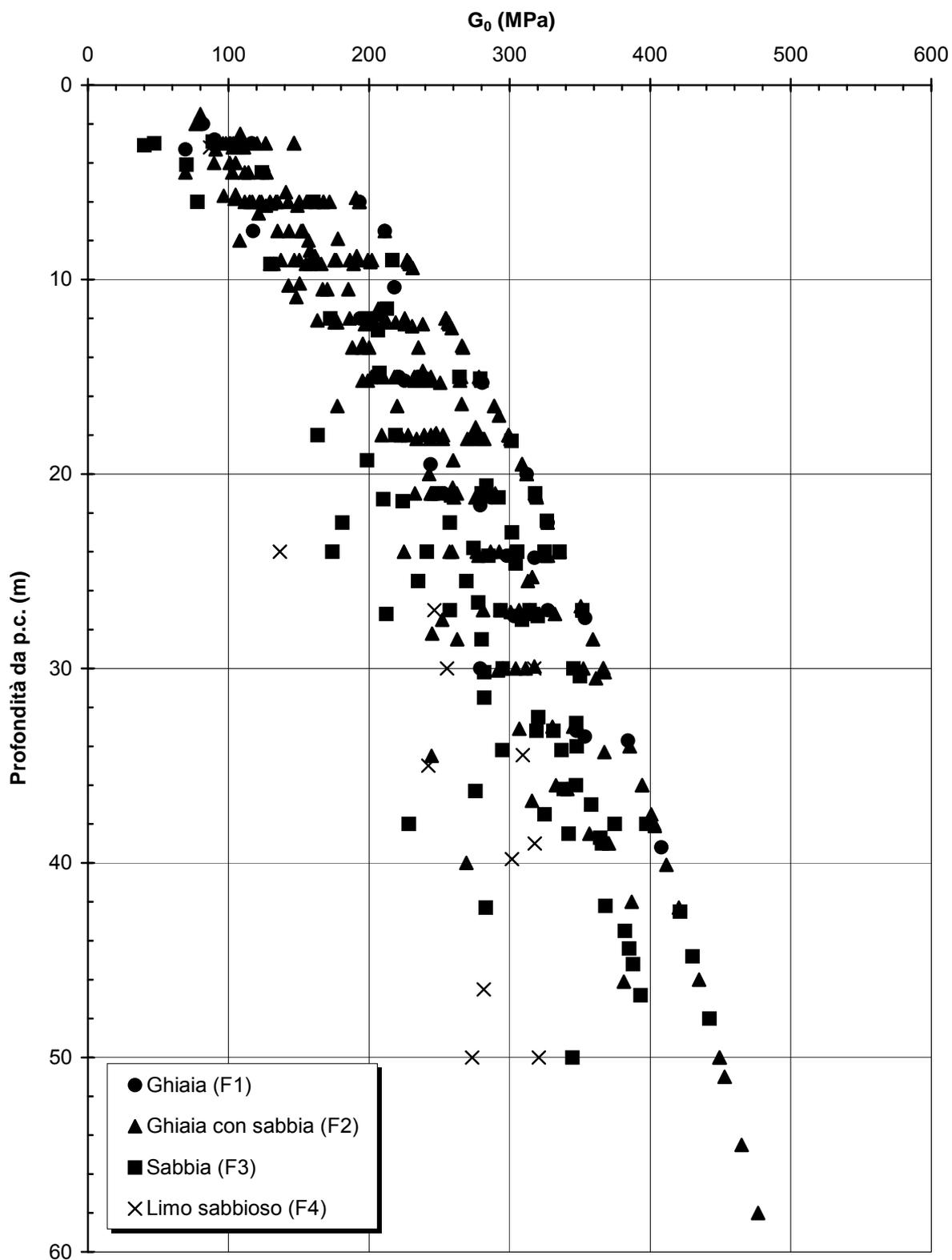


Figura 2.2.35

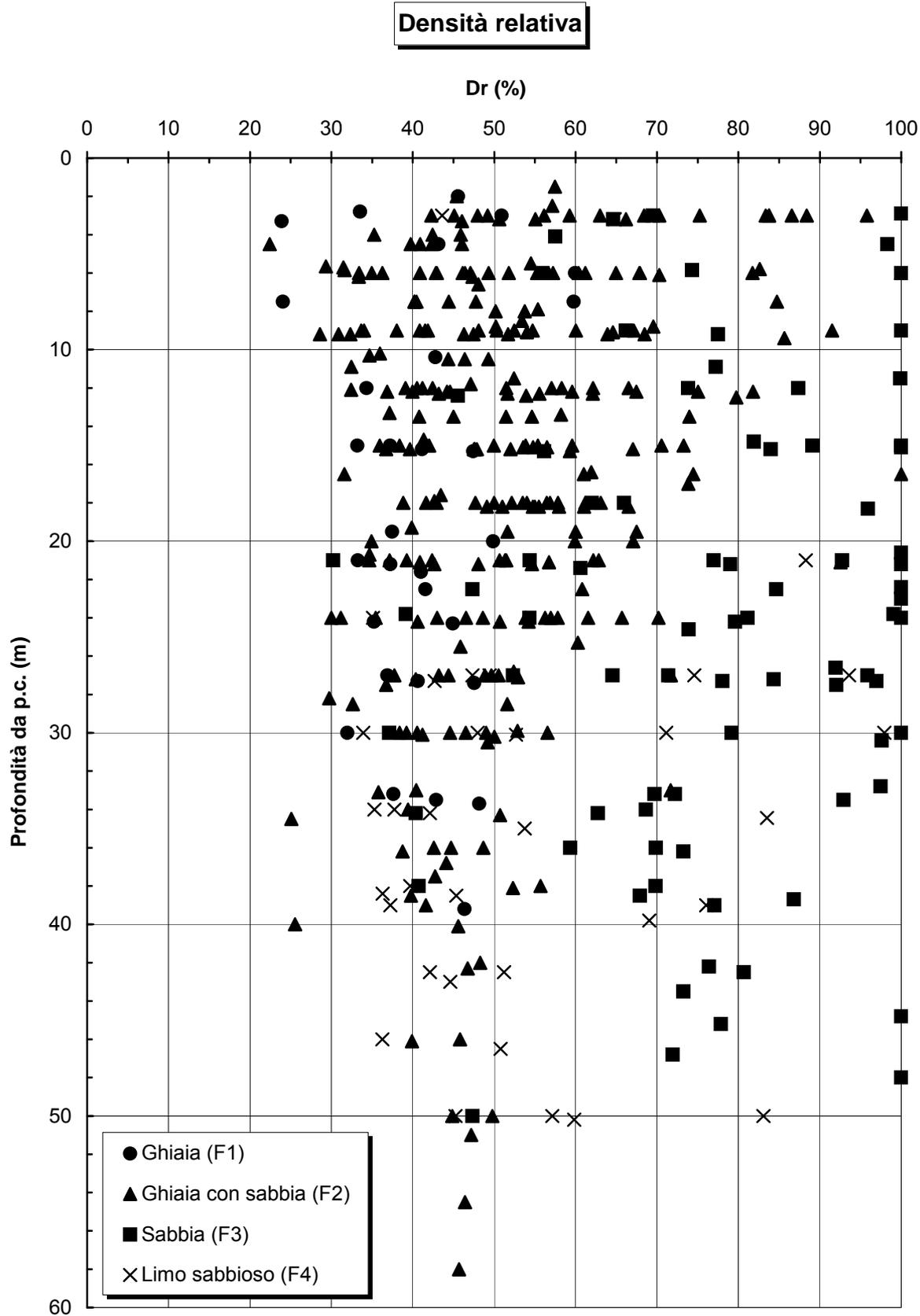


Figura 2.2.36

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

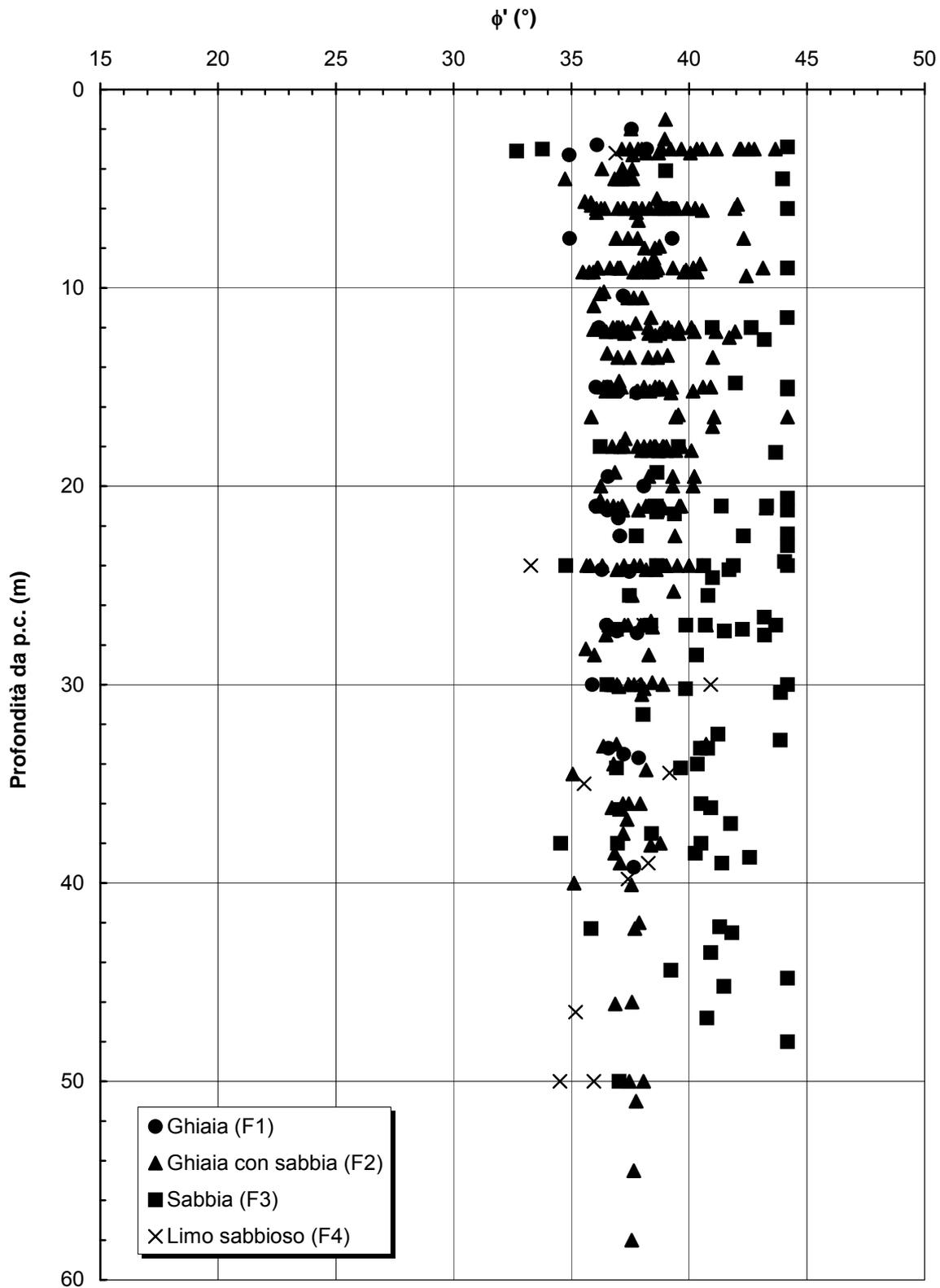


Figura 2.2.37

Resistenza al taglio non drenata

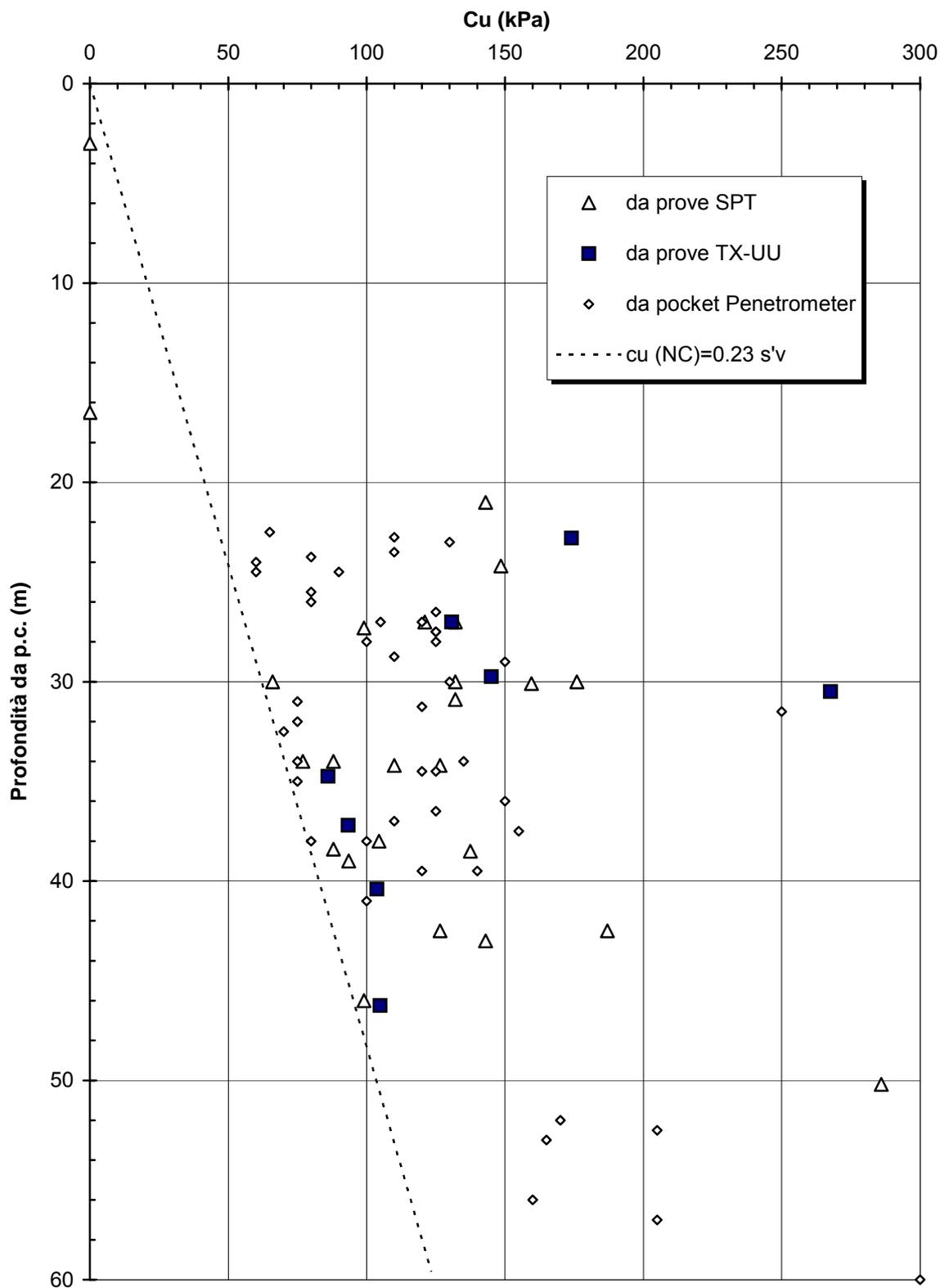
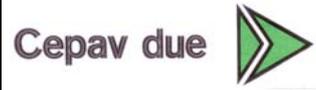


Figura 2.2.38

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
150 di 475

ALLEGATO 3

Figure relative al capitolo 2.3

Ghiaia (F1)

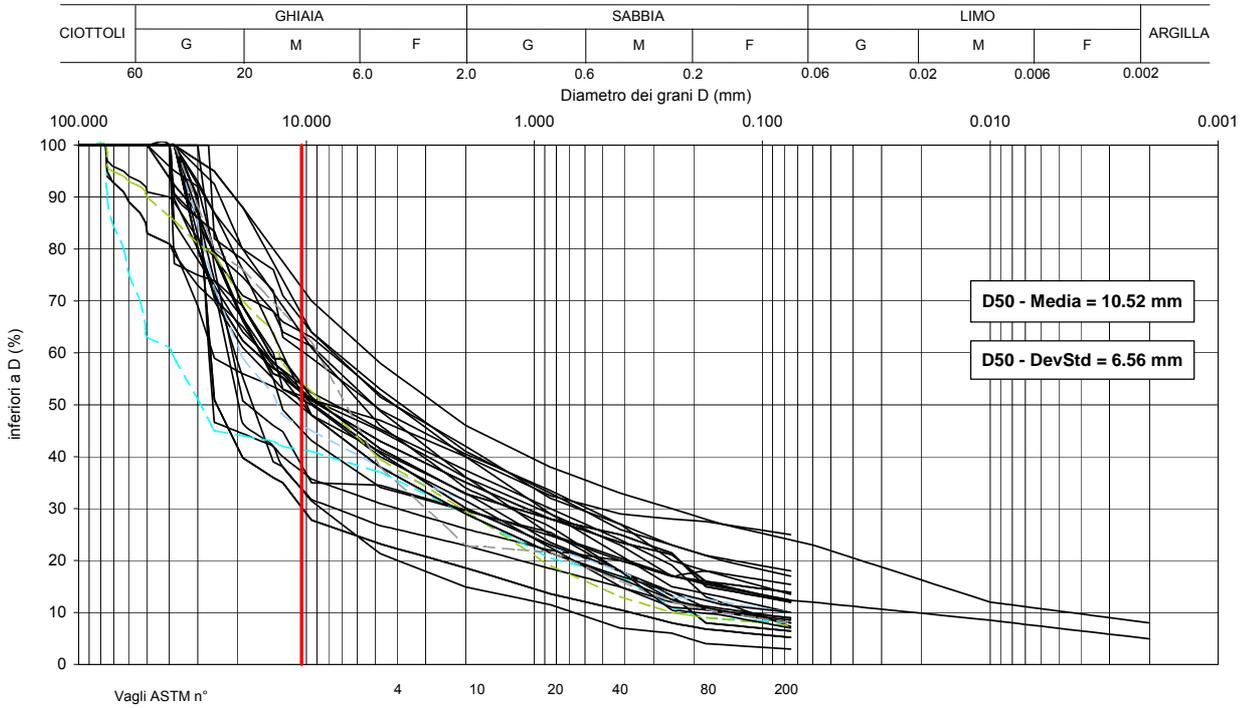


Figura 2.3.1

Ghiaia con sabbia (F2)

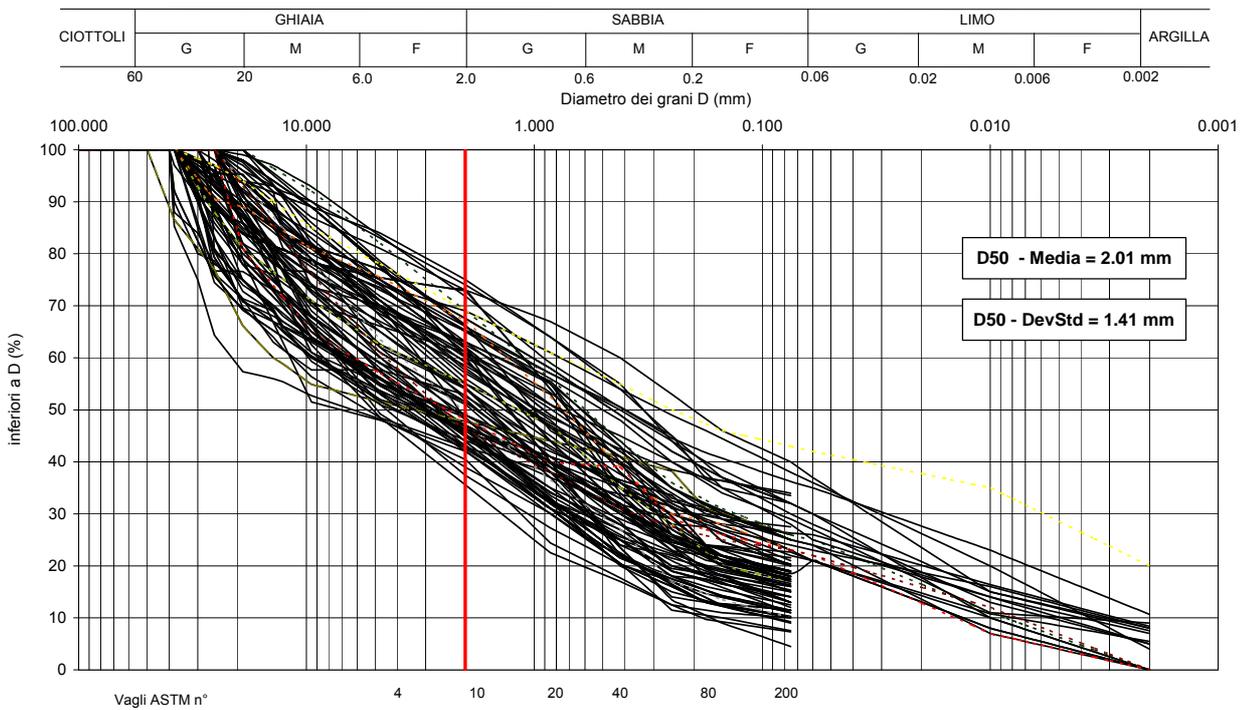


Figura 2.3.2

Sabbia (F3)

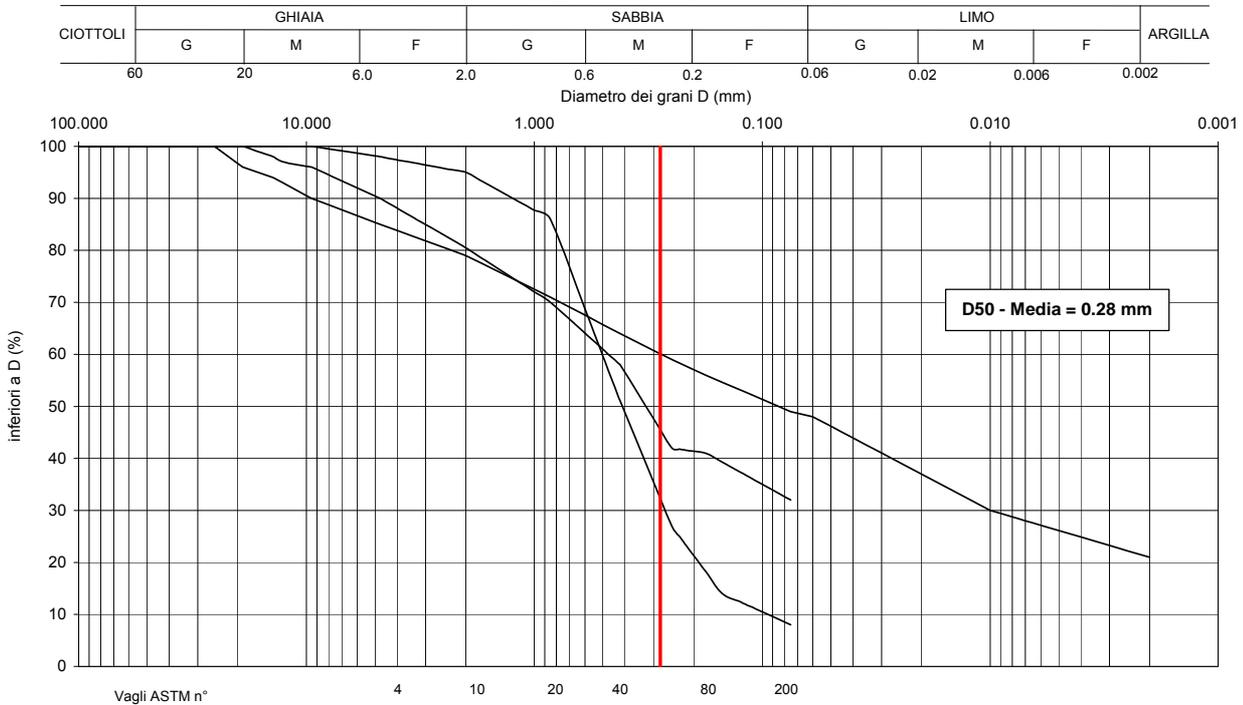


Figura 2.3.3

Limo sabbioso (F4)

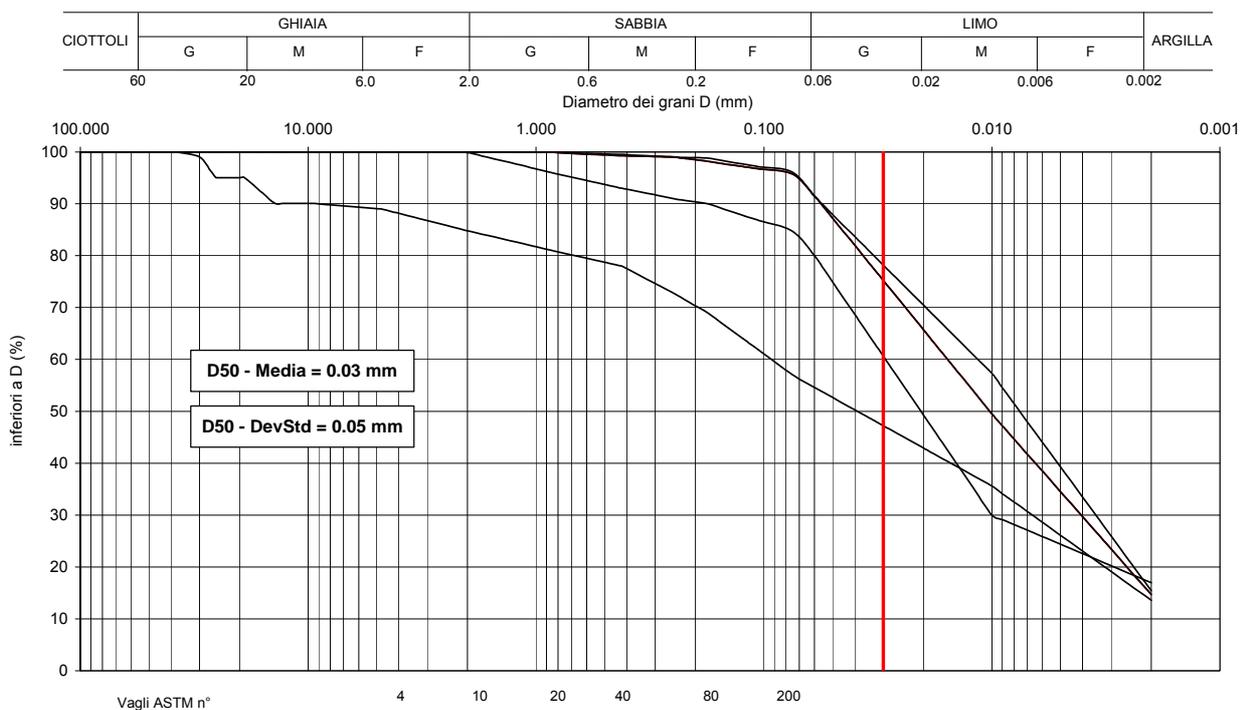


Figura 2.3.4

Numero colpi N_{SPT}

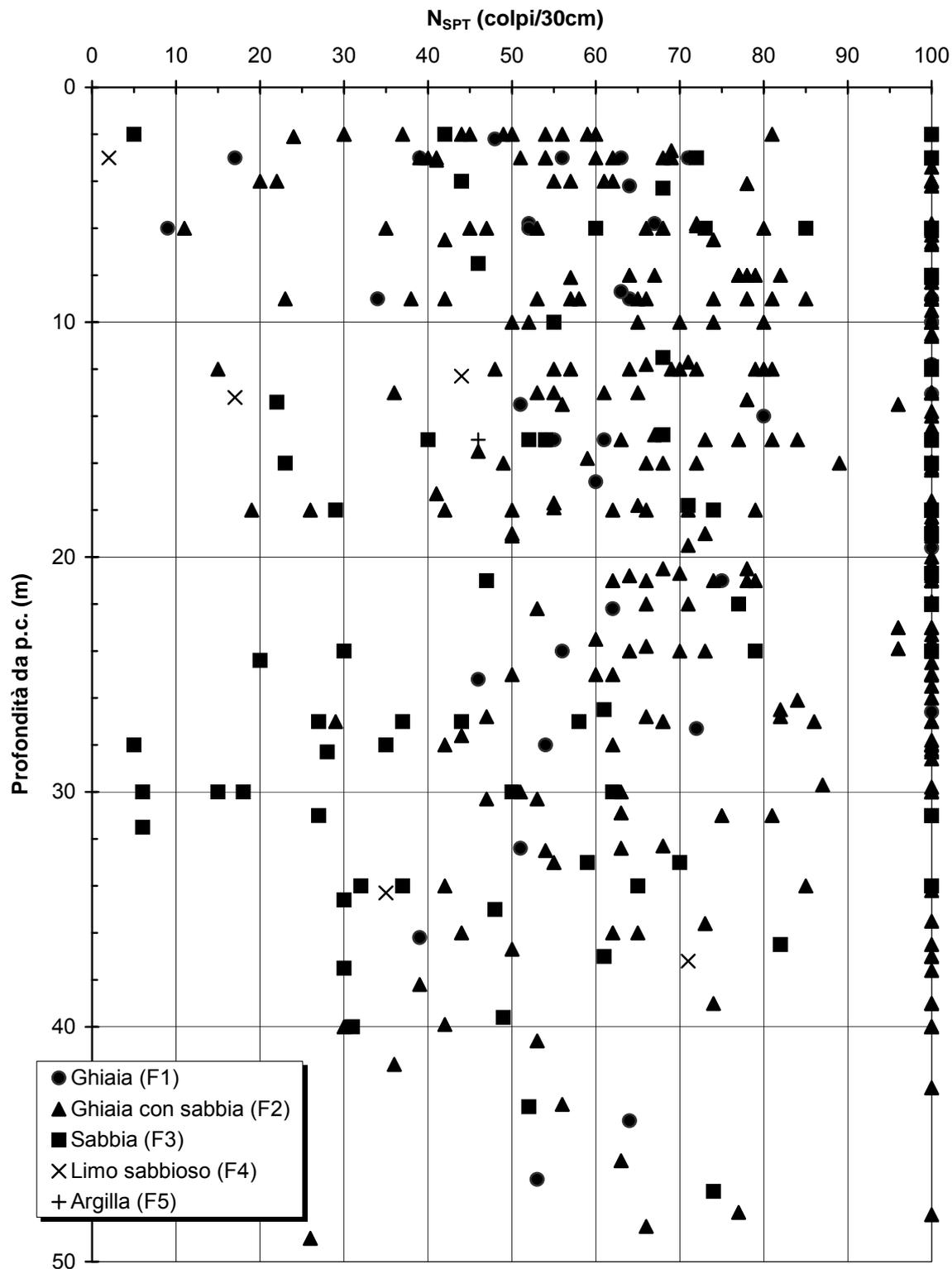


Figura 2.3.5

Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)

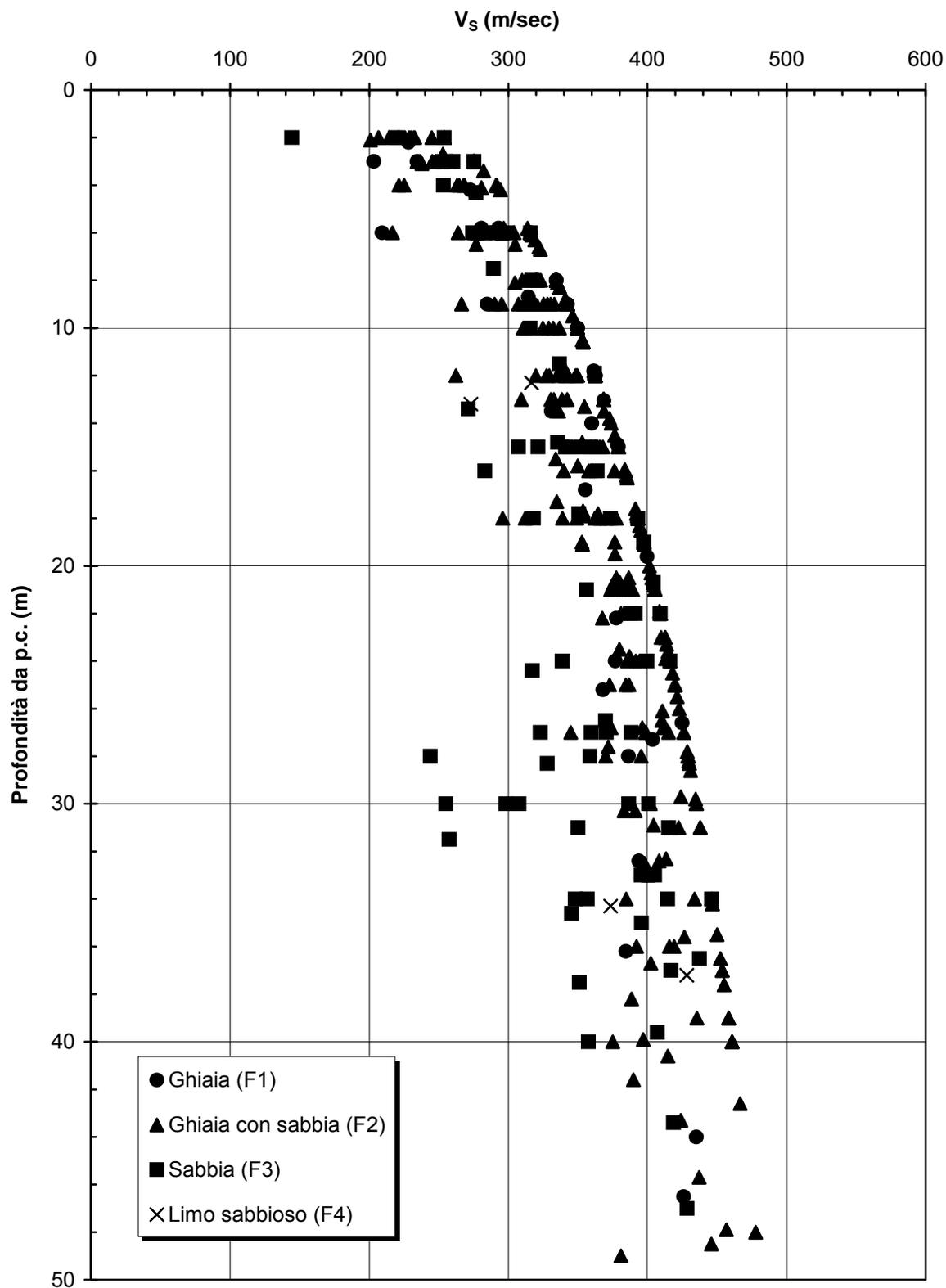


Figura 2.3.6

Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)

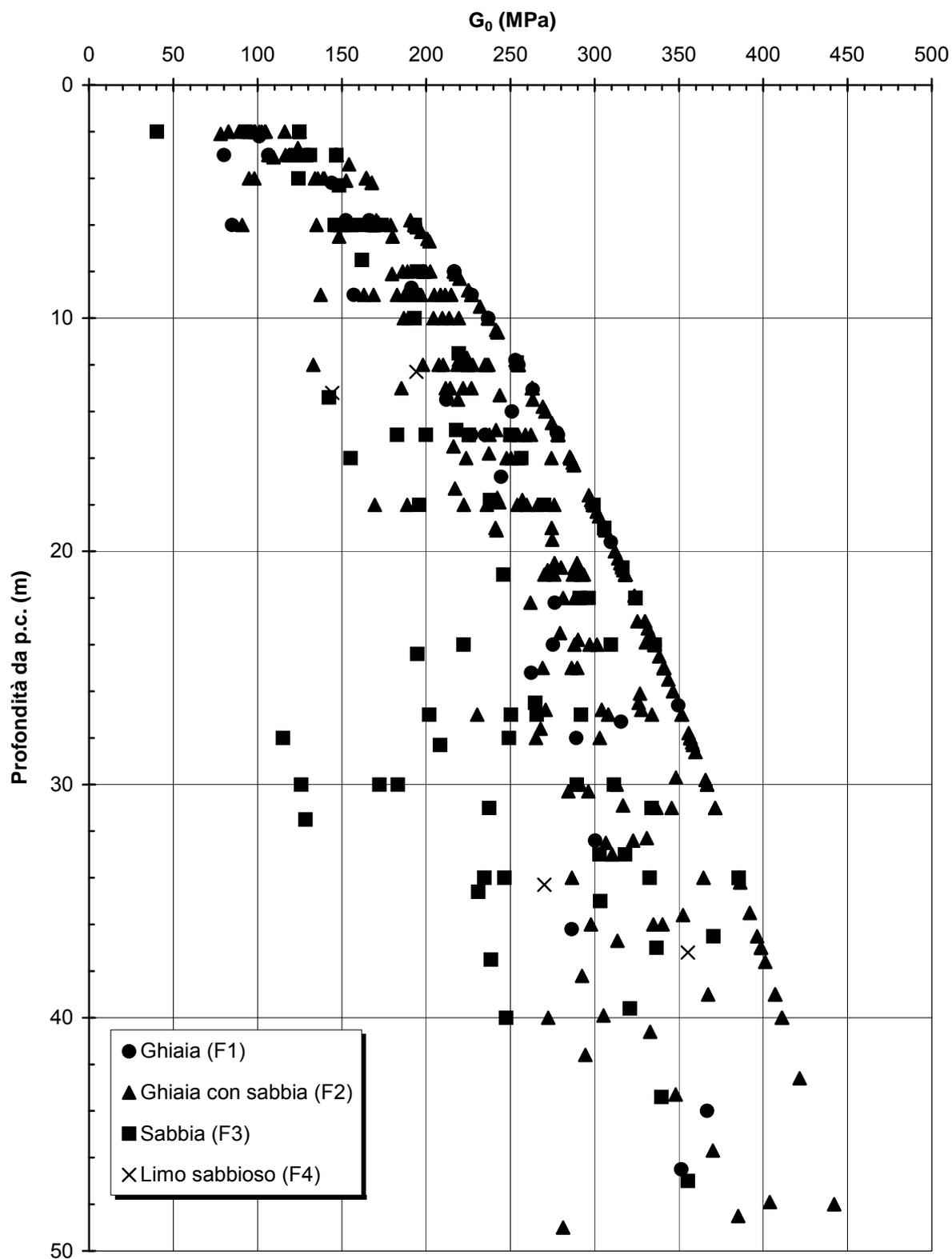


Figura 2.3.7

Densità relativa

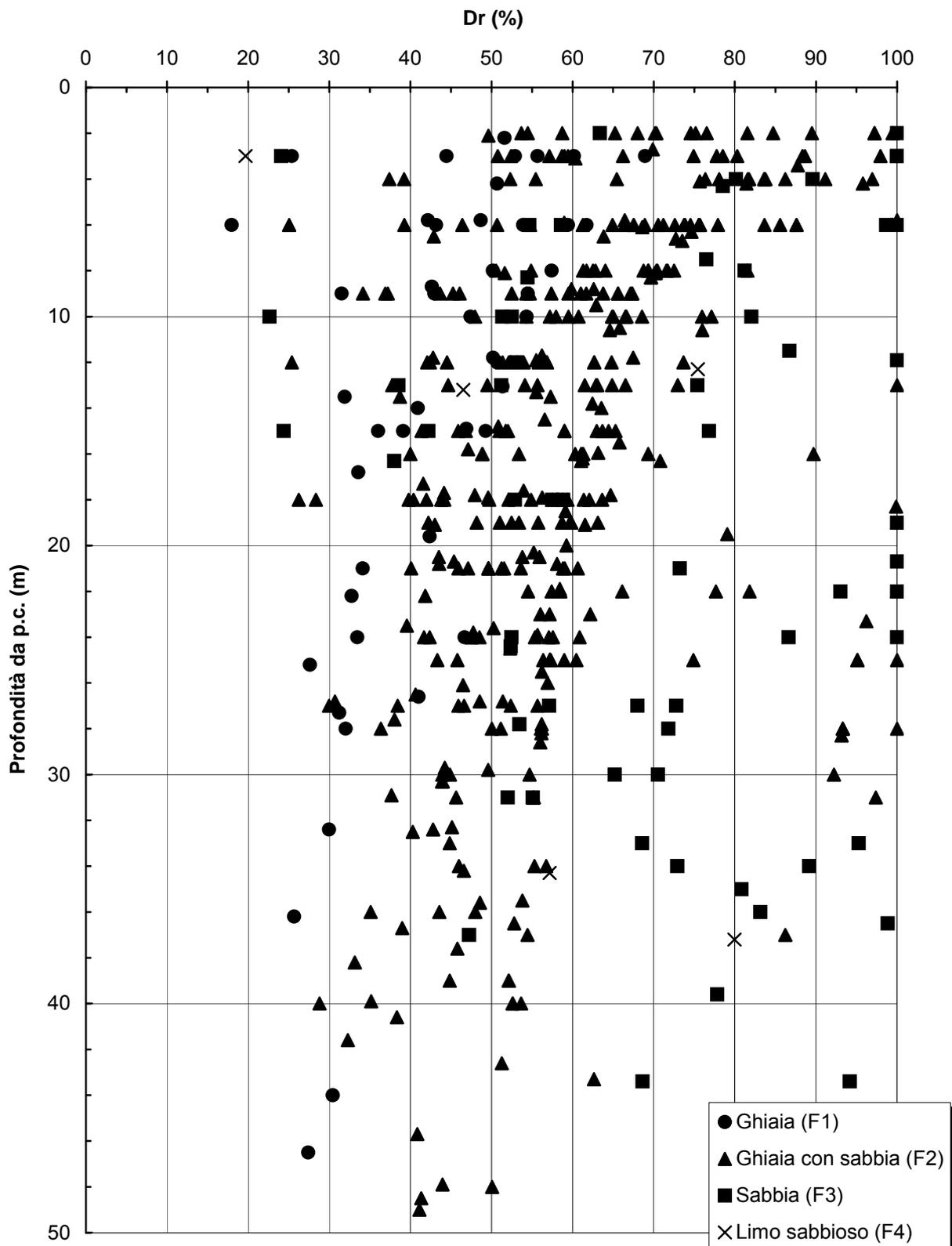


Figura 2.3.8

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

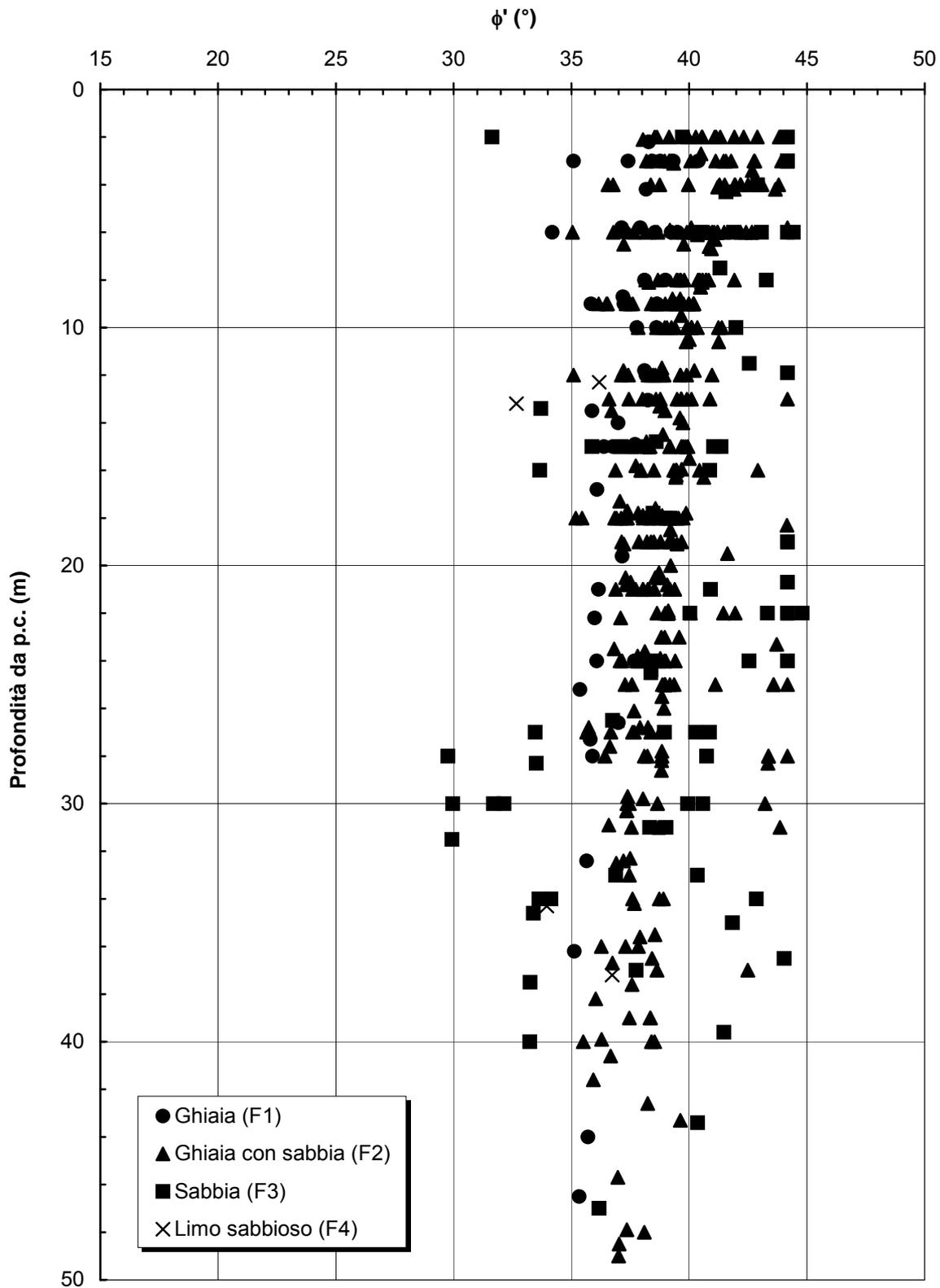
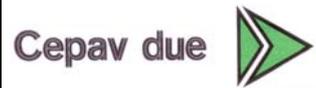


Figura 2.3.9

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
158 di 475

ALLEGATO 4

Figure relative al capitolo 2.4

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

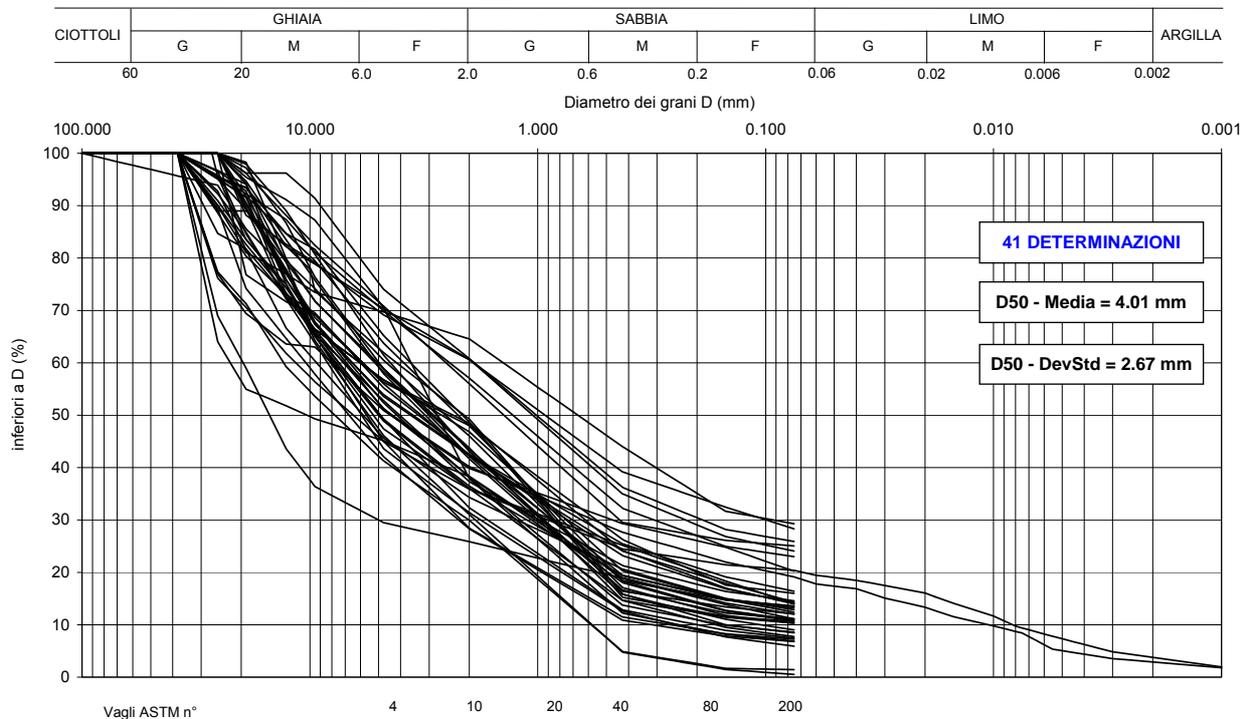


Figura 2.4.1

SABBIE CON GHIAIA DEBOLMENTE LIMOSE

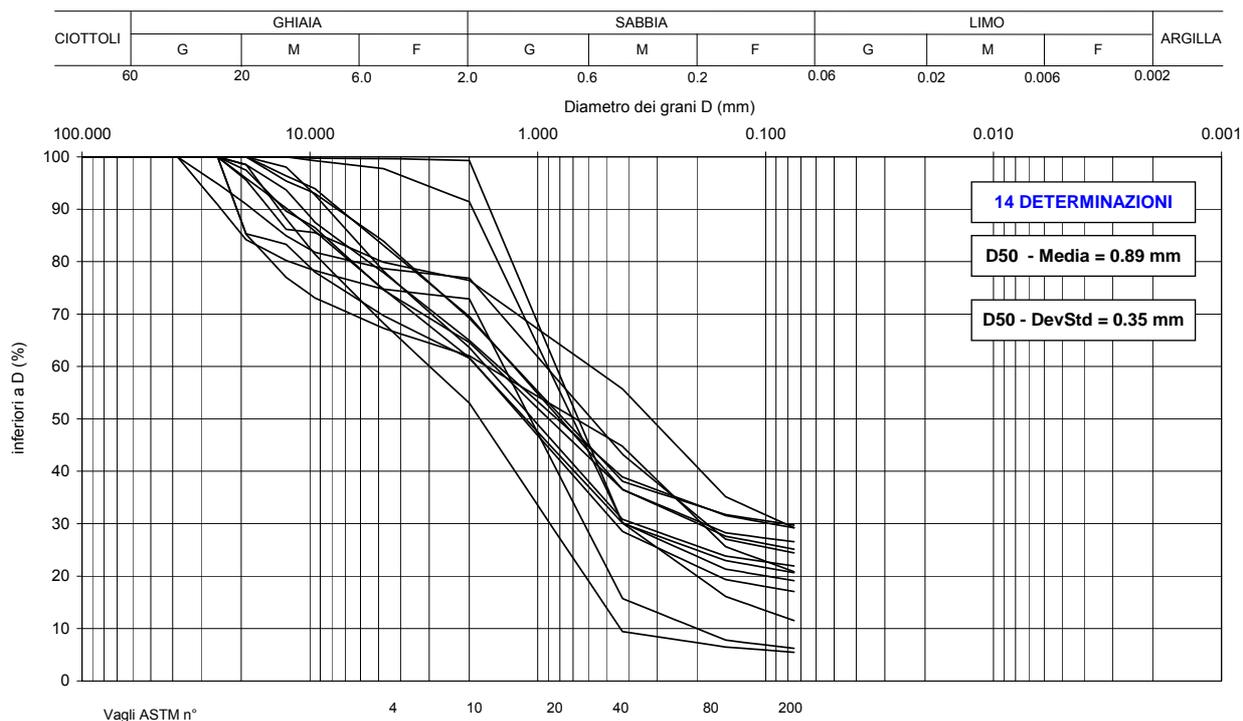


Figura 2.4.2

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

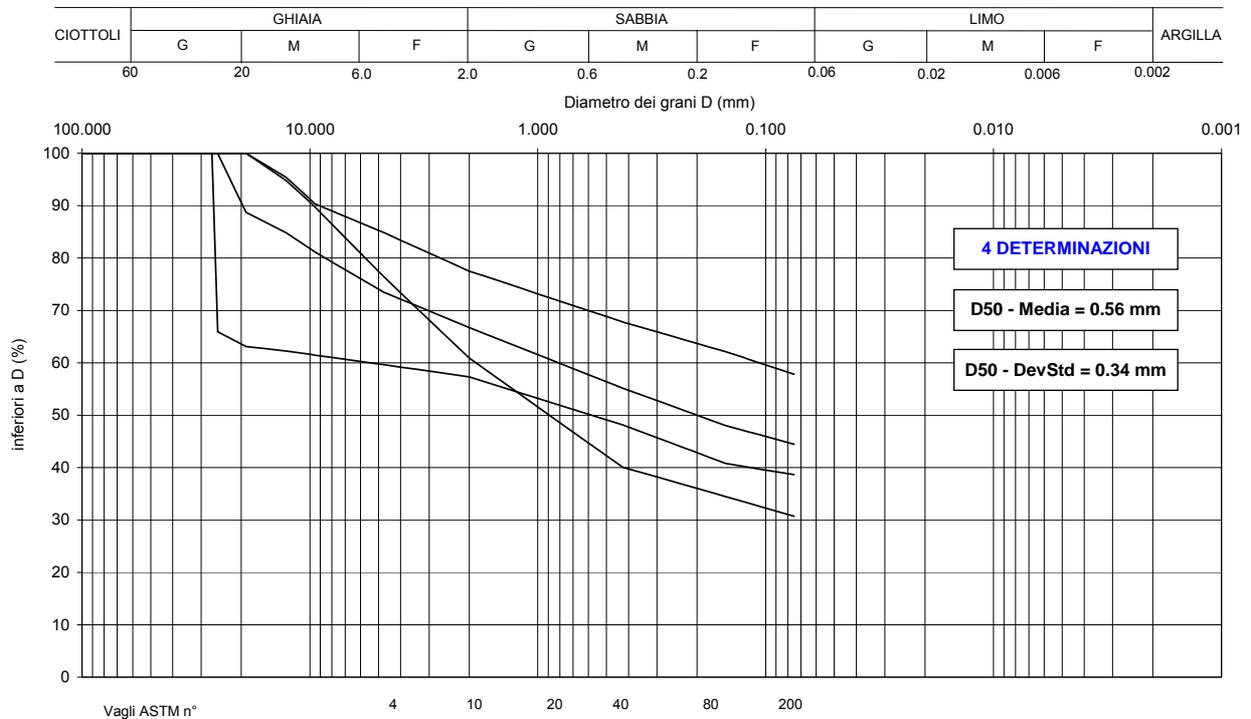


Figura 2.4.3

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

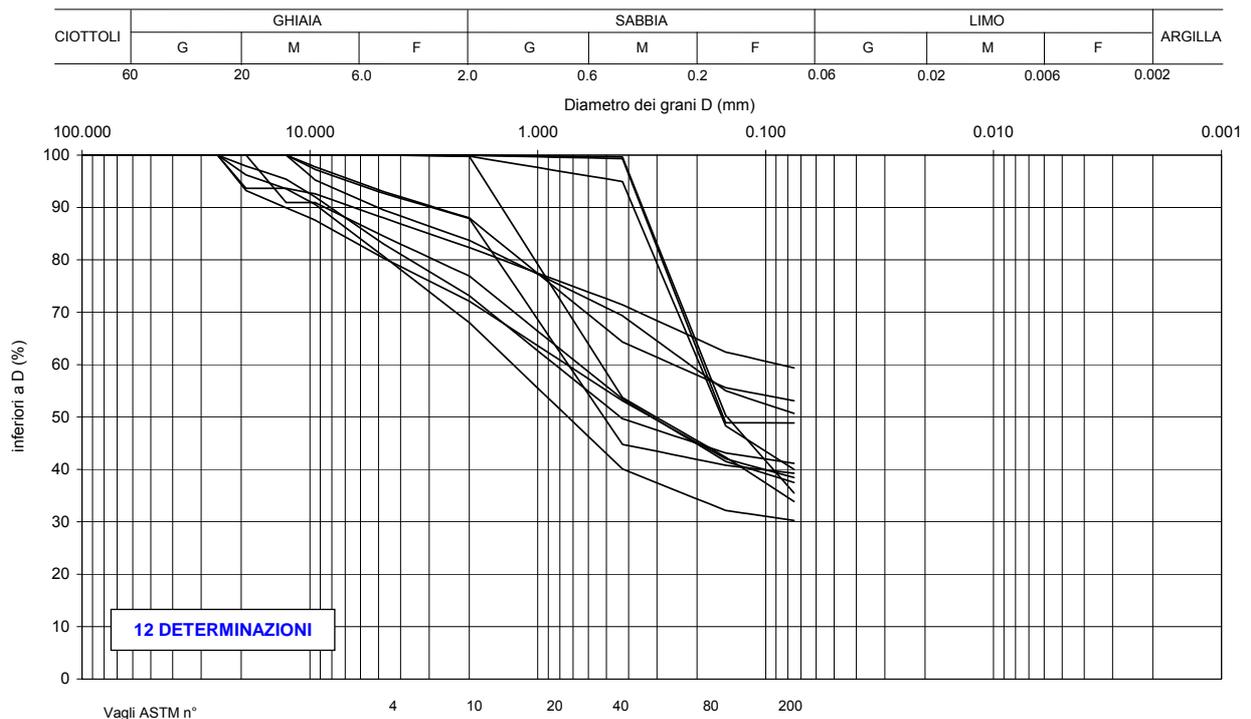


Figura 2.4.4

LIMI ARGILLOSI

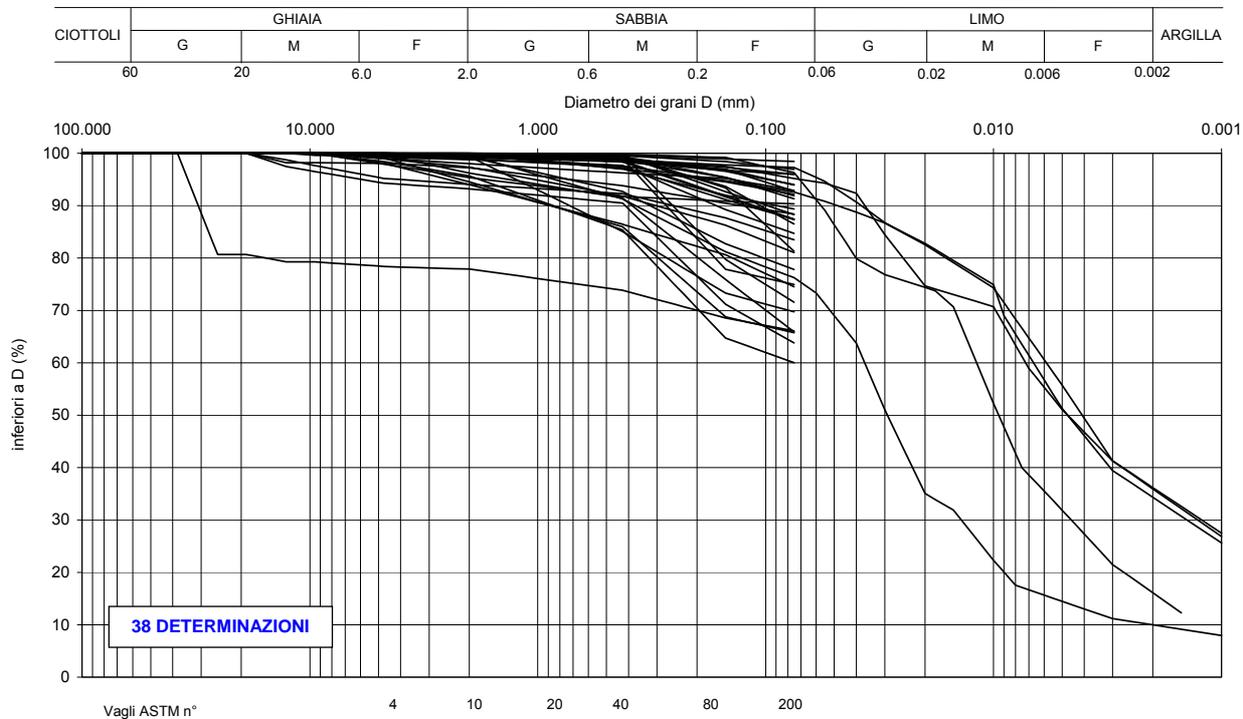


Figura 2.4.5

ARGILLE LIMOSE

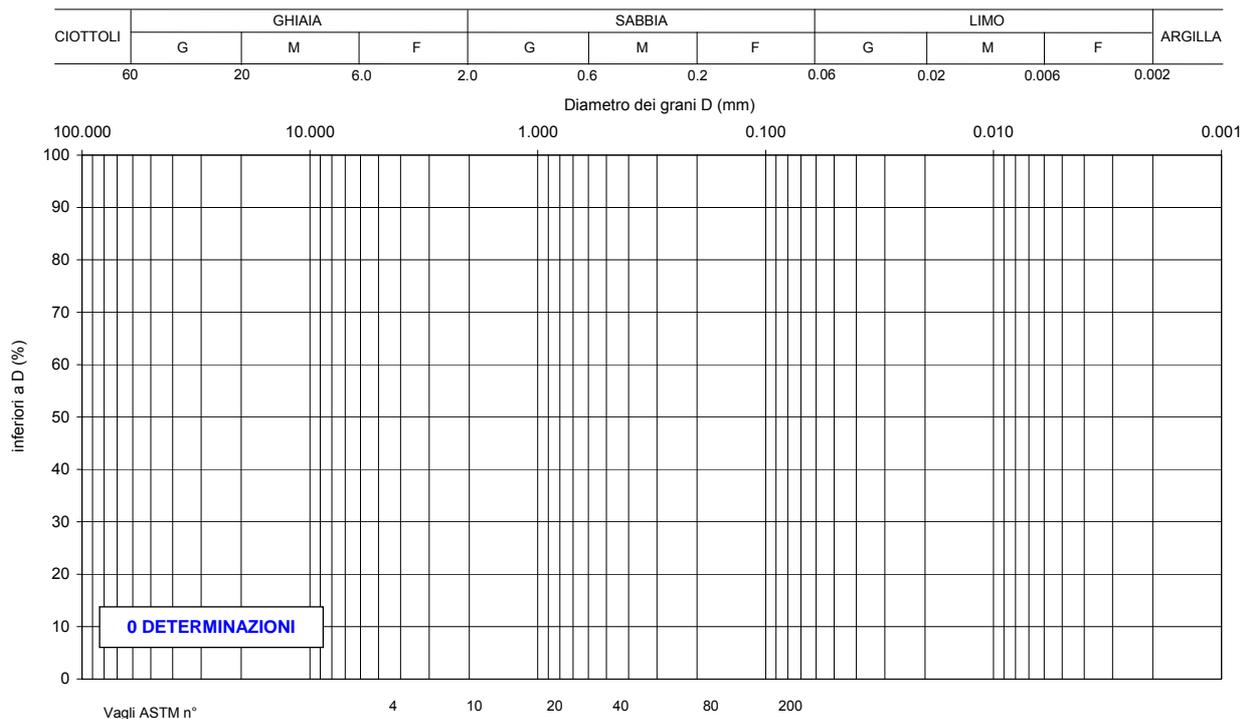


Figura 2.4.6

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

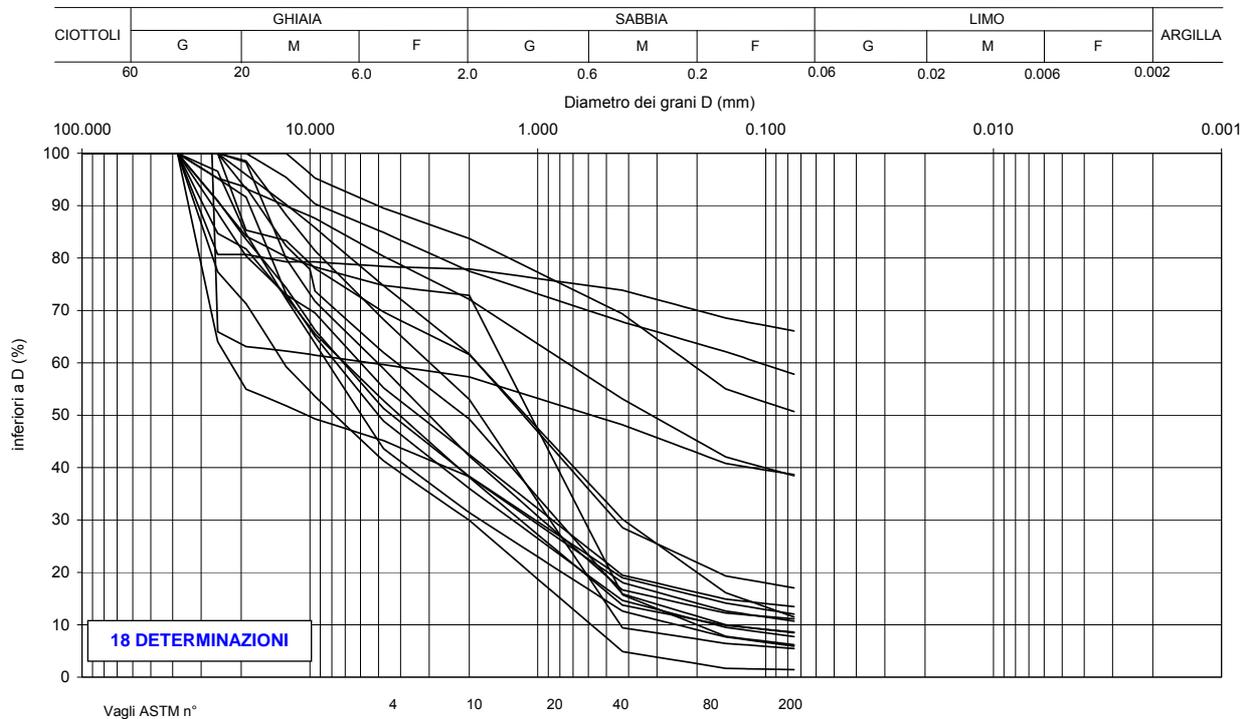


Figura 2.4.7

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

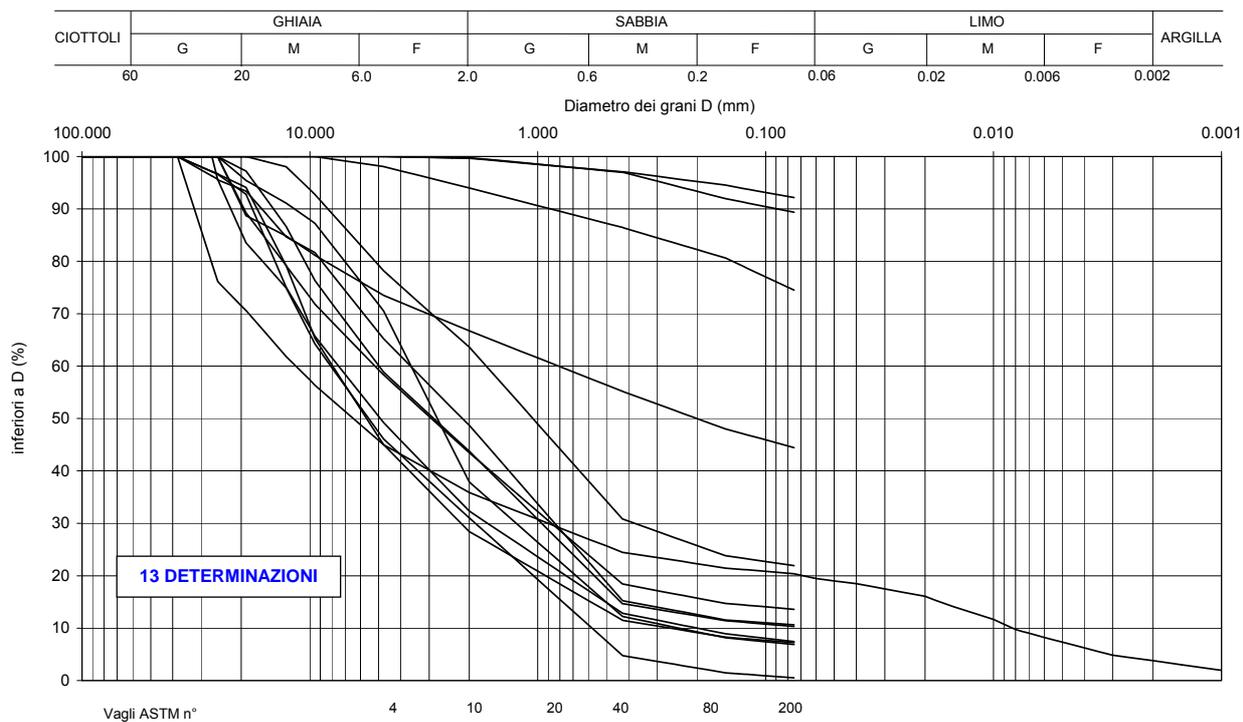


Figura 2.4.8

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

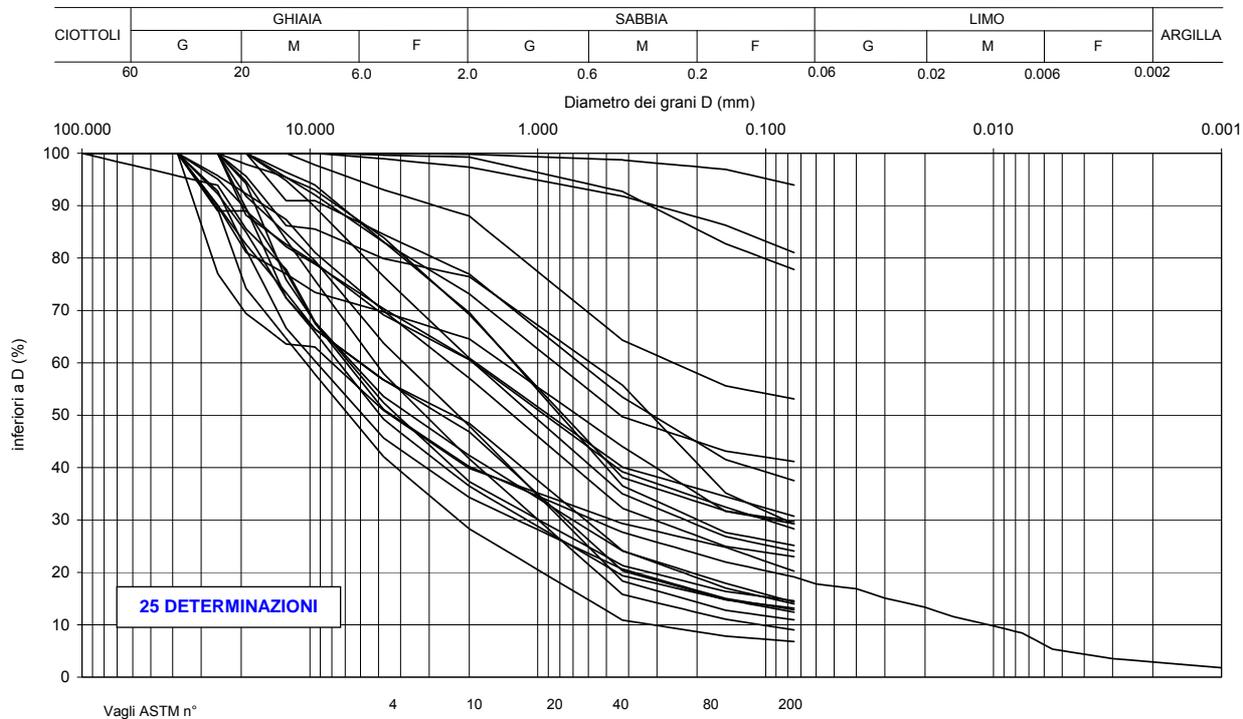


Figura 2.4.9

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

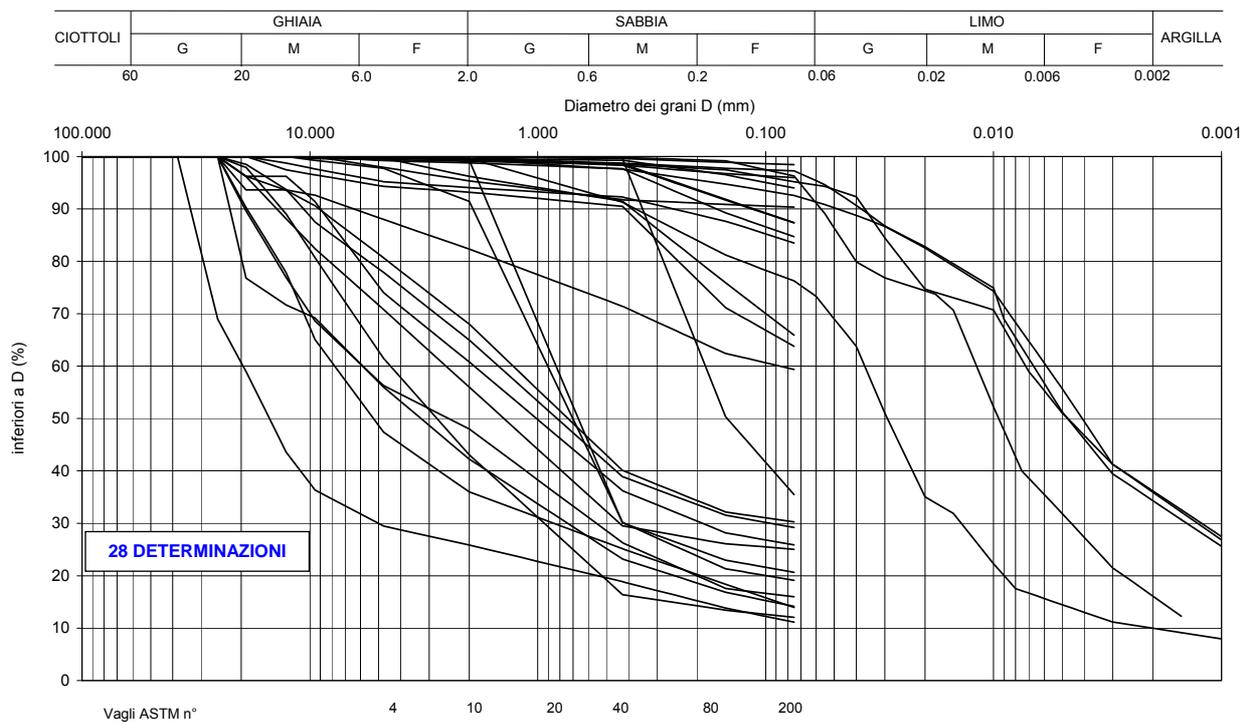


Figura 2.4.10

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

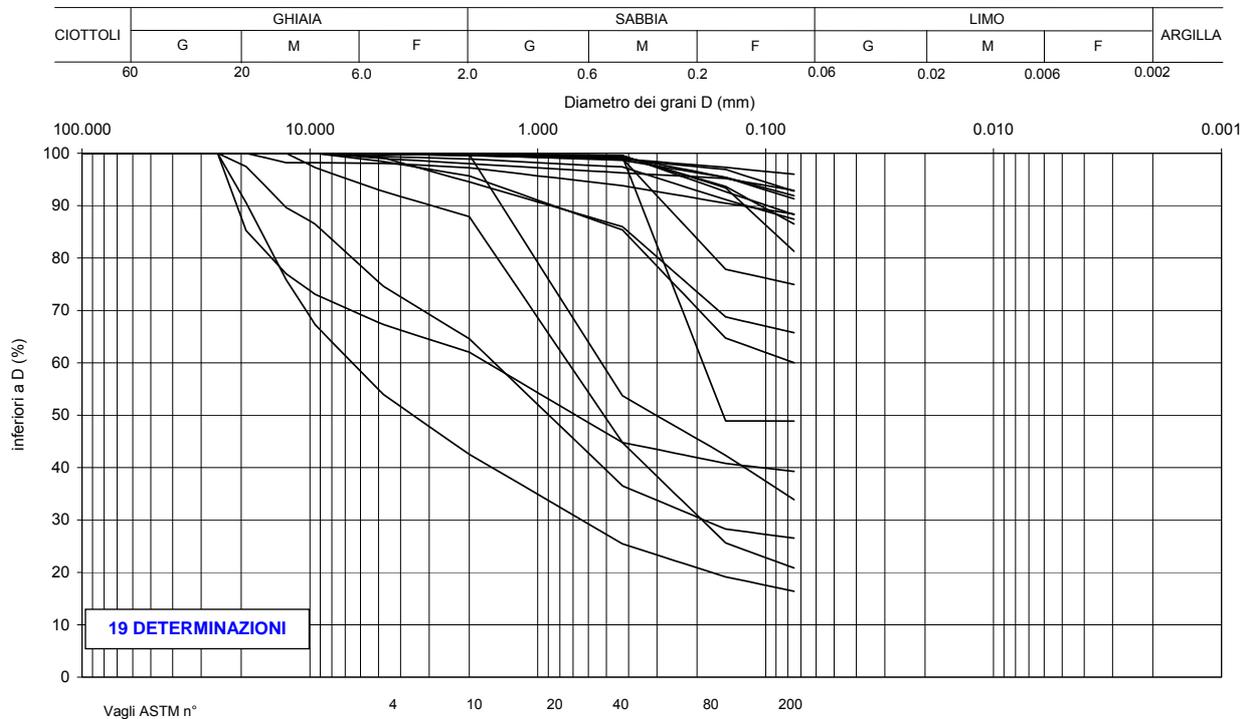


Figura 2.4.11

Da 45.0 a 60.0 m da p.c.

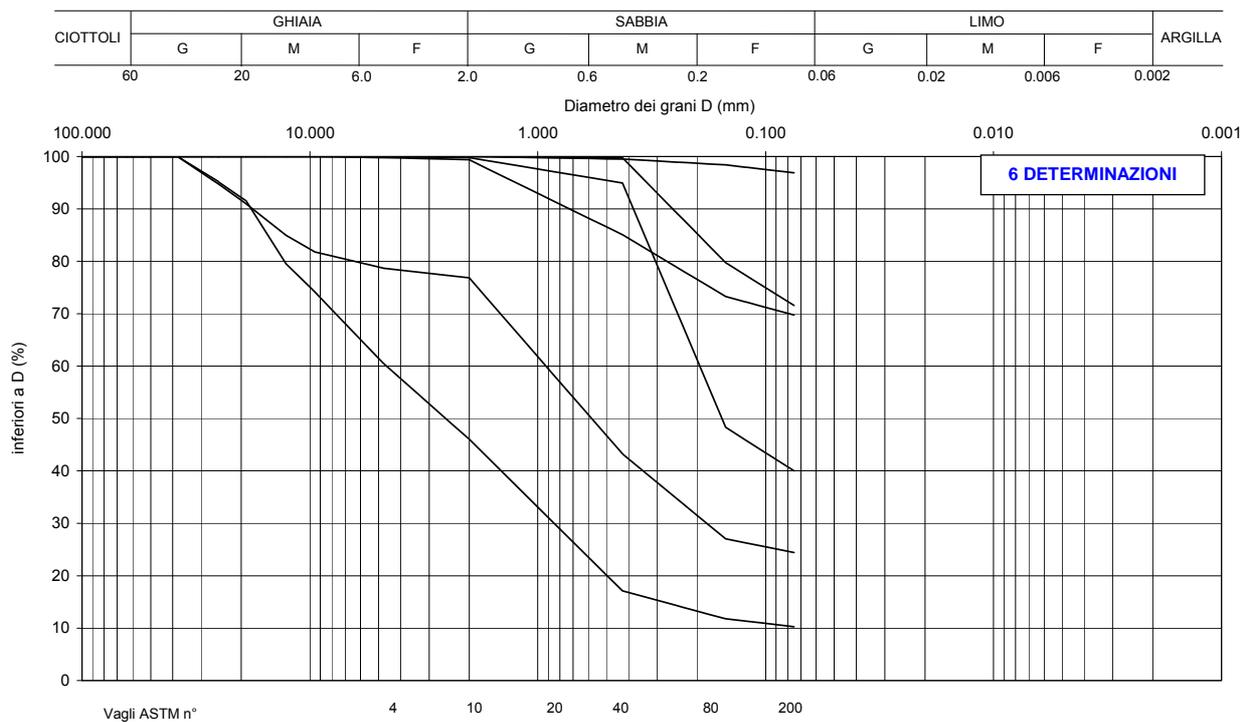


Figura 2.4.12

- * Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

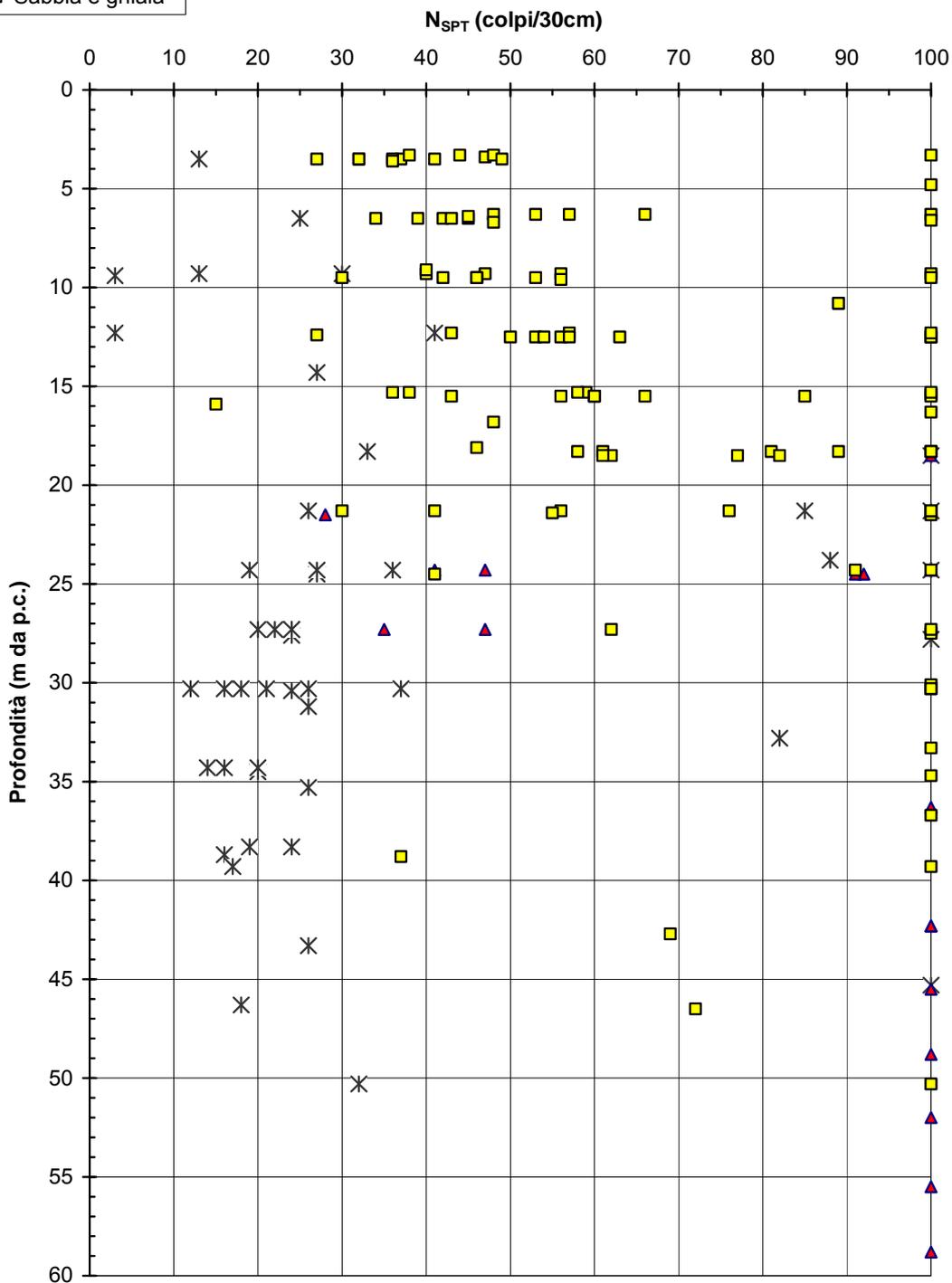


Figura 2.4.13

Velocità onde di taglio

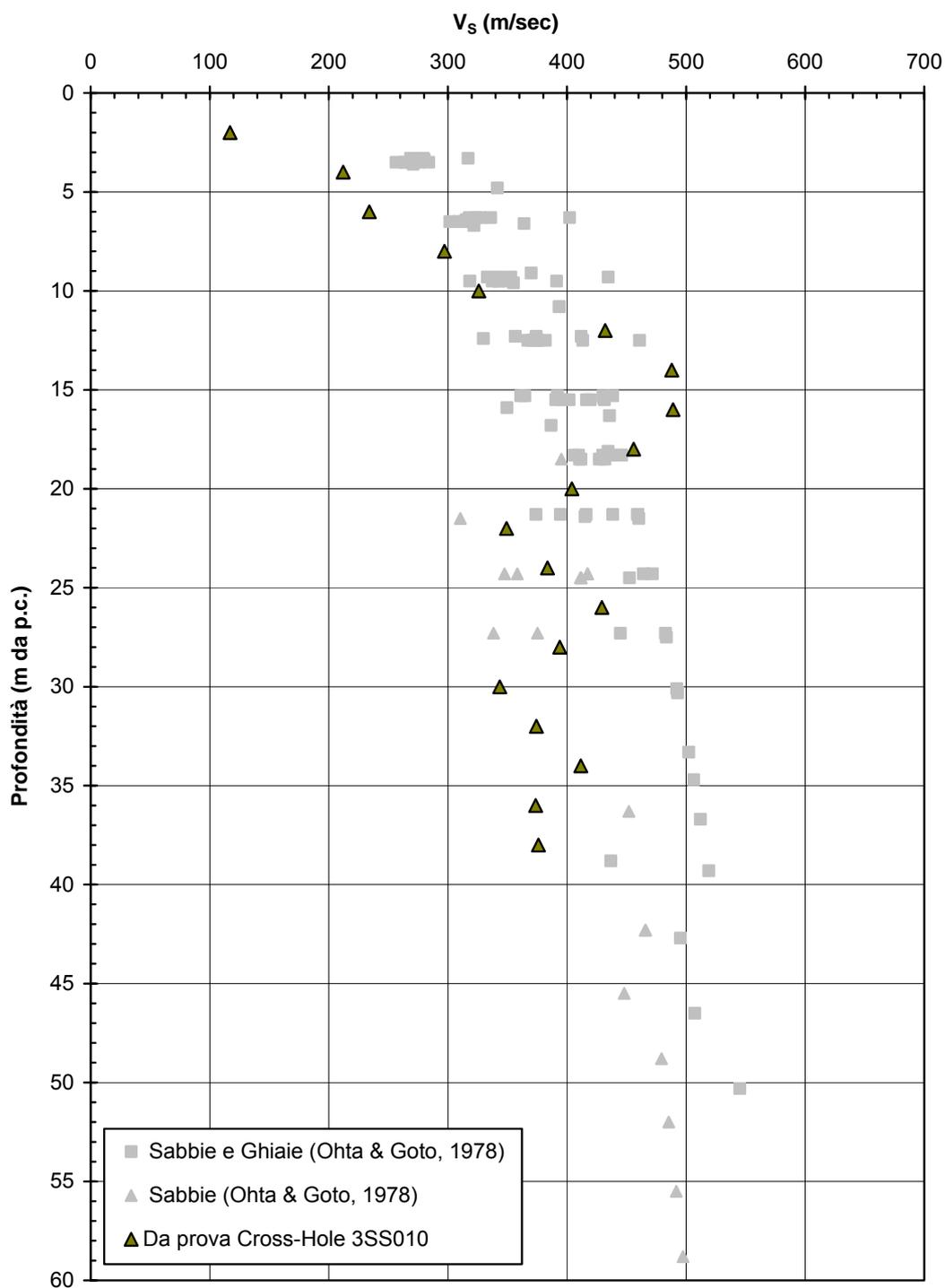


Figura 2.4.14

Modulo G_0 iniziale

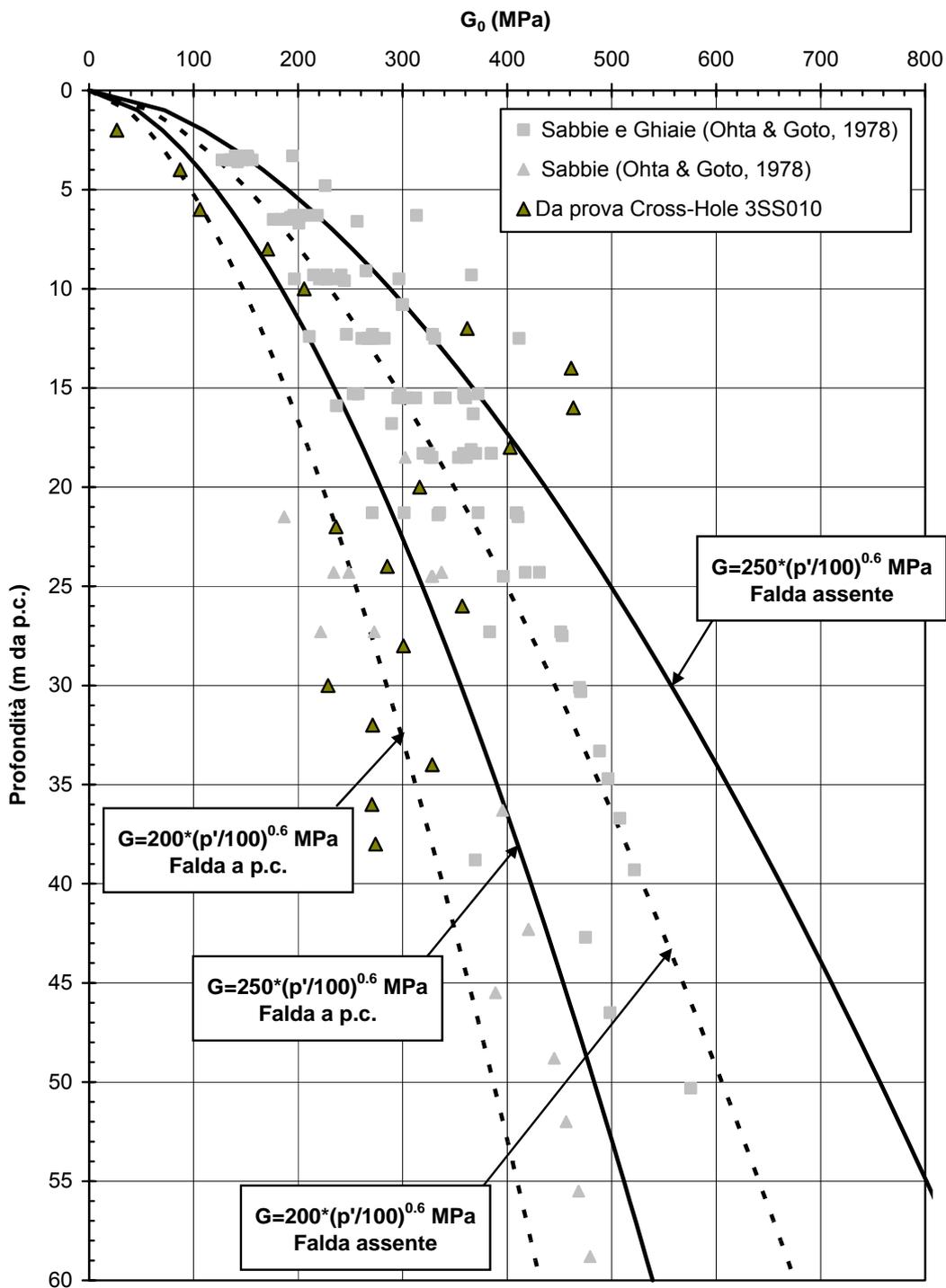


Figura 2.4.15

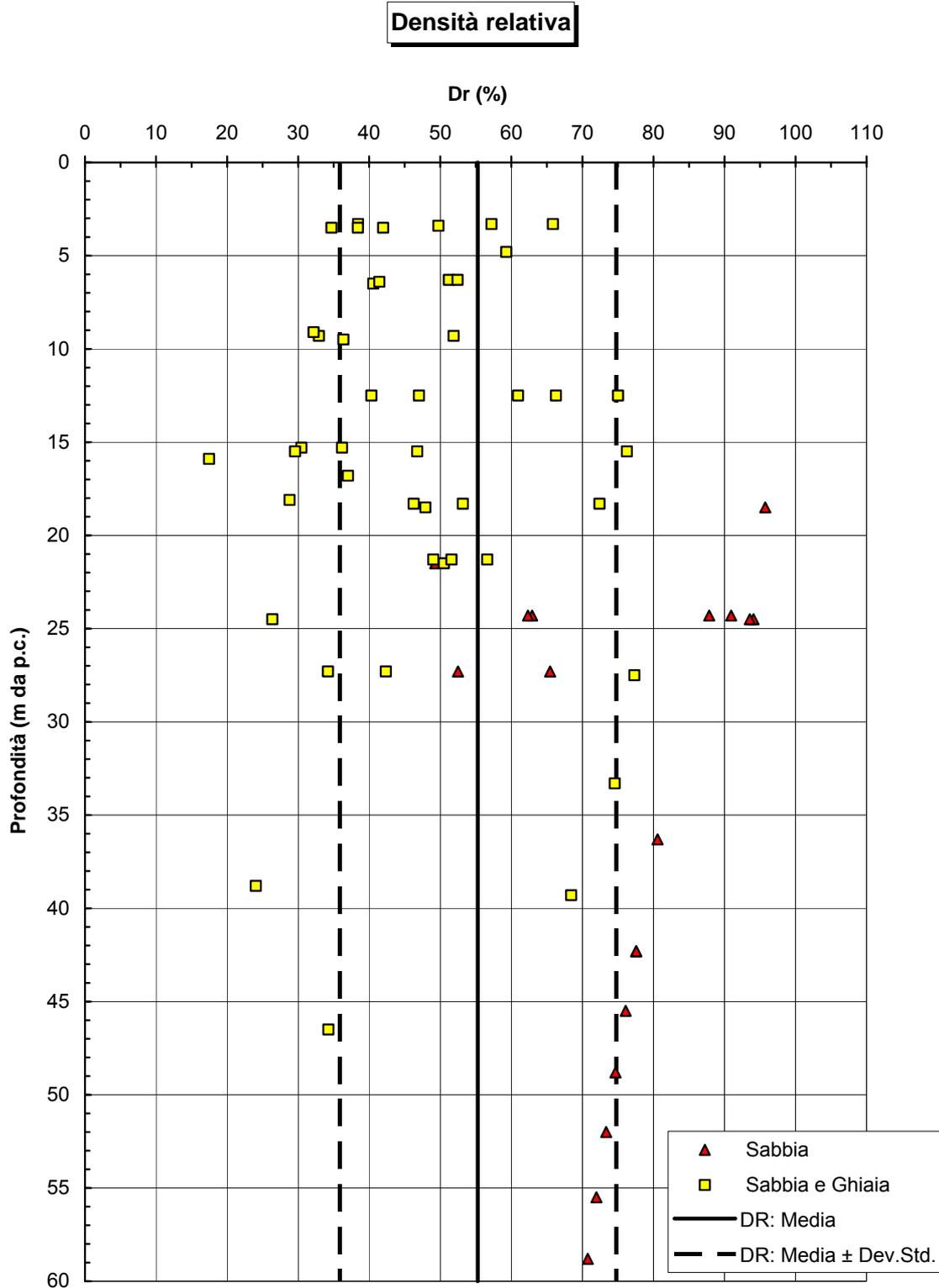


Figura 2.4.16

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

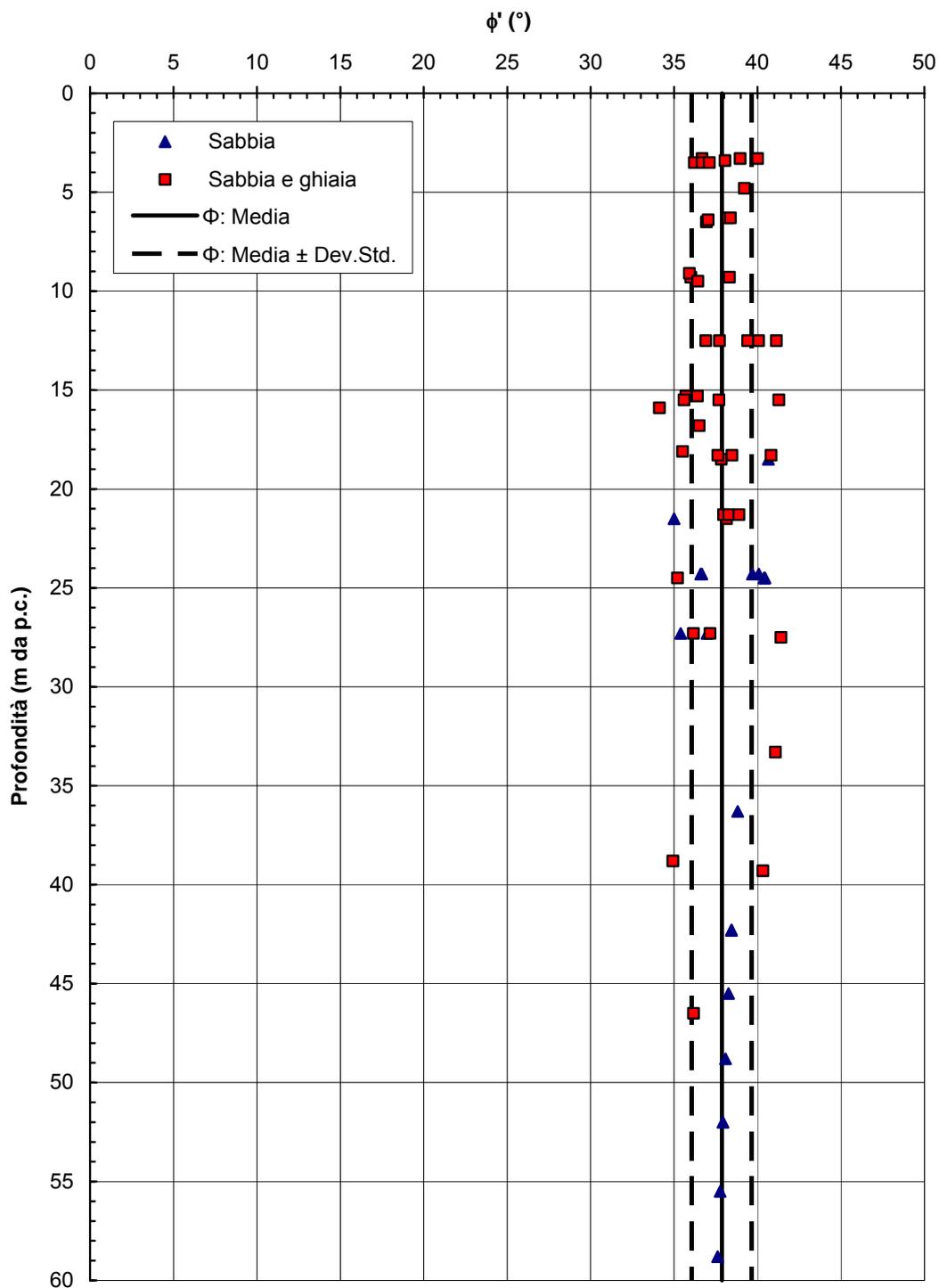


Figura 2.4.17

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Peso di volume naturale

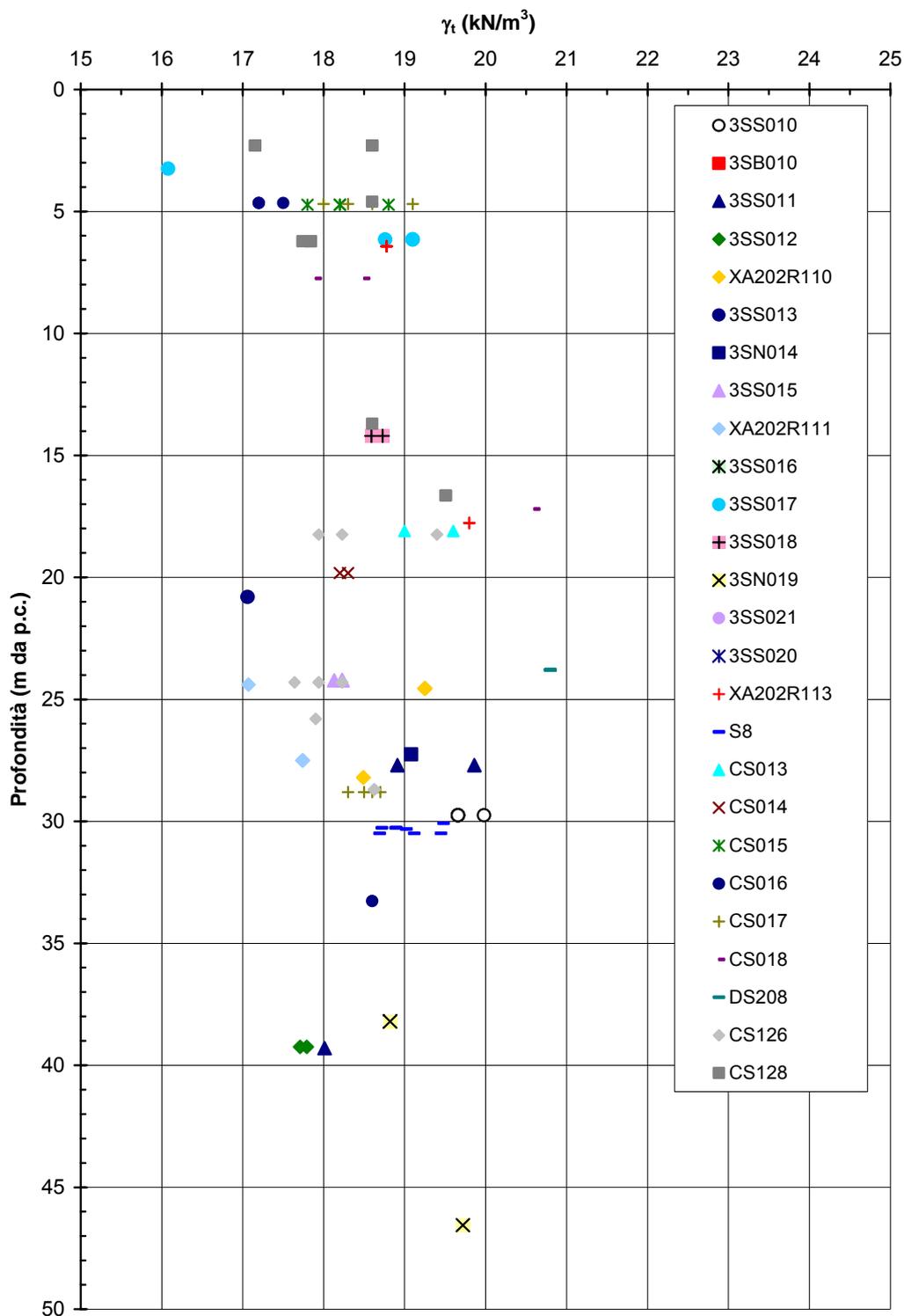


Figura 2.4.18

**A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Limite Liquido**

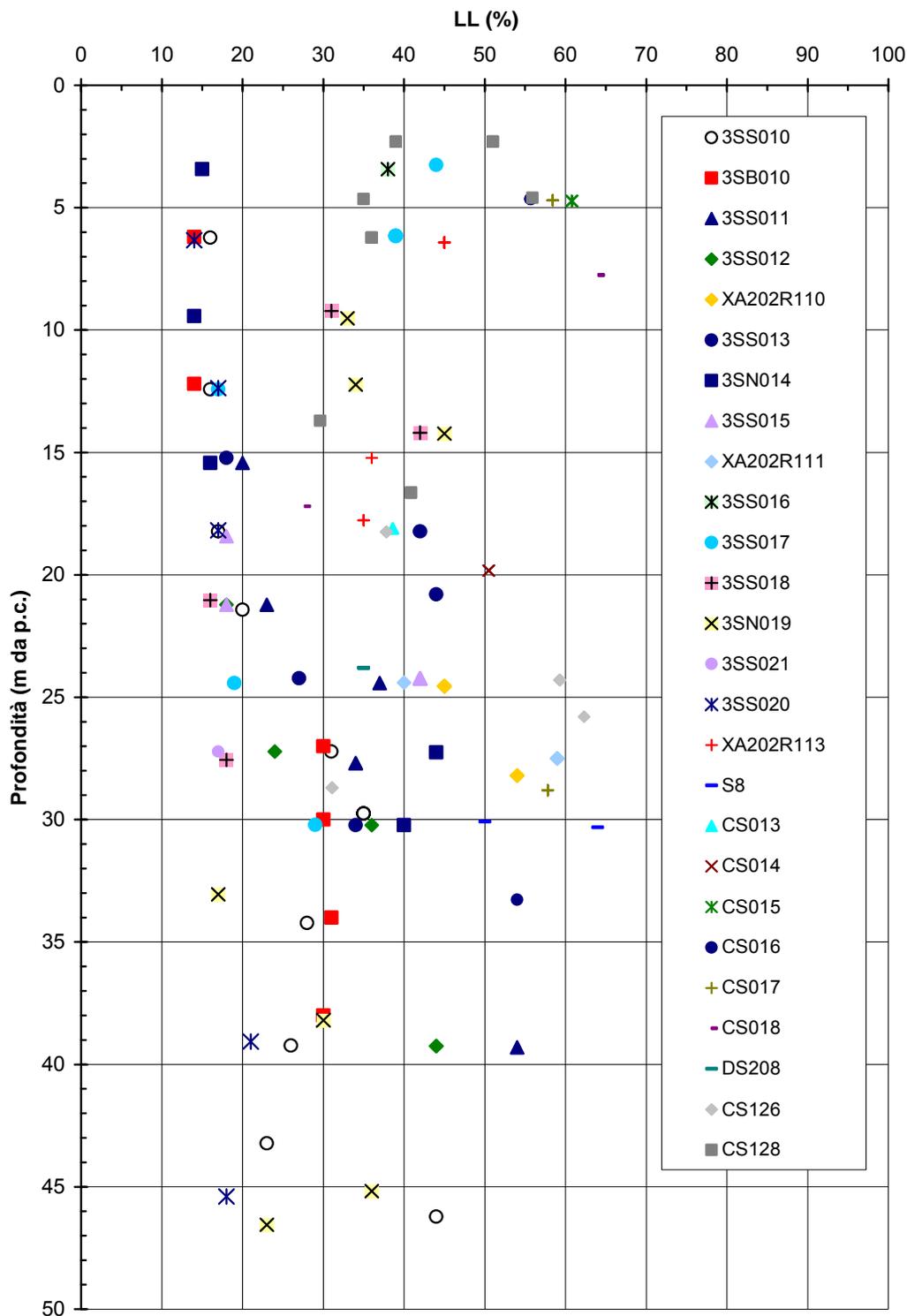


Figura 2.4.19

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Saturazione

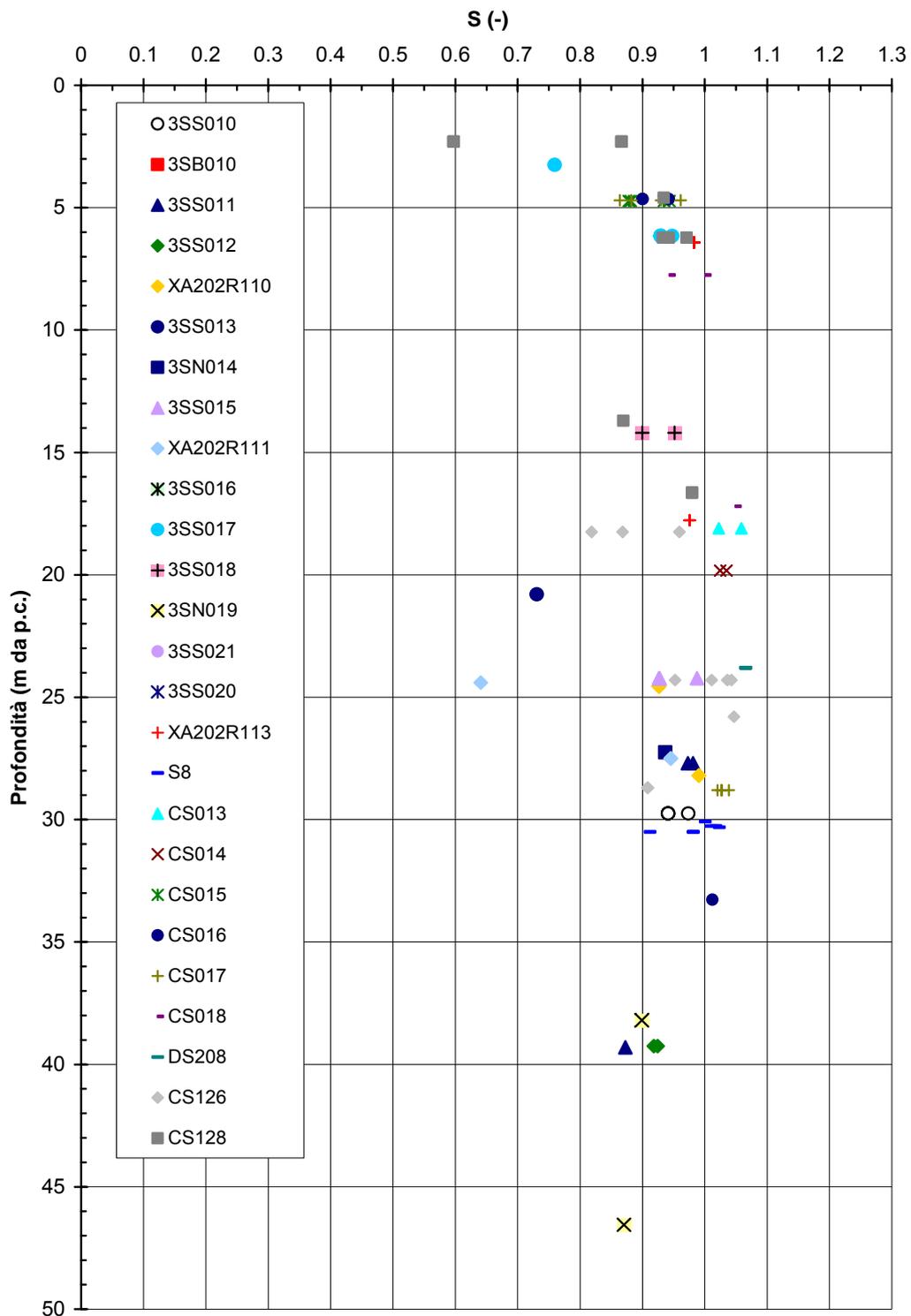


Figura 2.4.20

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km Km 087+577 a Km 90+485
Indice dei vuoti

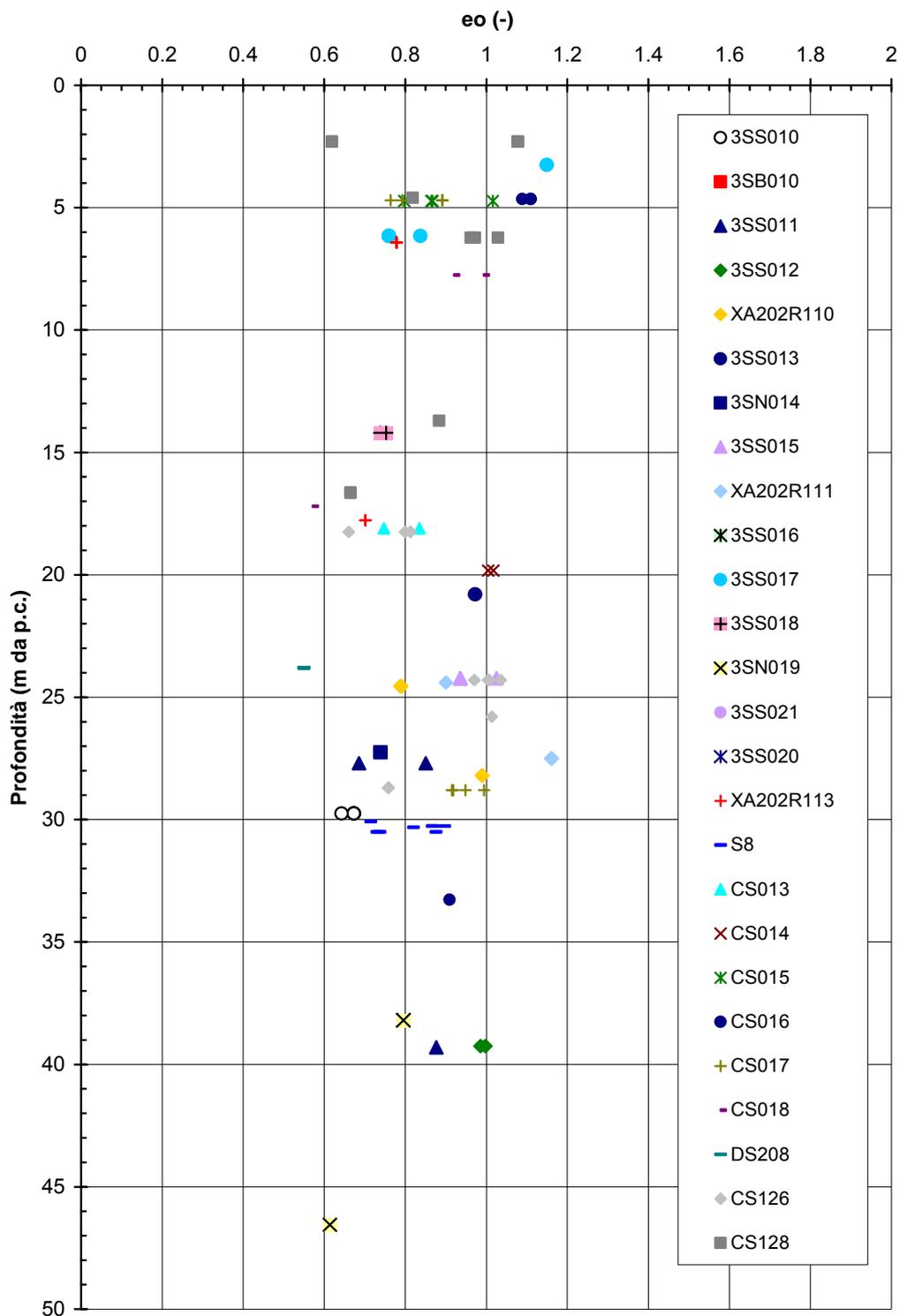


Figura 2.4.21

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km Km 087+577 a Km 90+485
Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

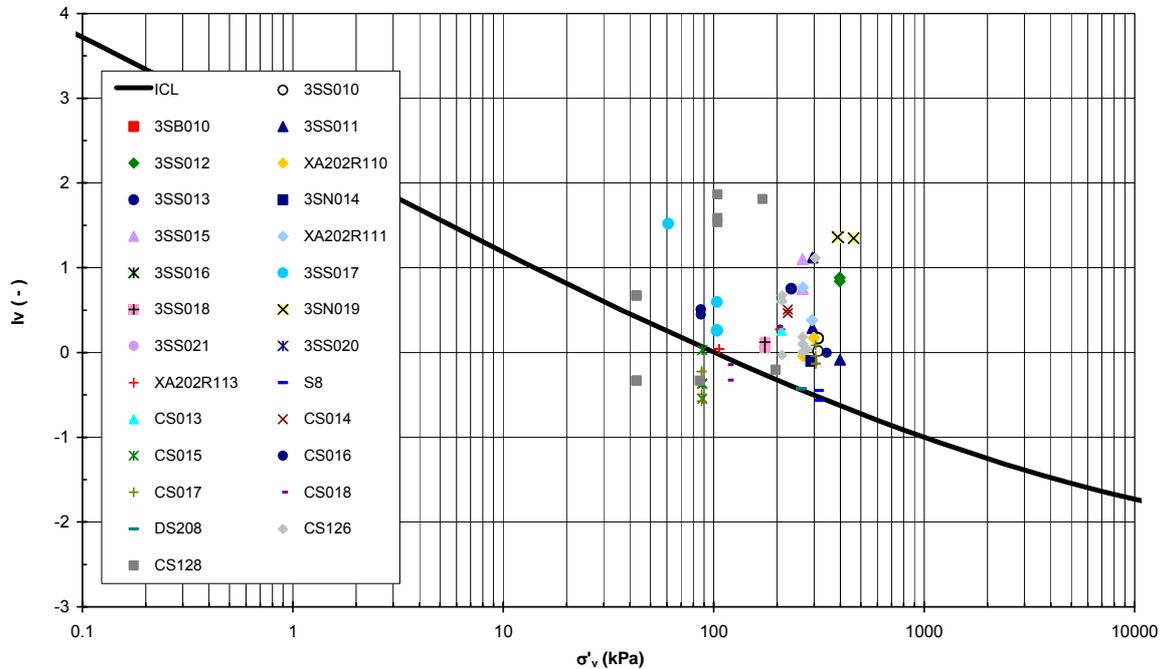


Figura 2.4.22

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 87+577 a Km 90+485
Curva di compressibilità intrinseca e curva edometrica nel piano di Burland (1990) - R1>1

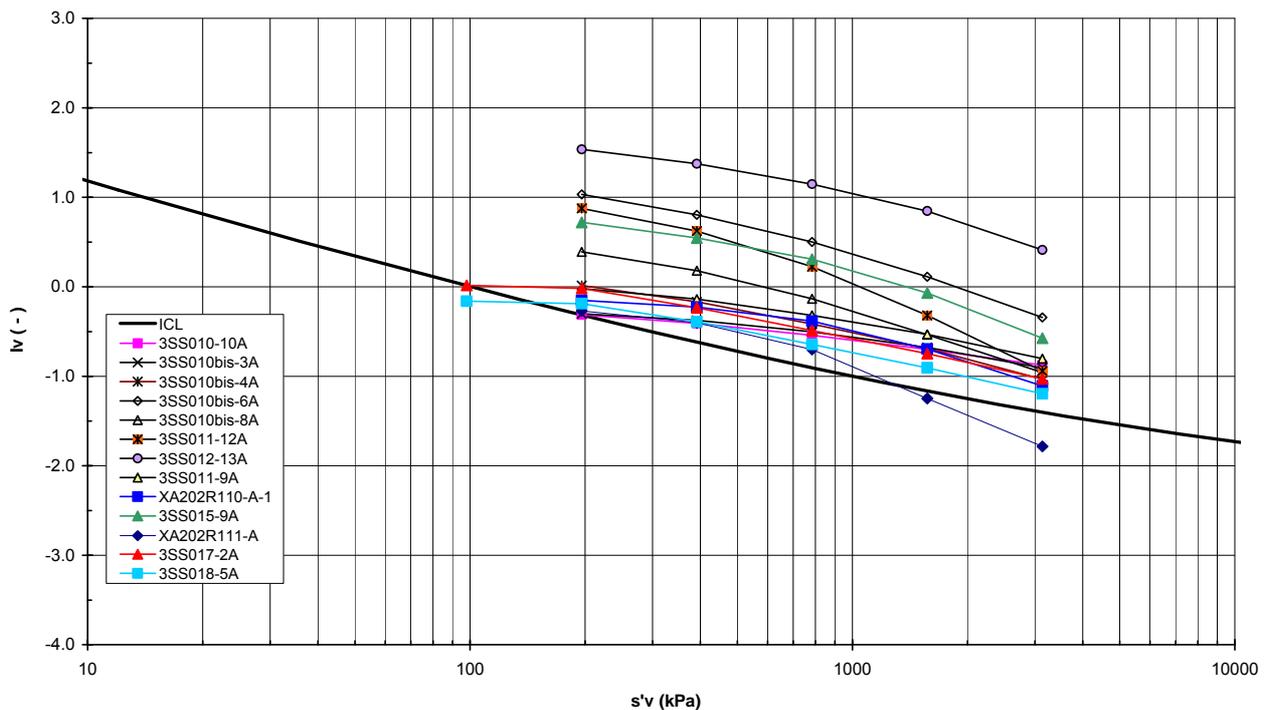


Figura 2.4.23

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Coefficiente di permeabilità

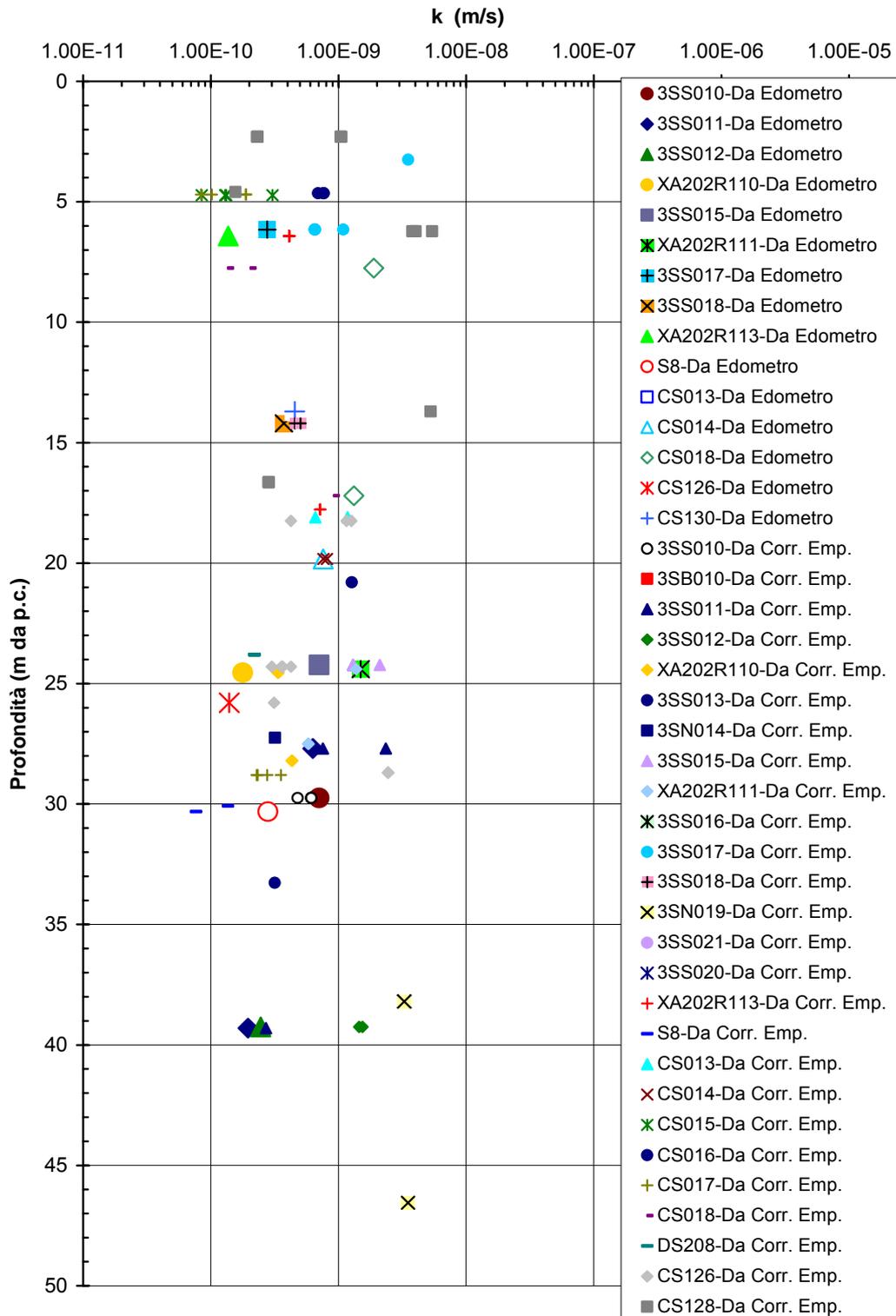


Figura 2.4.24

**A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Resistenza al taglio in condizioni non drenate**

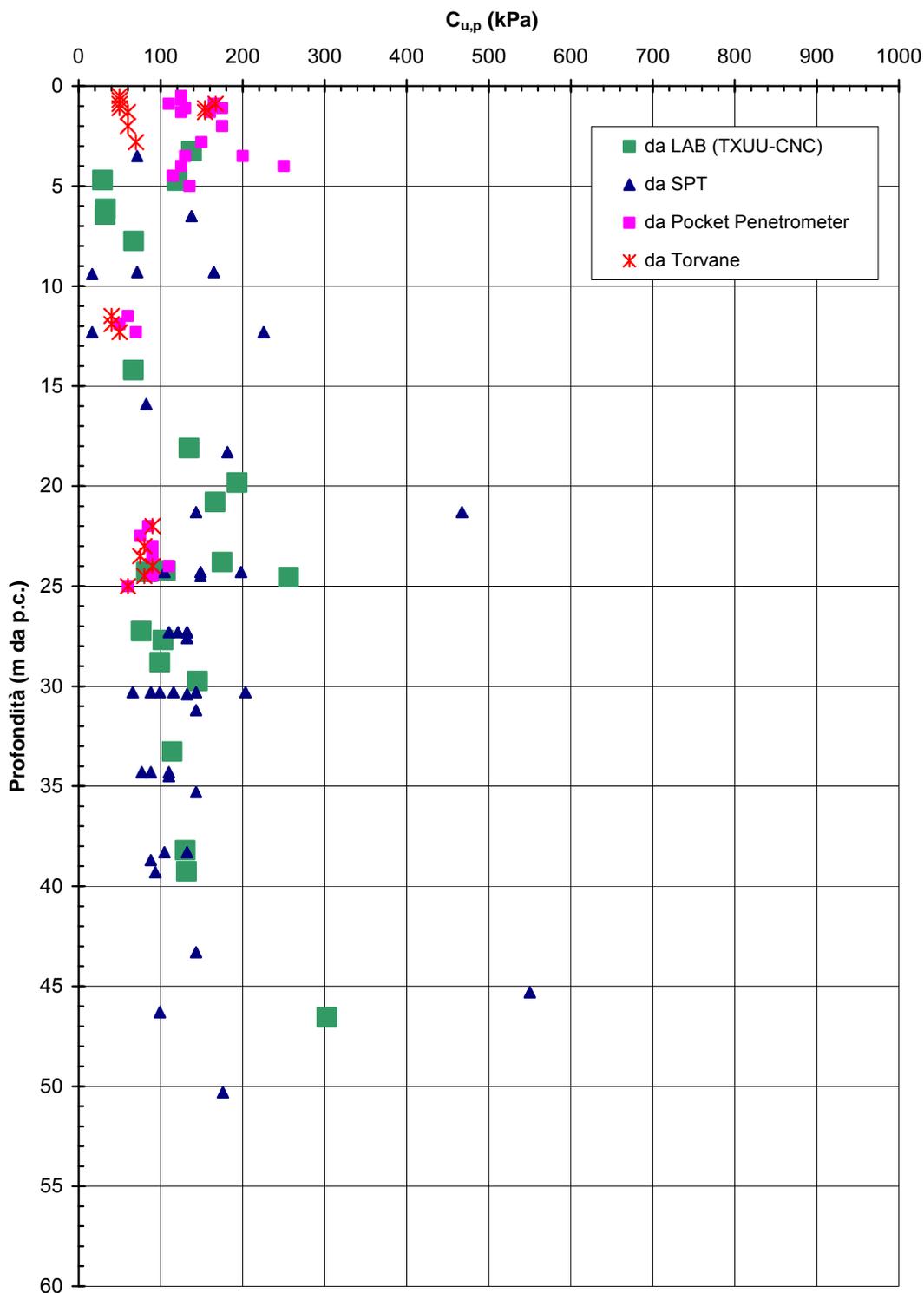


Figura 2.4.25

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 087+577 a Km 90+485
Involuppo di di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

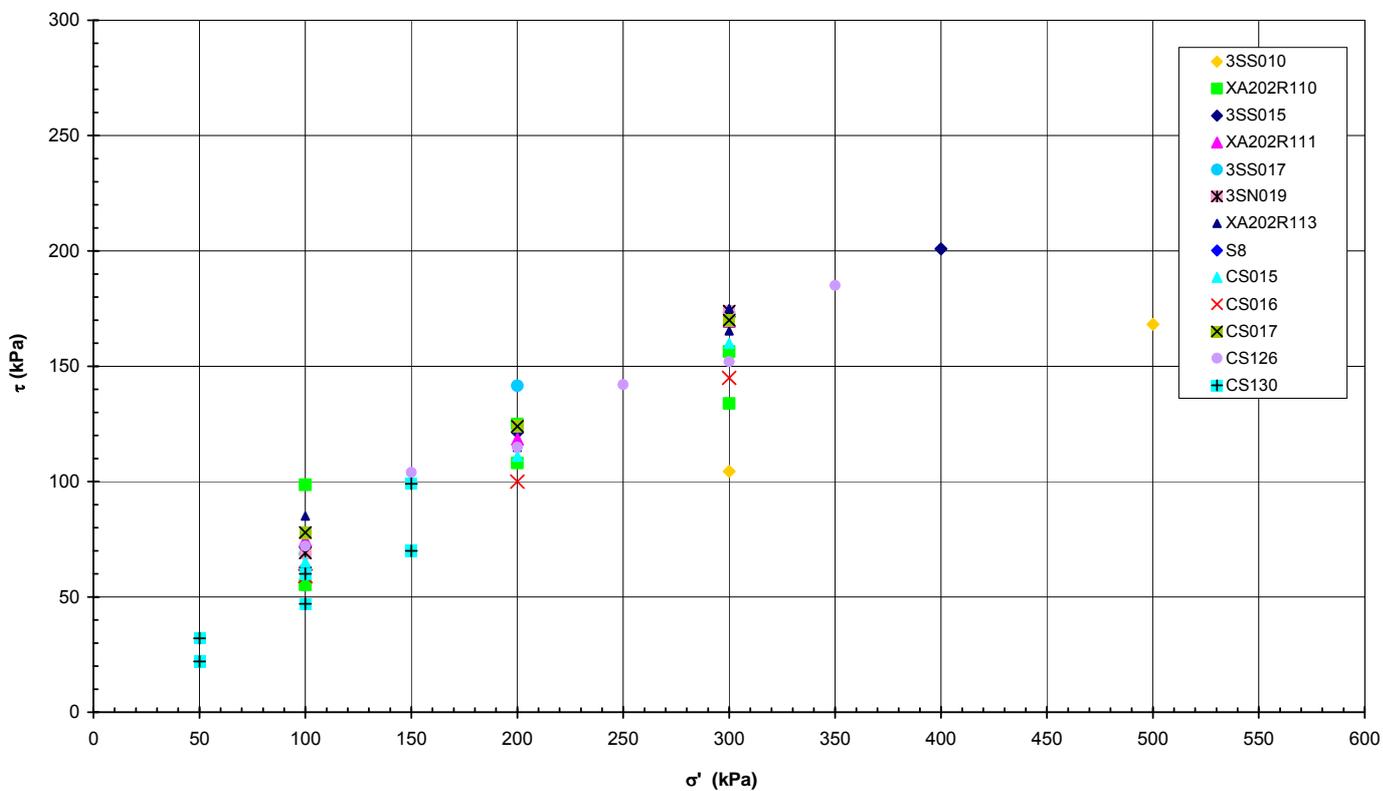
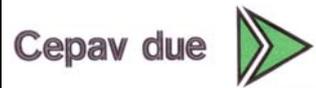


Figura 2.4.26

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
178 di 475

ALLEGATO 5

Figure relative al capitolo 2.5

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

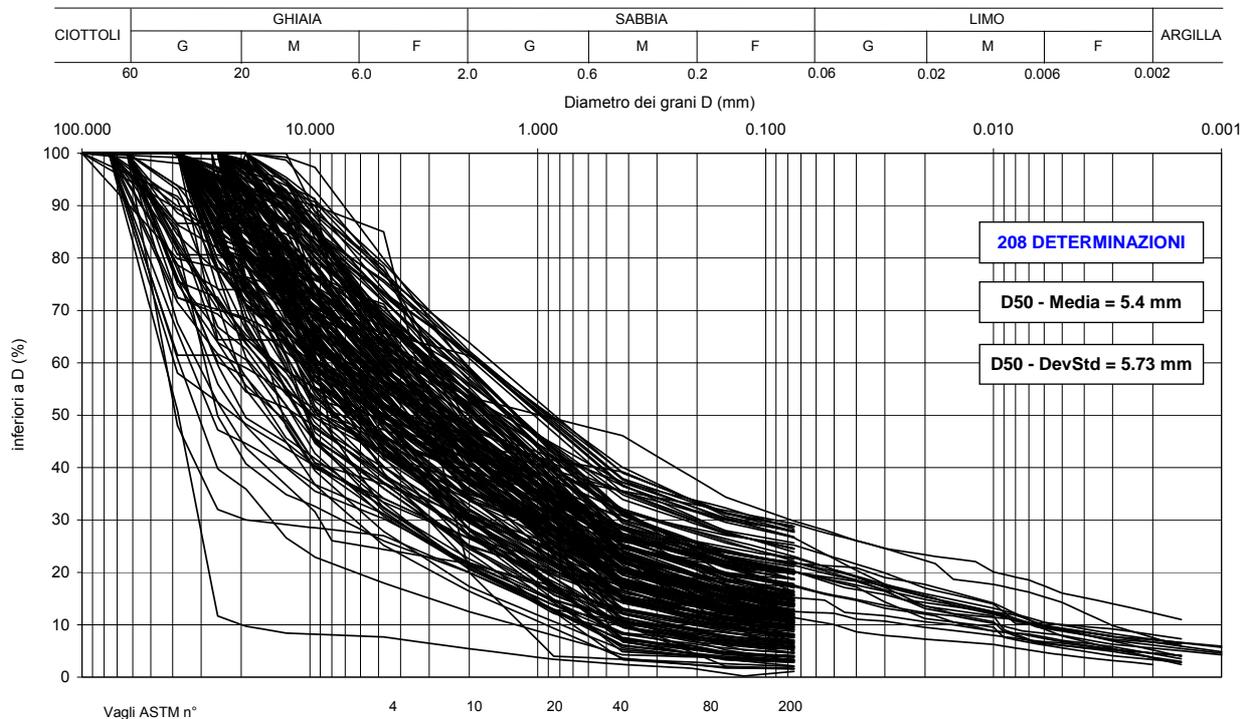


Figura 2.5.1

SABBIE CON GHIAIA DEBOLMENTE LIMOSE

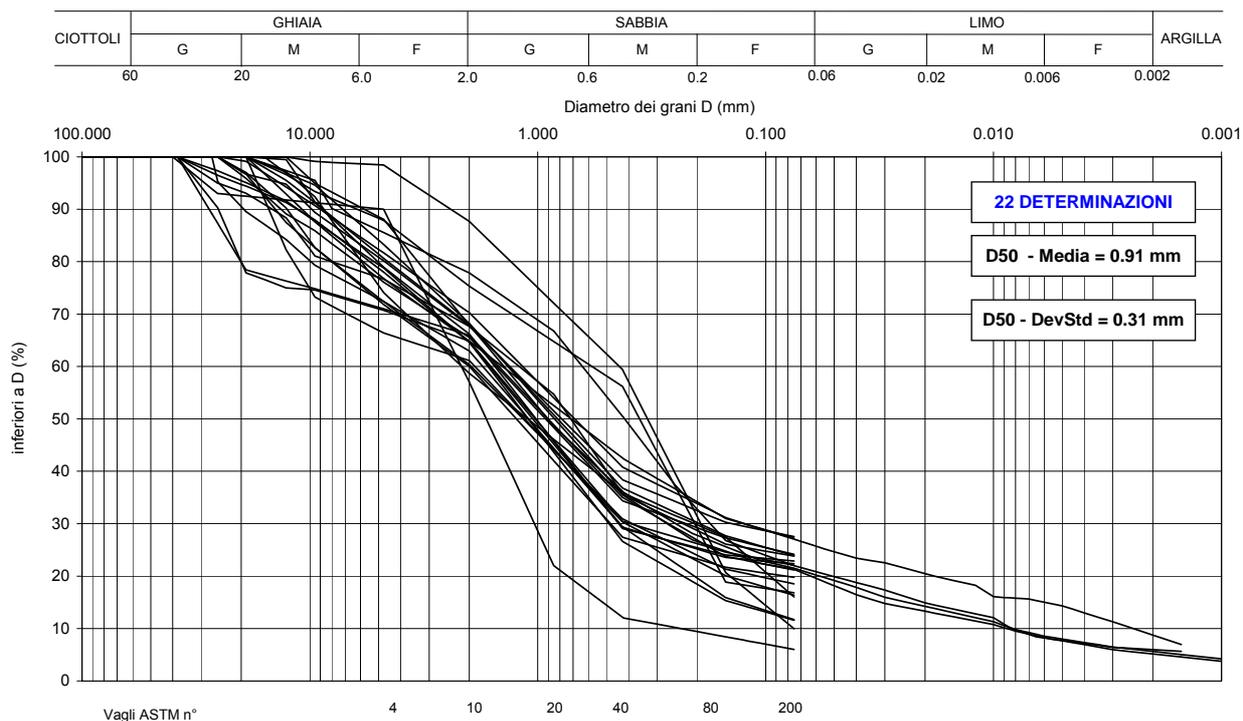


Figura 2.5.2

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

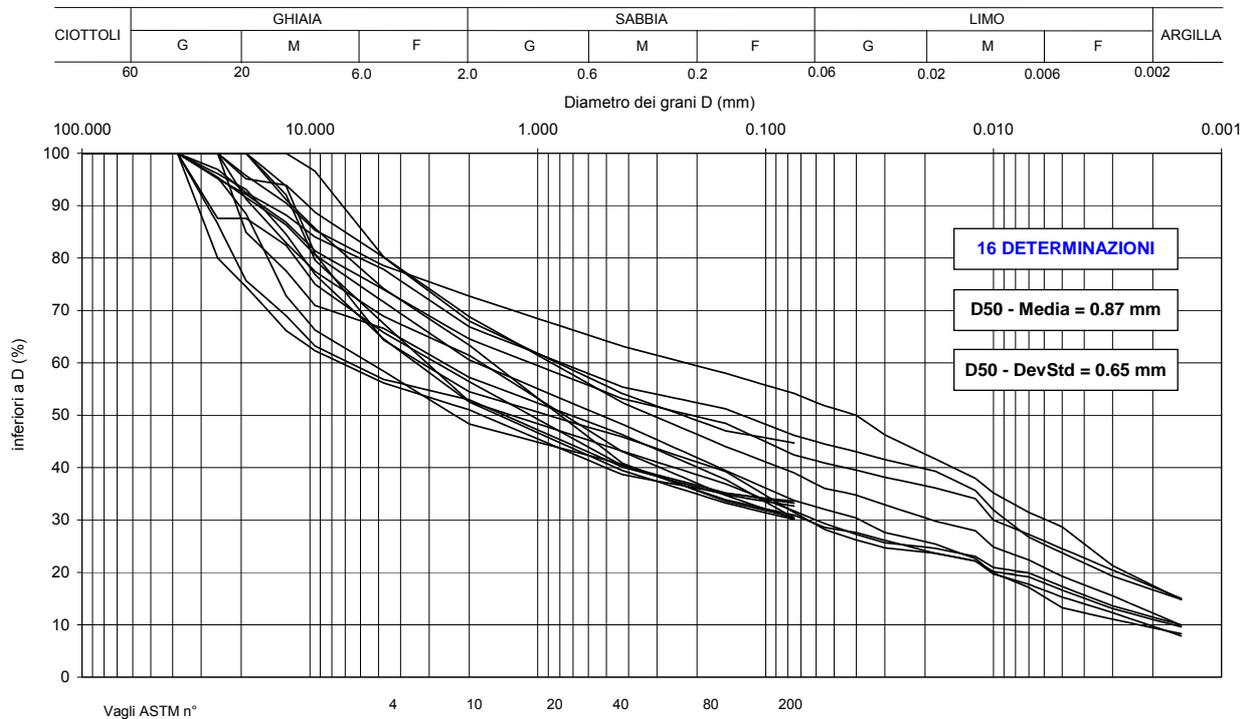


Figura 2.5.3

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

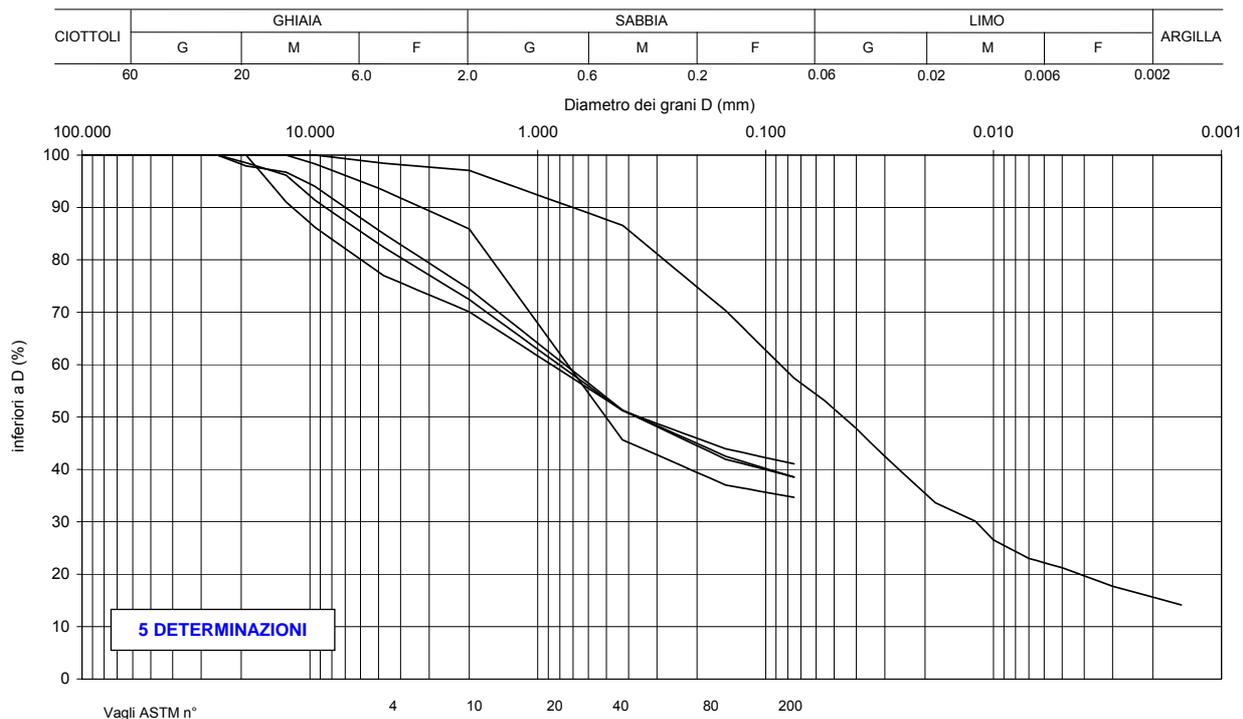


Figura 2.5.4

LIMI ARGILLOSI

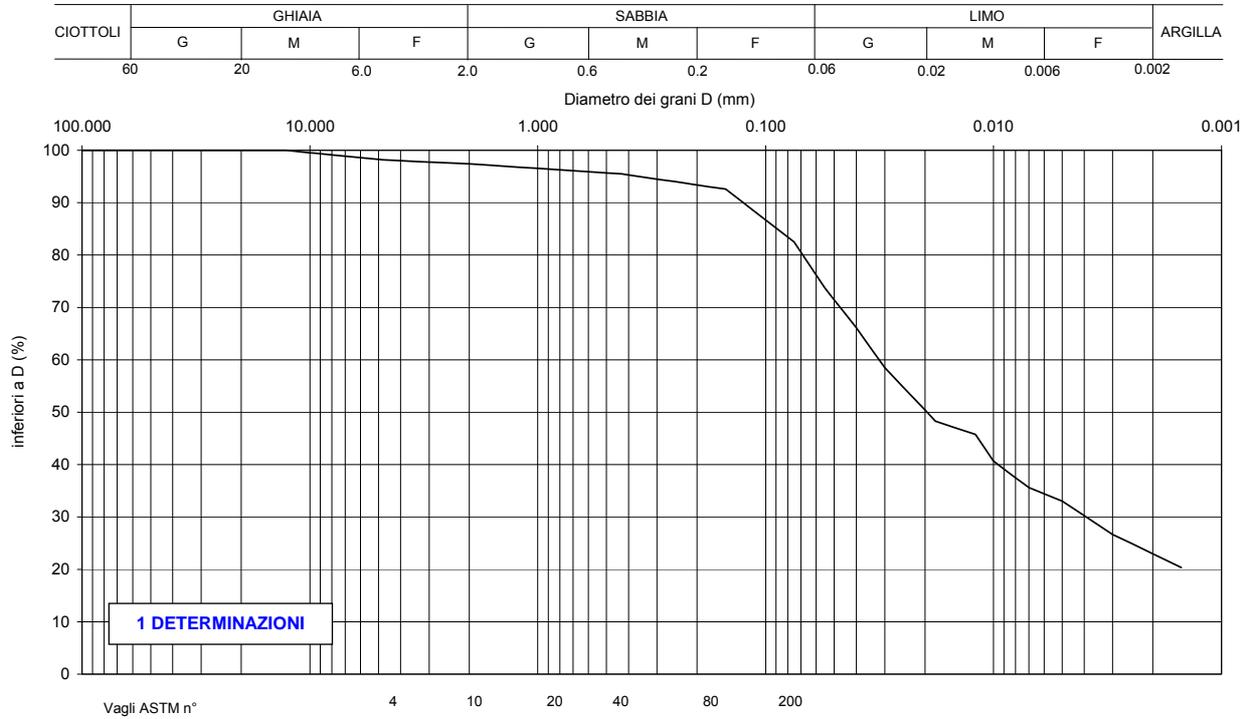


Figura 2.5.5

ARGILLE LIMOSE

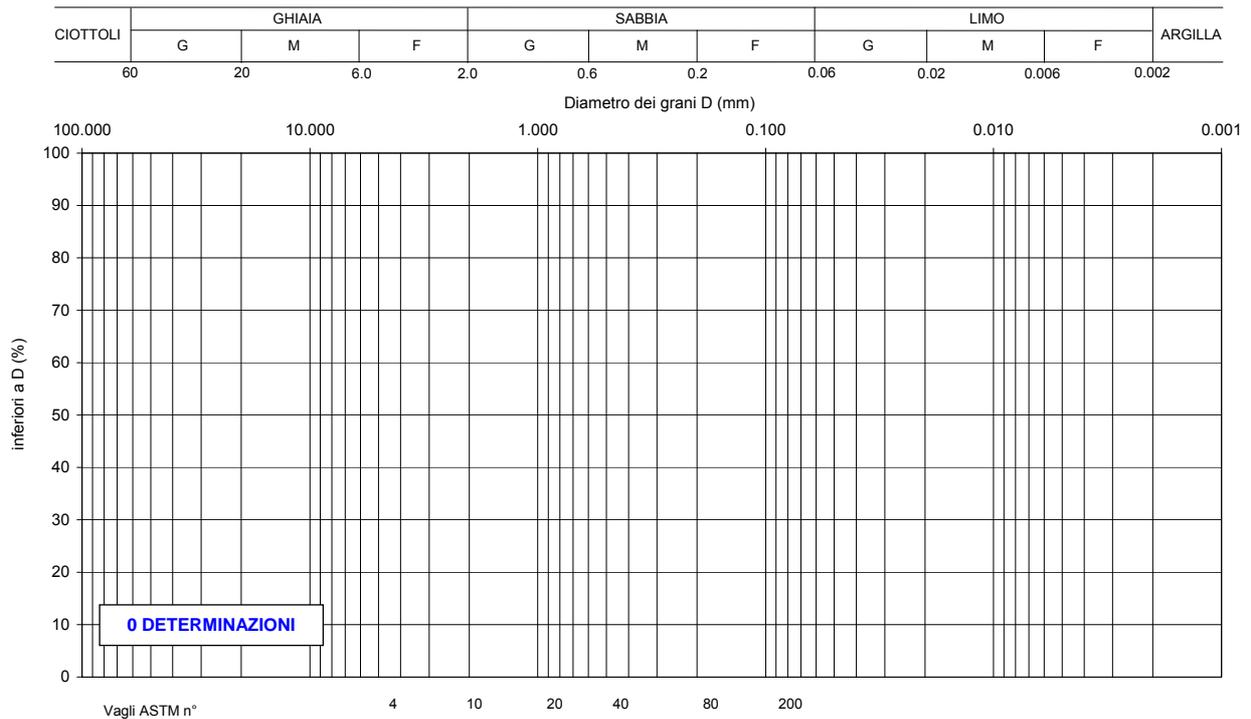


Figura 2.5.6

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

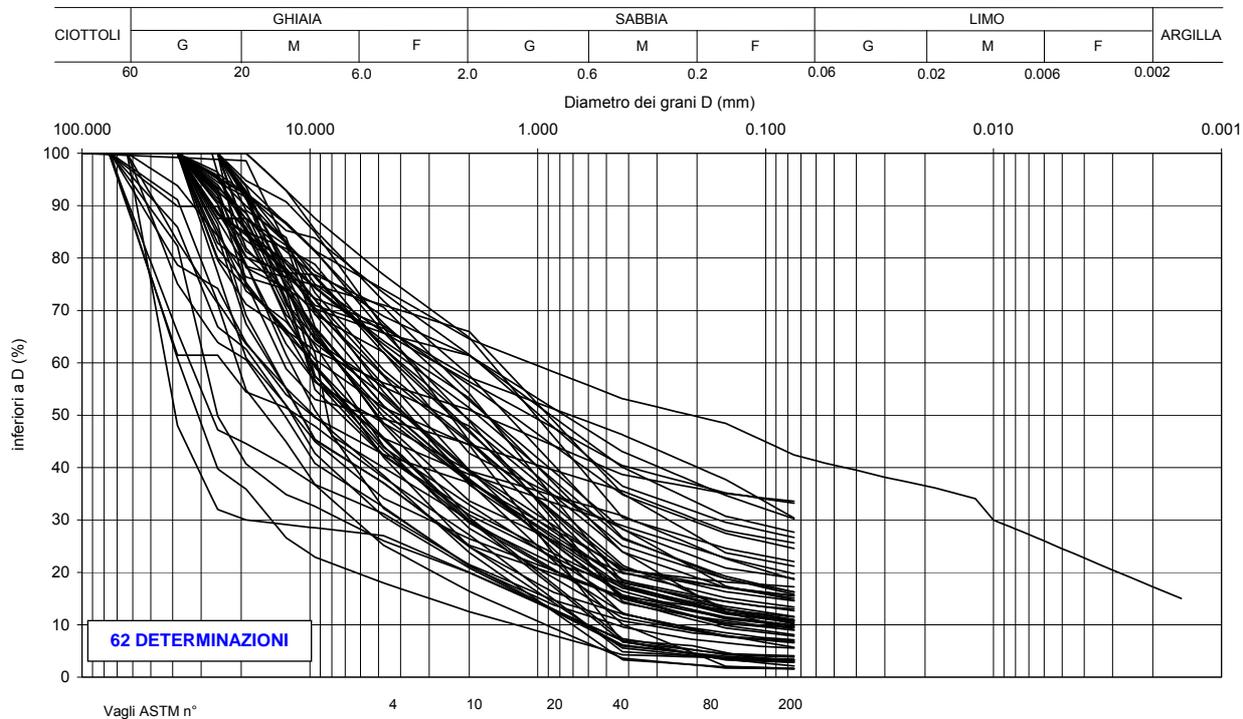


Figura 2.5.7

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

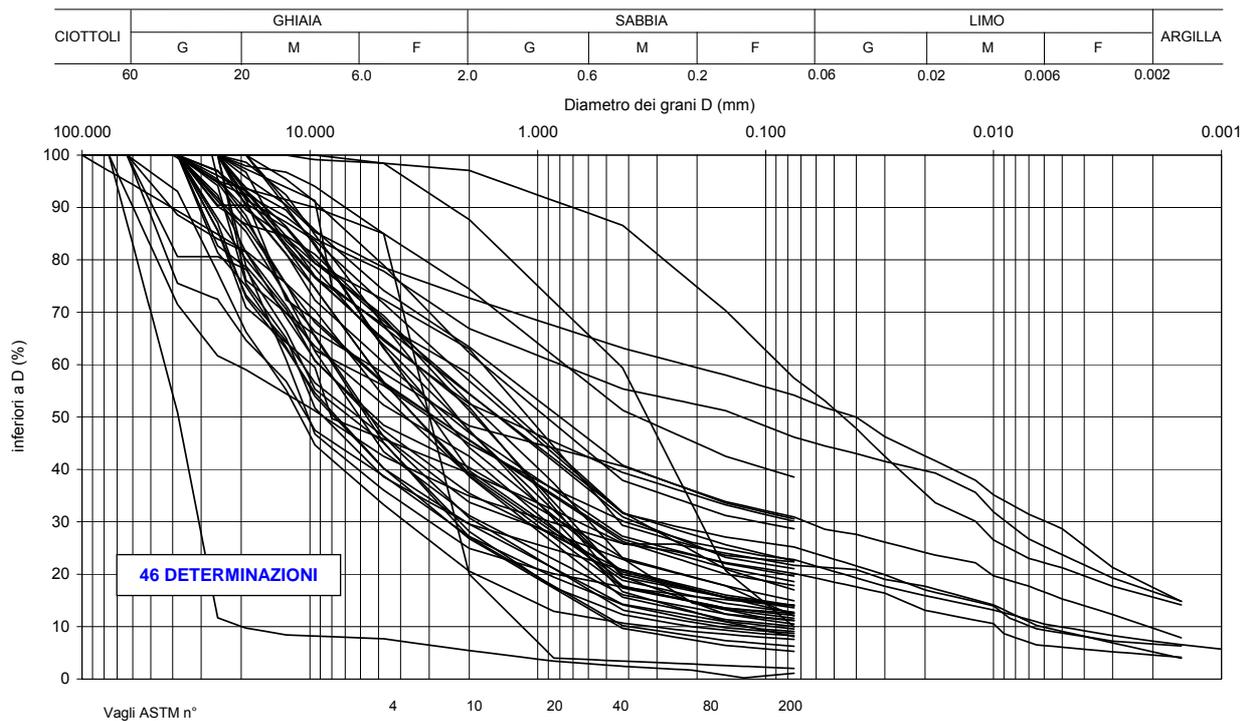


Figura 2.5.8

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

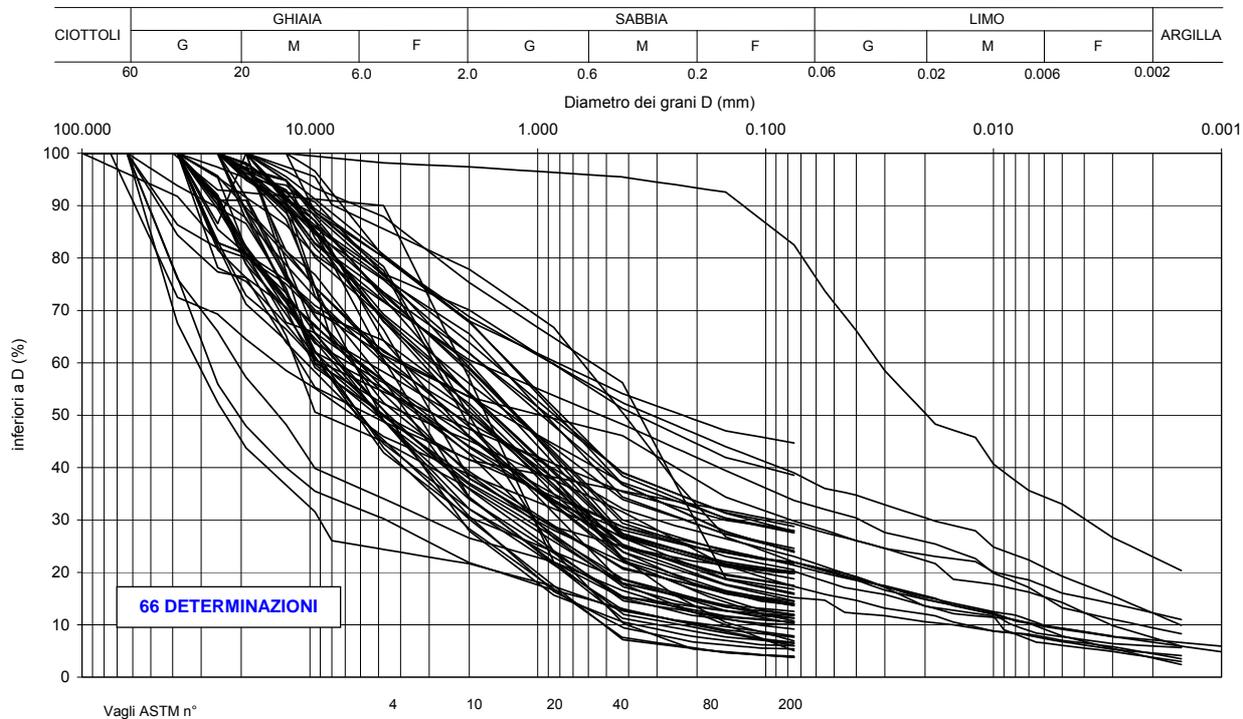


Figura 2.5.9

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

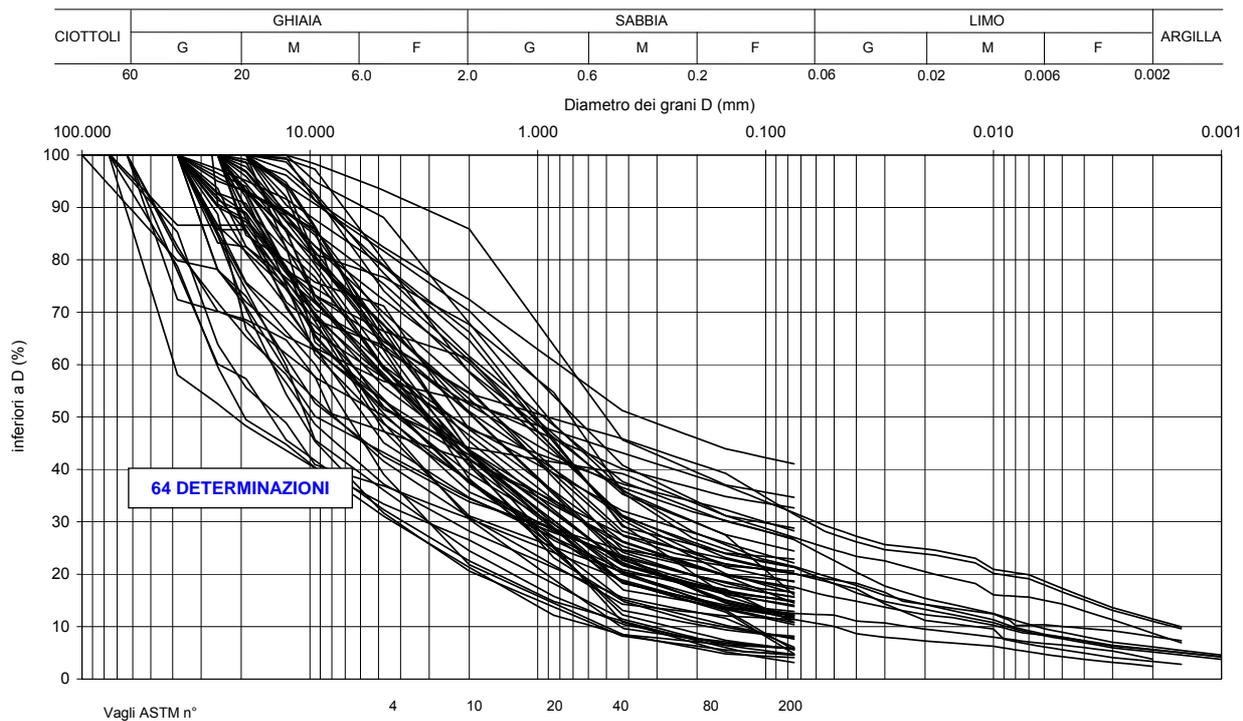


Figura 2.5.10

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

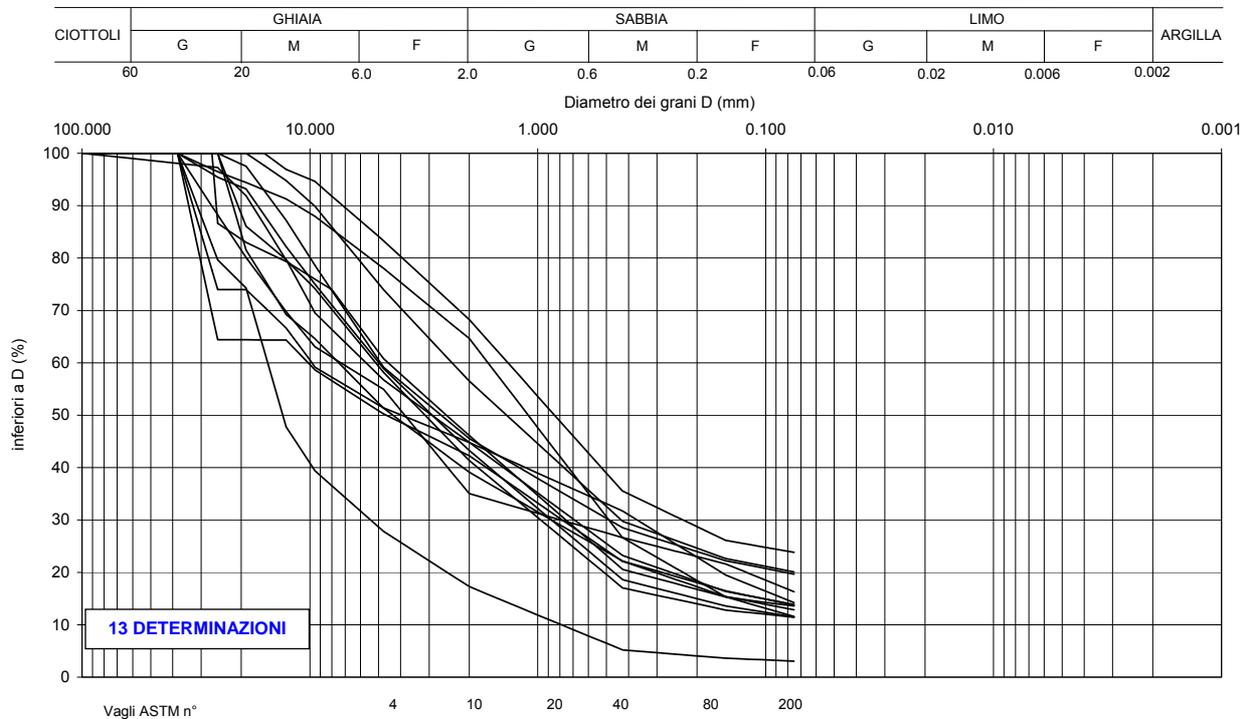


Figura 2.5.11

Da 45.0 a 60.0 m da p.c.

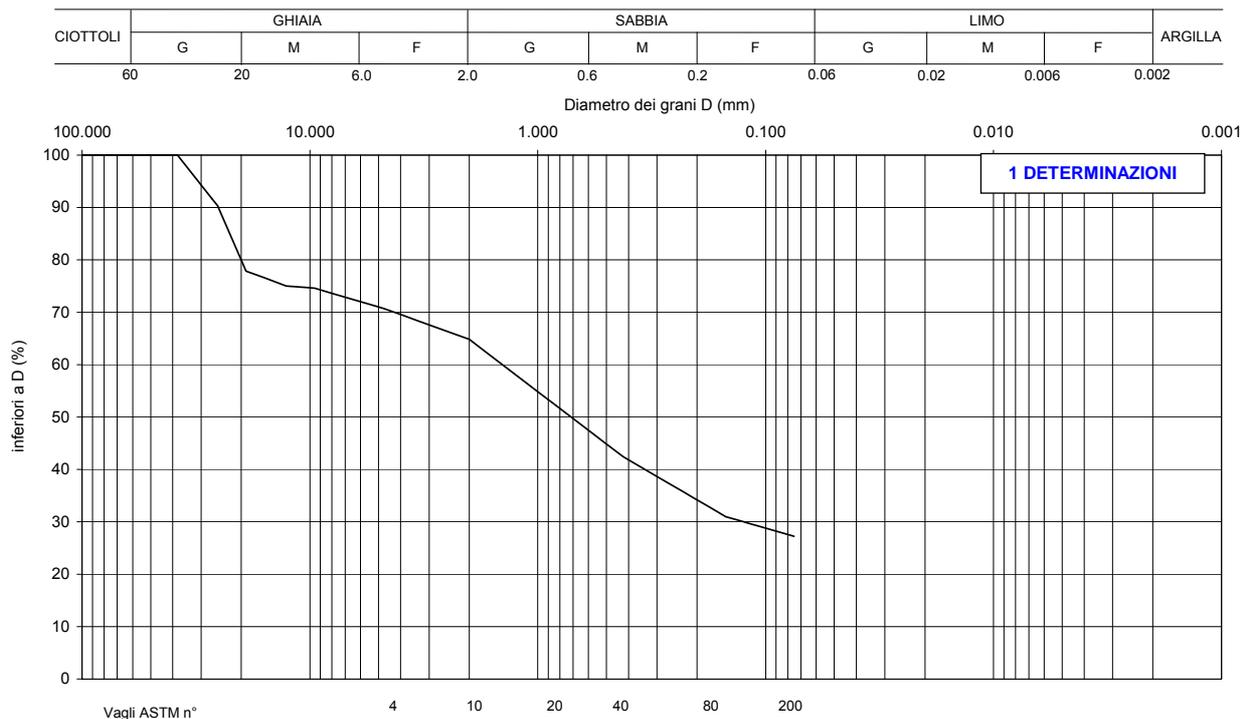


Figura 2.5.12

- ✱ Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

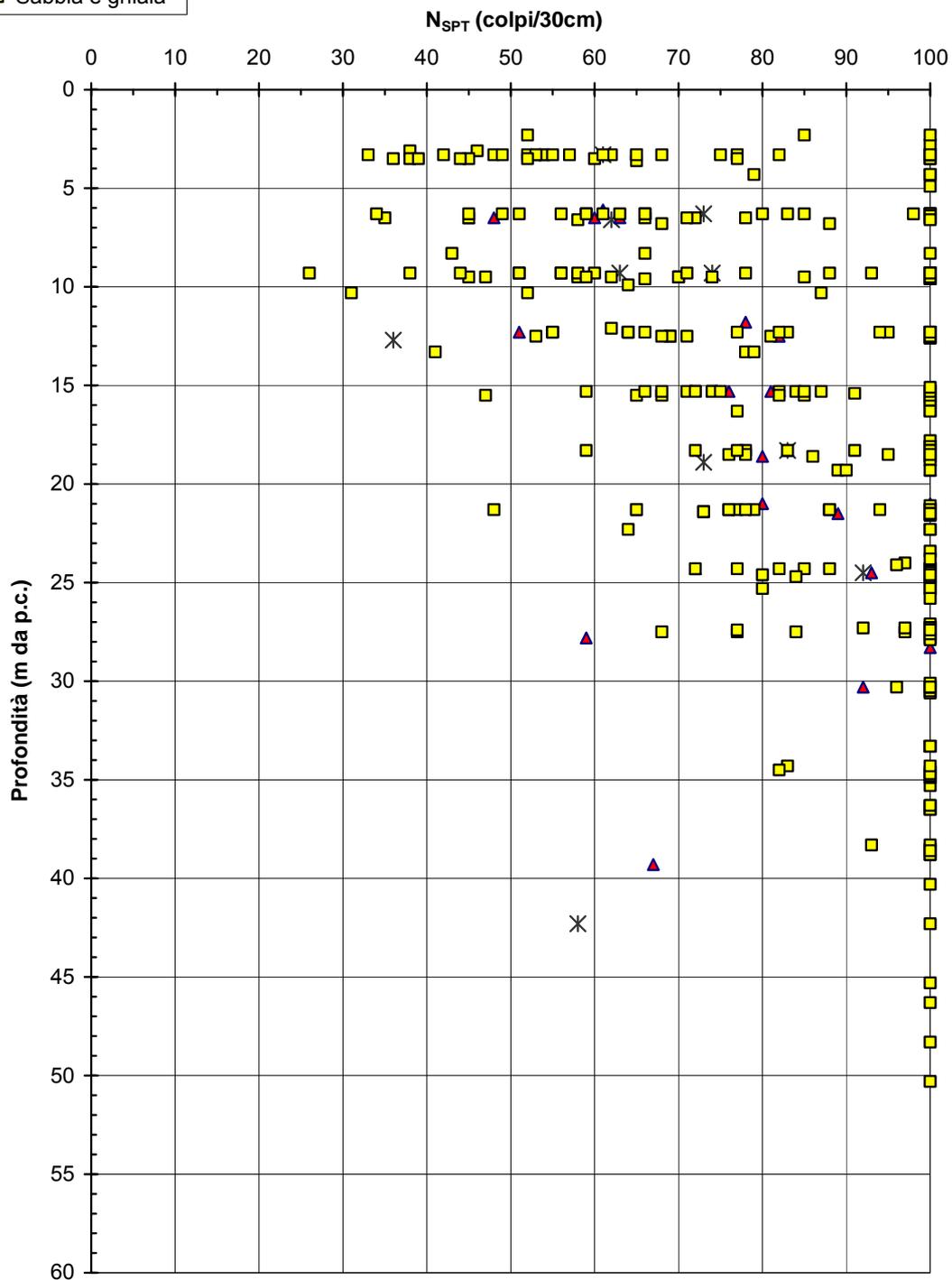


Figura 2.5.13

Velocità onde di taglio

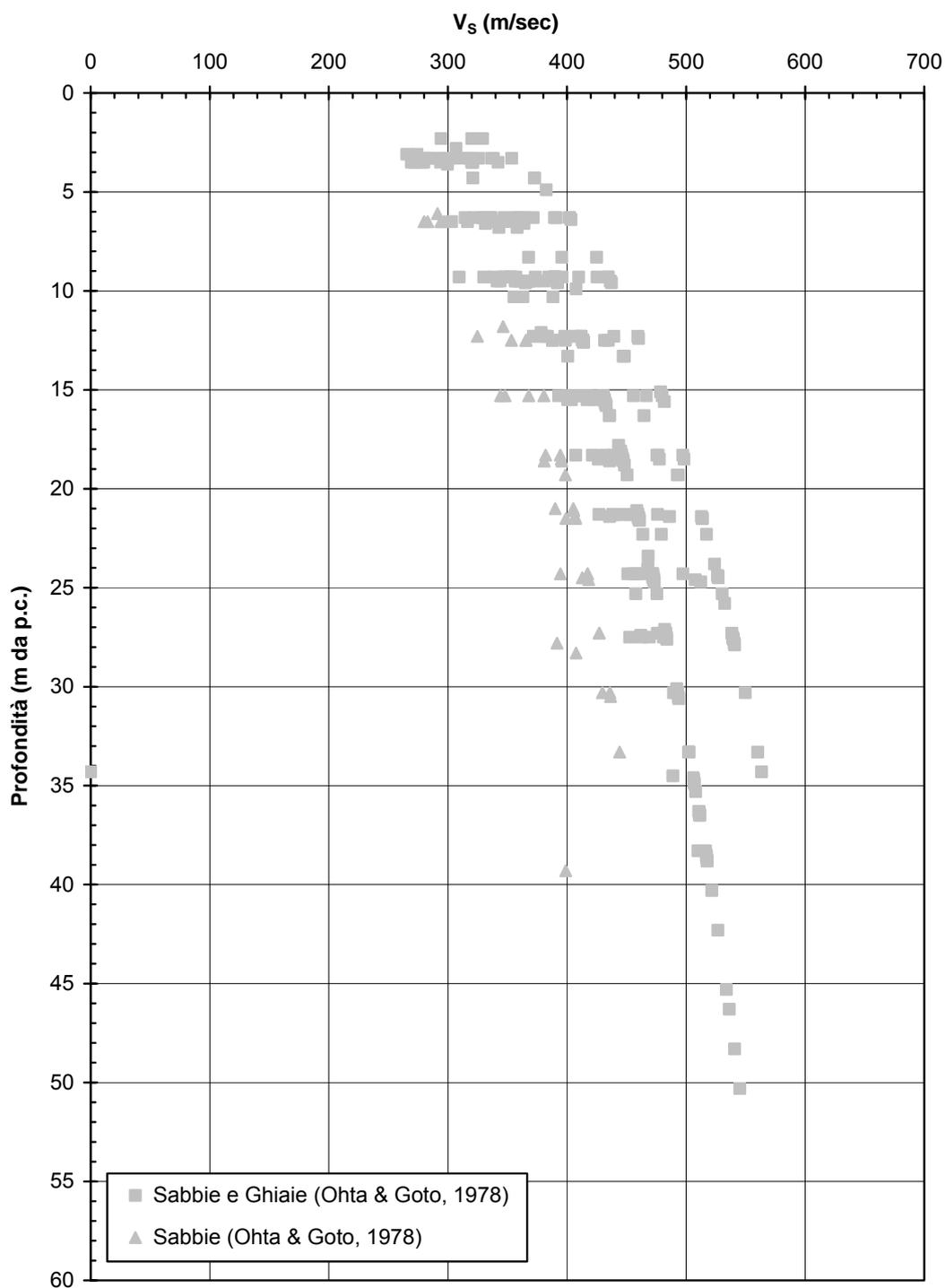


Figura 2.5.14

Modulo G_0 iniziale

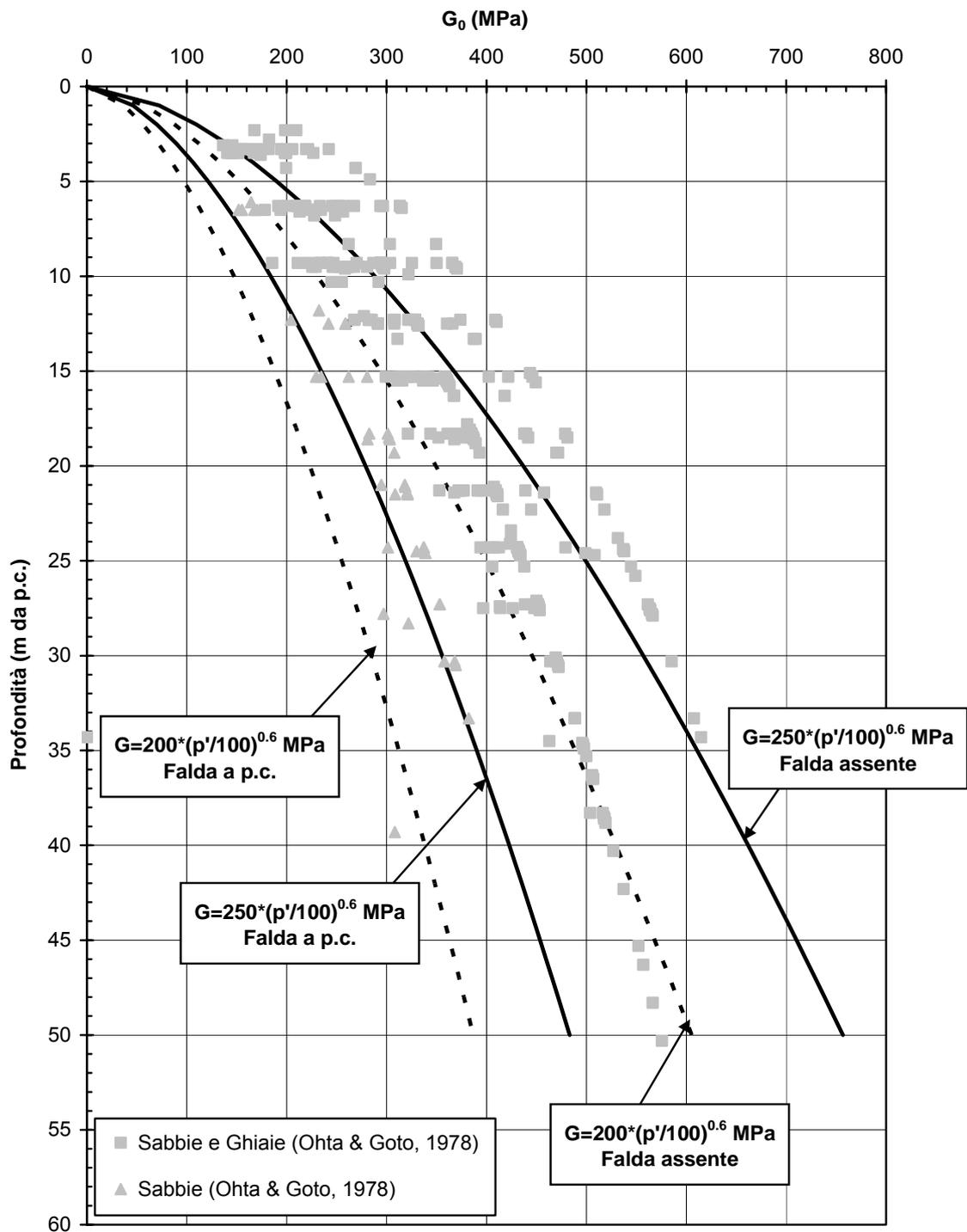


Figura 2.5.15

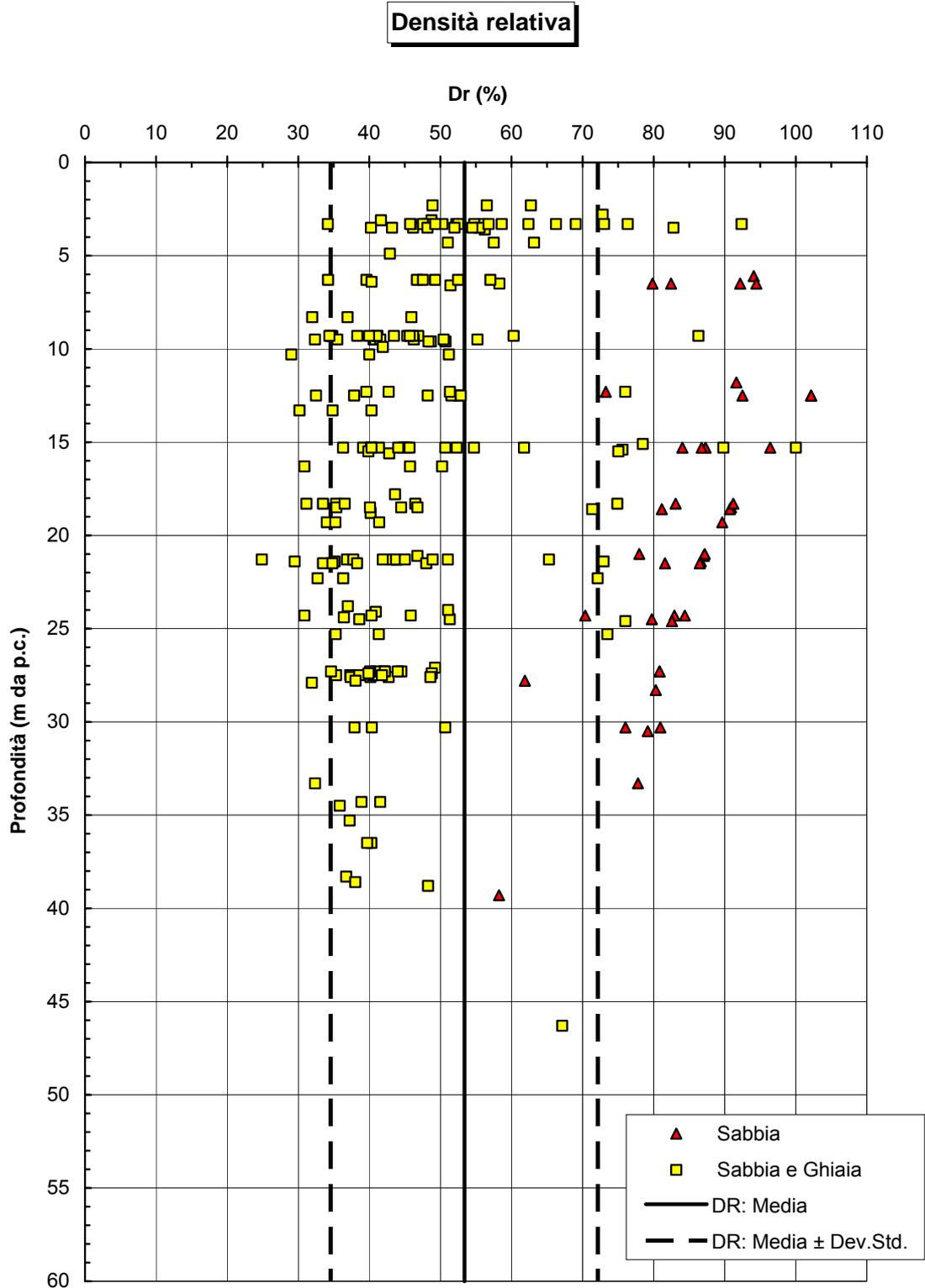


Figura 2.5.16

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

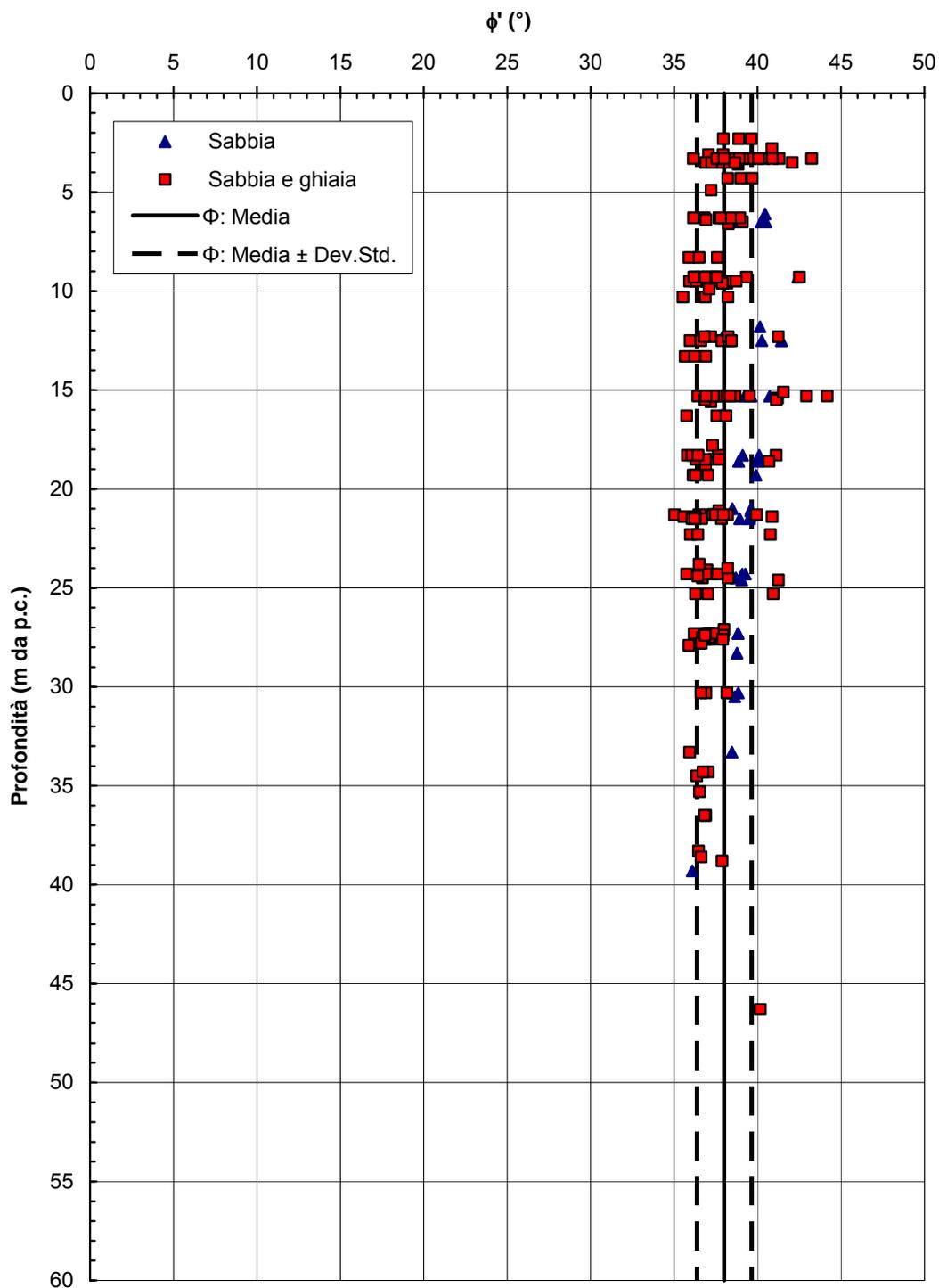


Figura 2.5.17

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

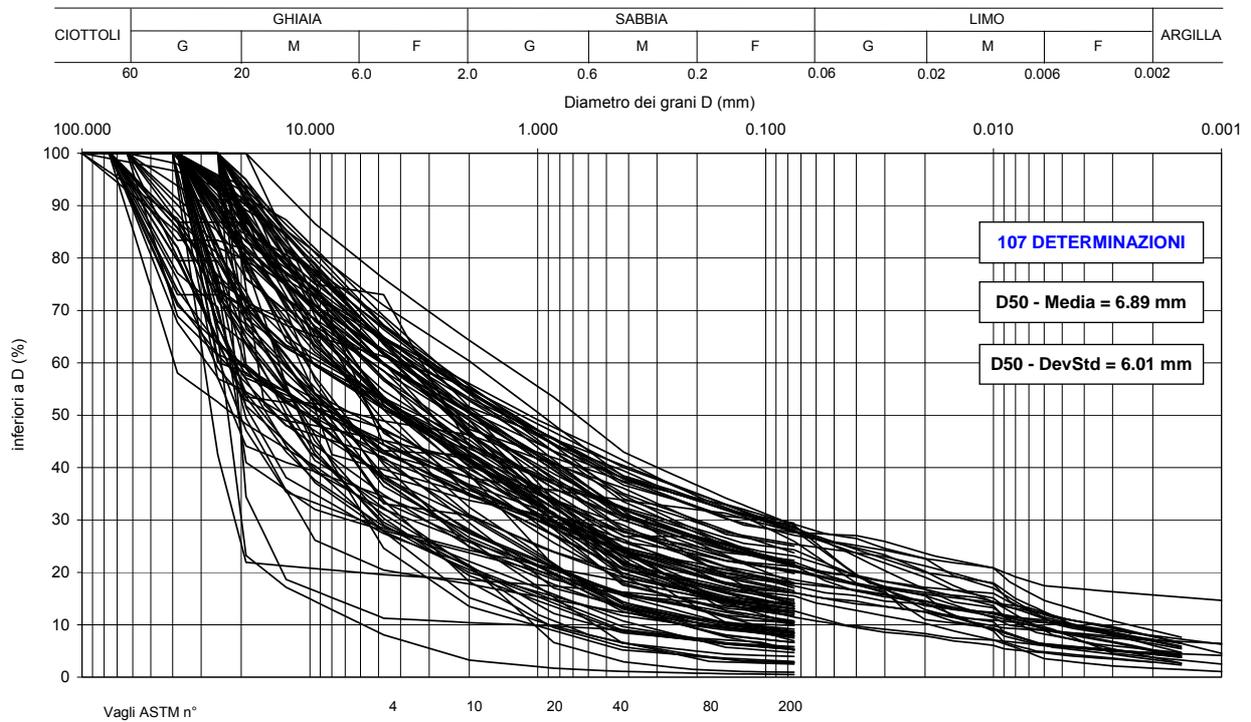


Figura 2.5.18

SABBIE CON GHIAIA DEBOLMENTE LIMOSE

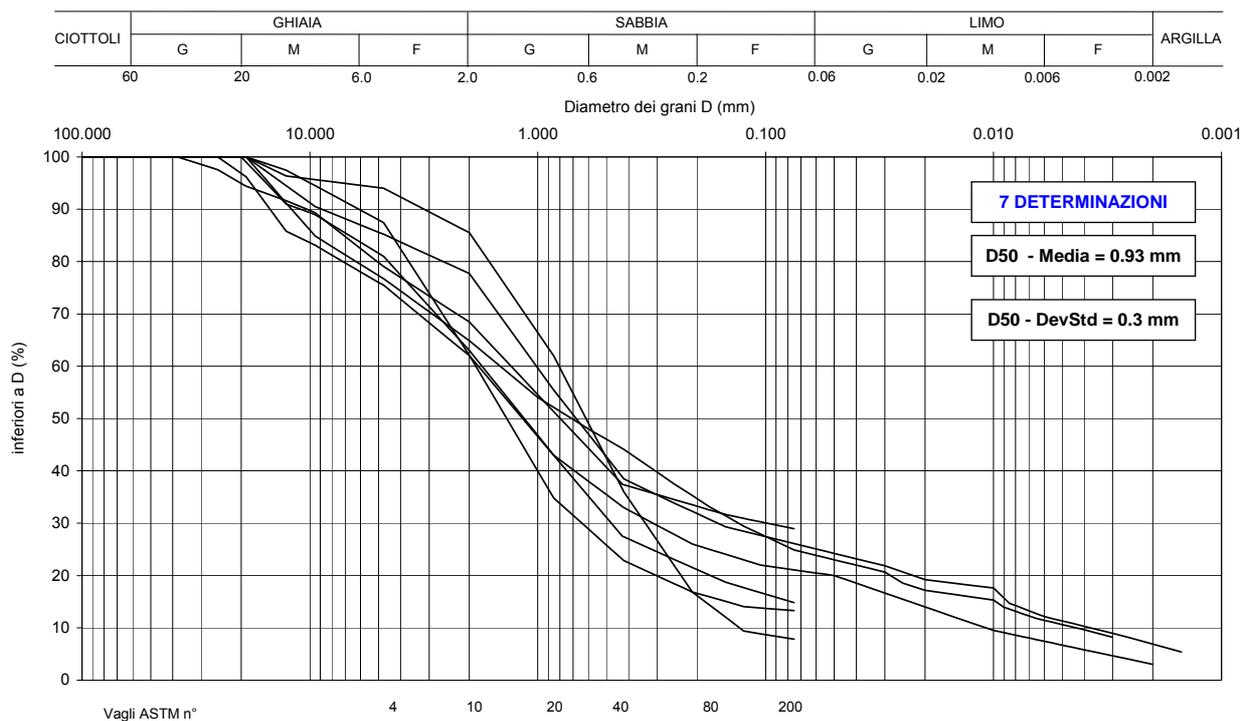


Figura 2.5.19

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

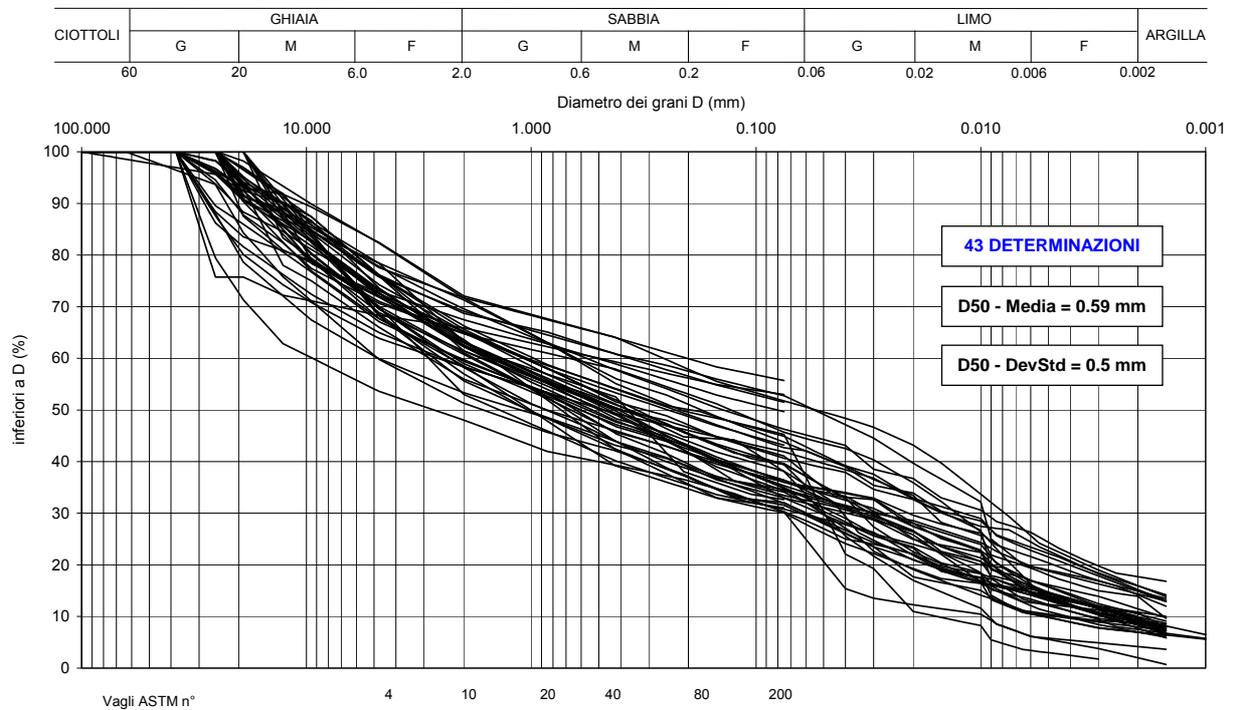


Figura 2.5.20

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

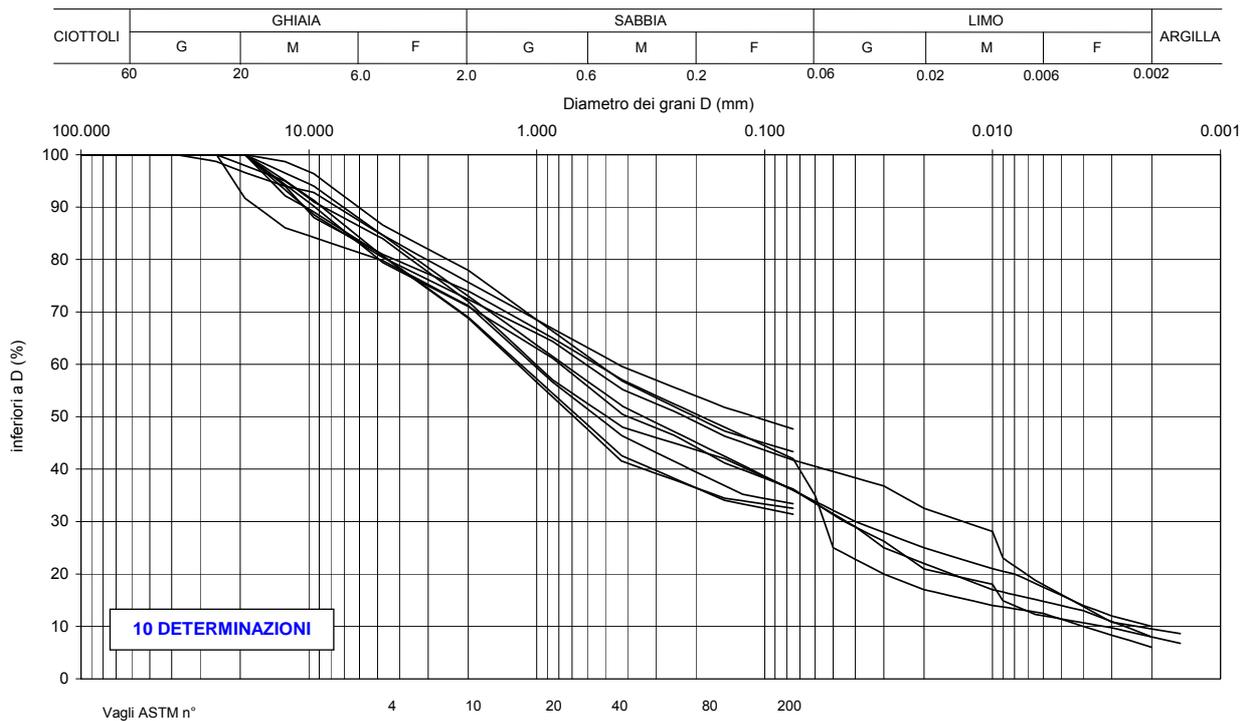


Figura 2.5.21

LIMI ARGILLOSI

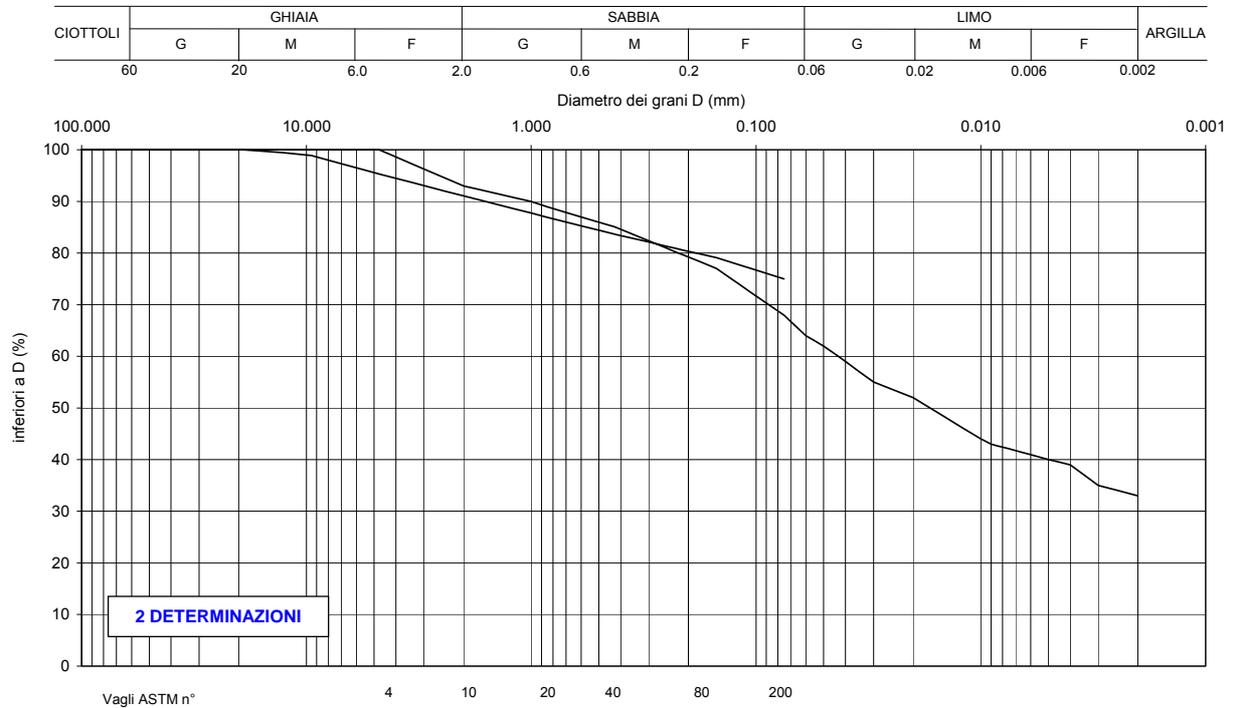


Figura 2.5.22

ARGILLE LIMOSE

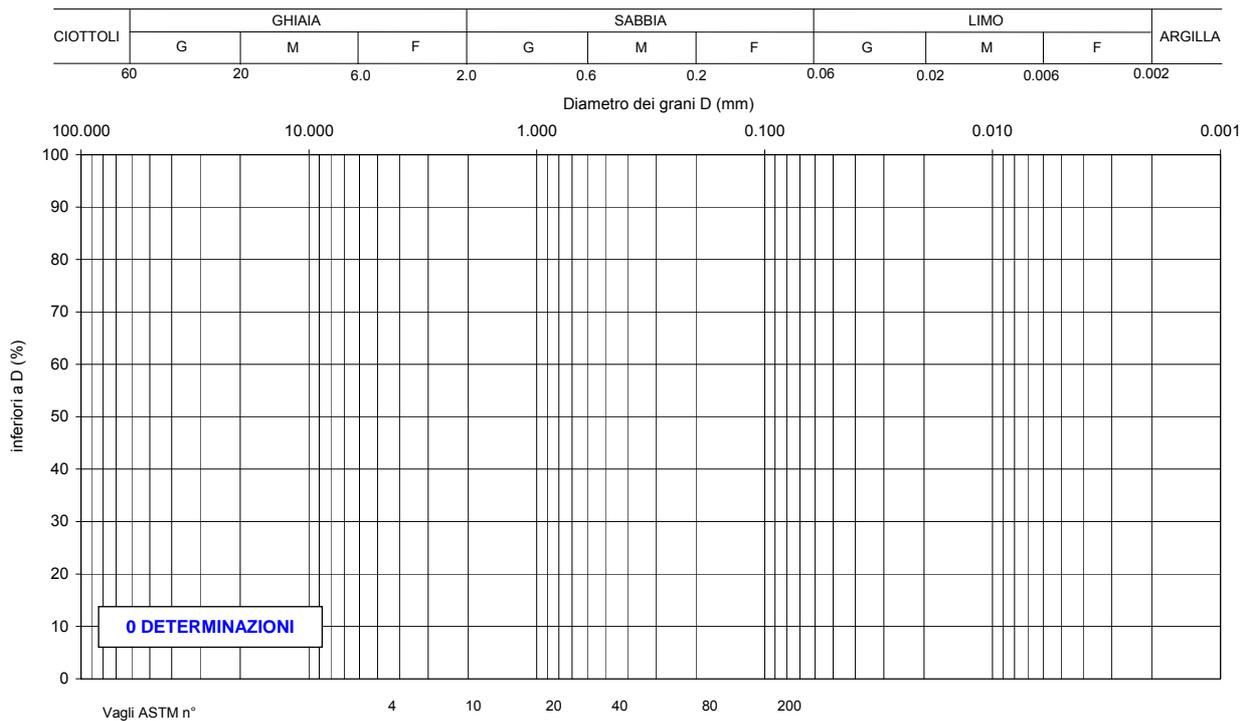


Figura 2.5.23

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

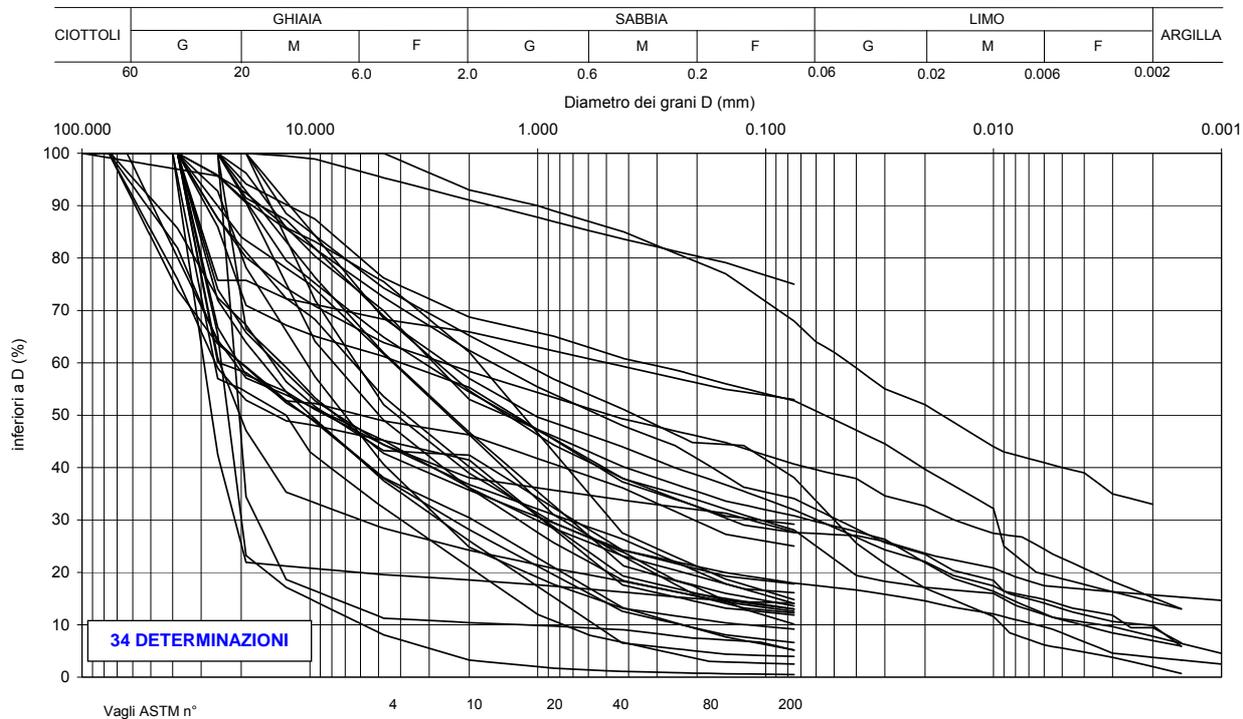


Figura 2.5.24

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

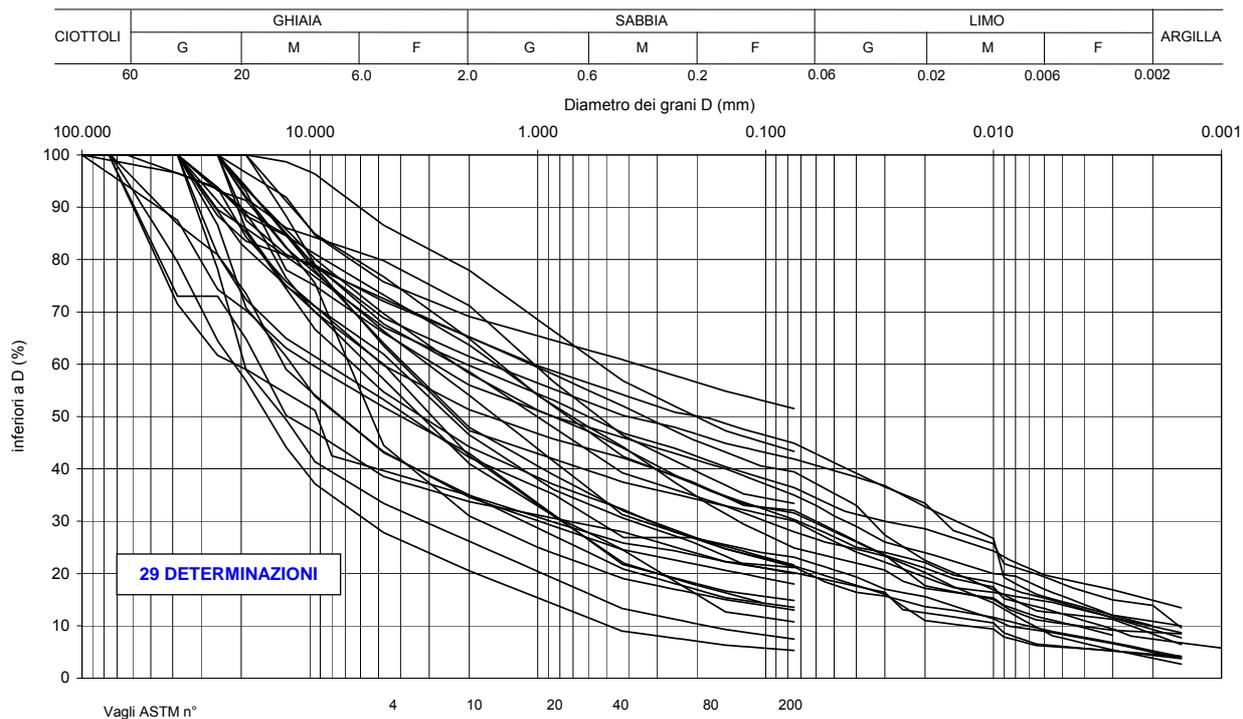


Figura 2.5.25

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

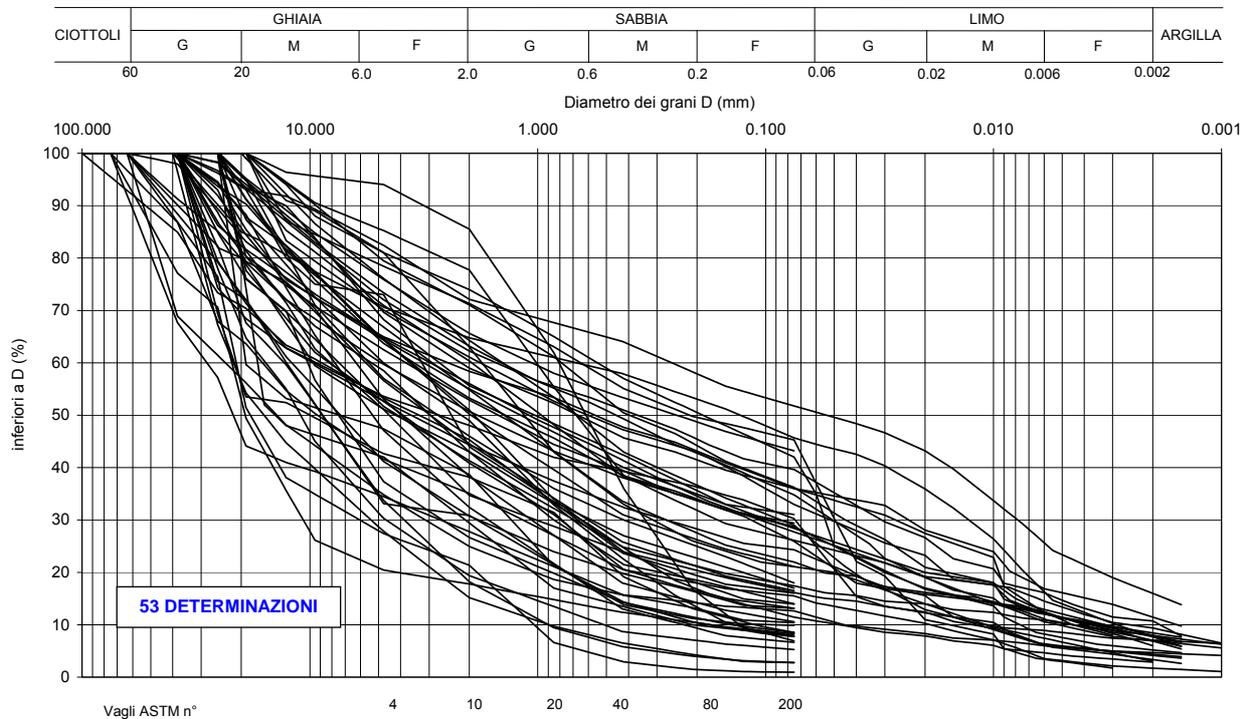


Figura 2.5.26

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

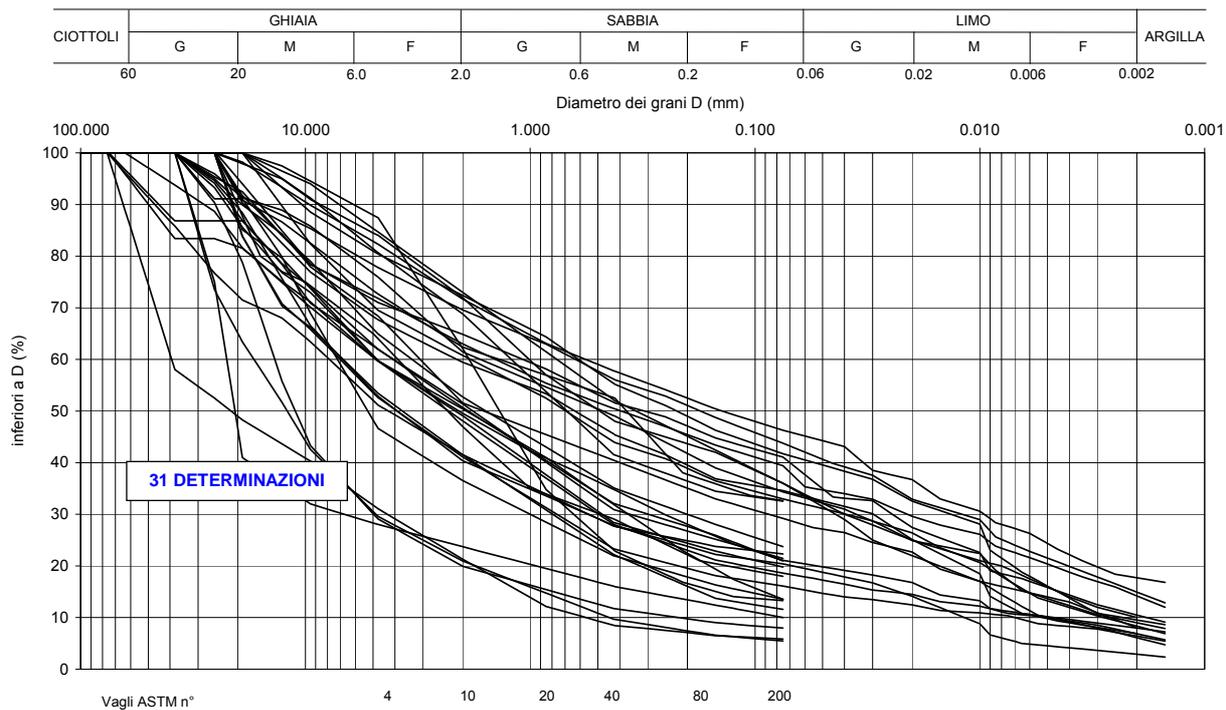


Figura 2.5.27

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

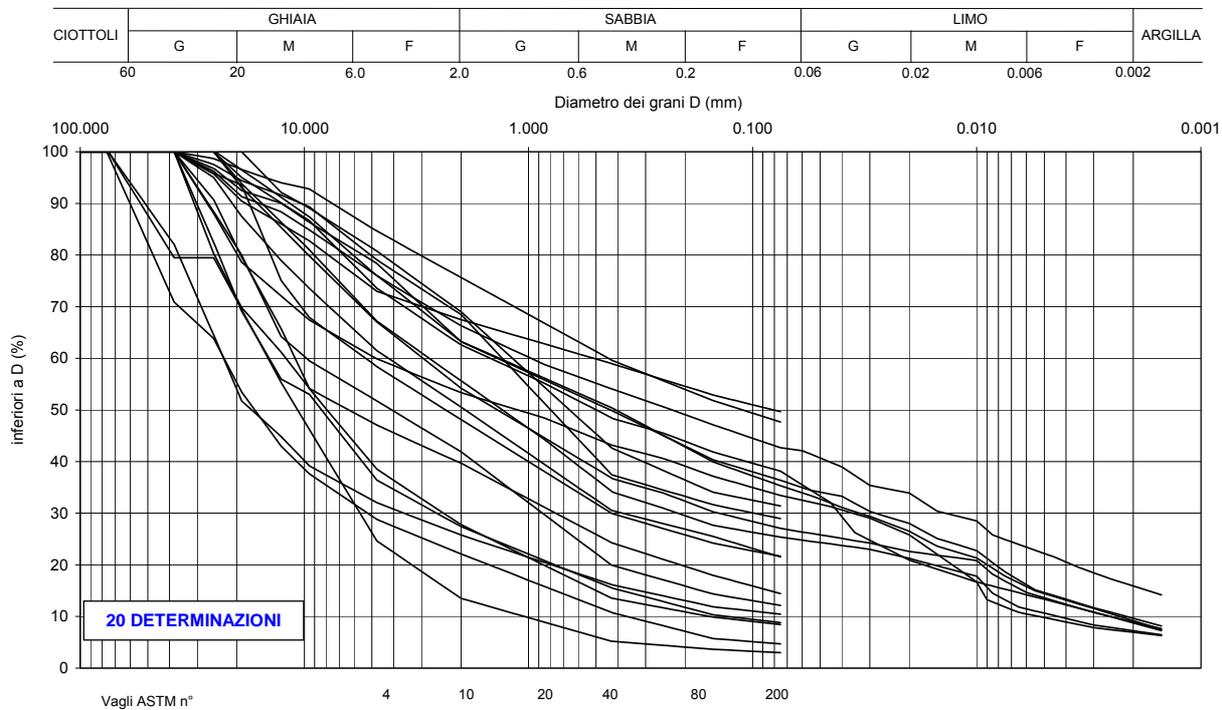


Figura 2.5.28

Da 45.0 a 60.0 m da p.c.

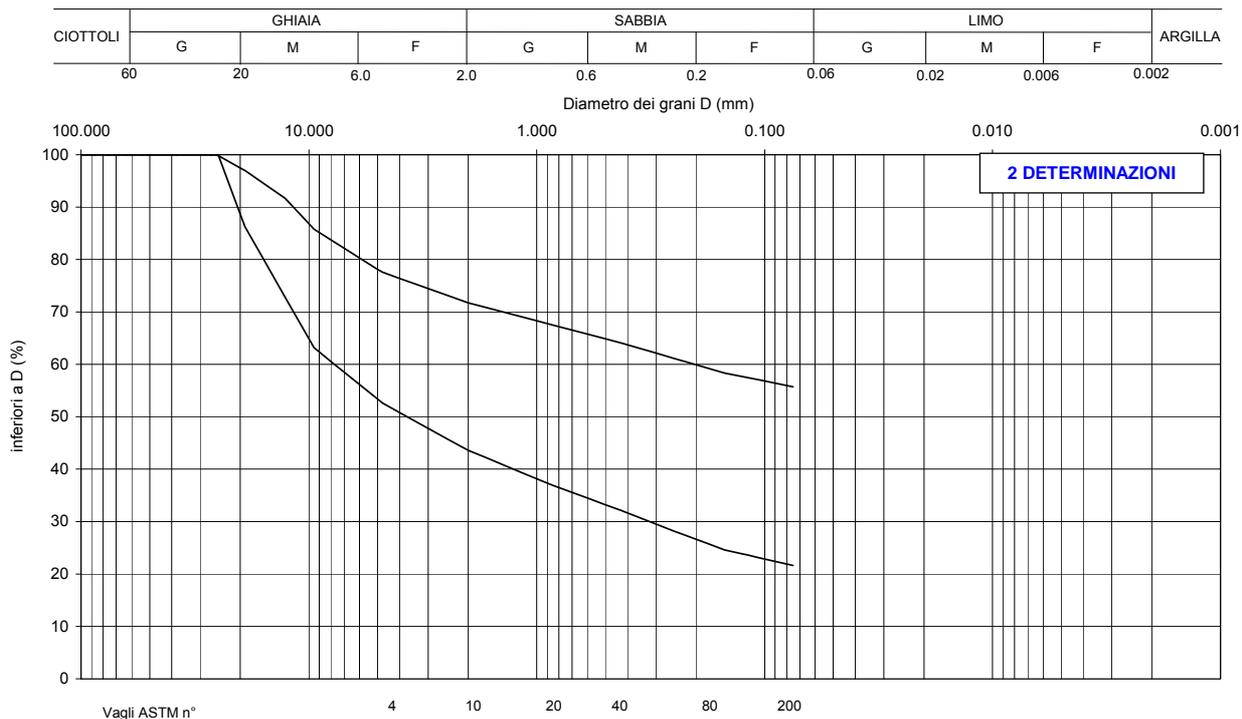


Figura 2.5.29

- ✖ Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

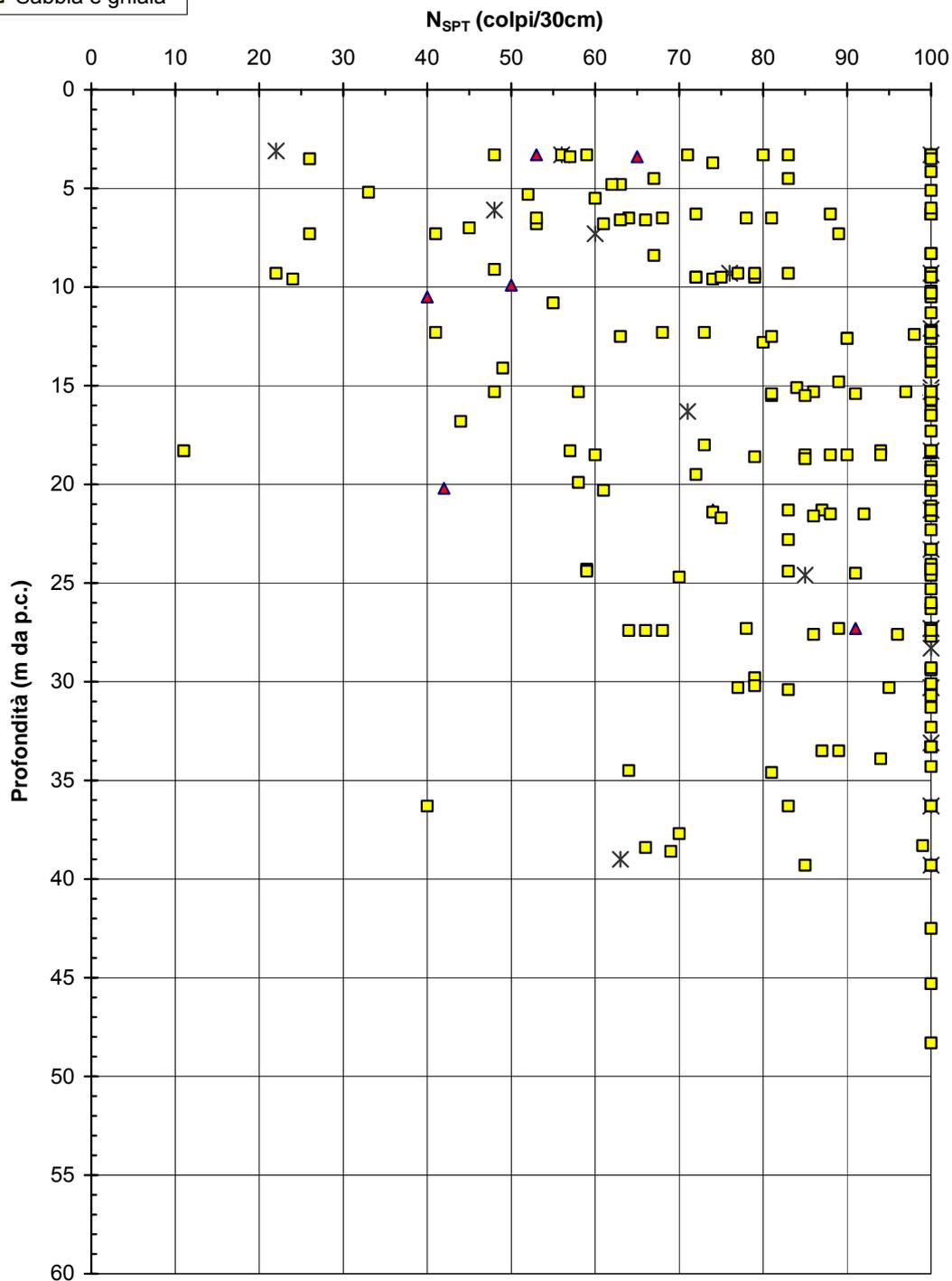


Figura 2.5.30

Velocità onde di taglio

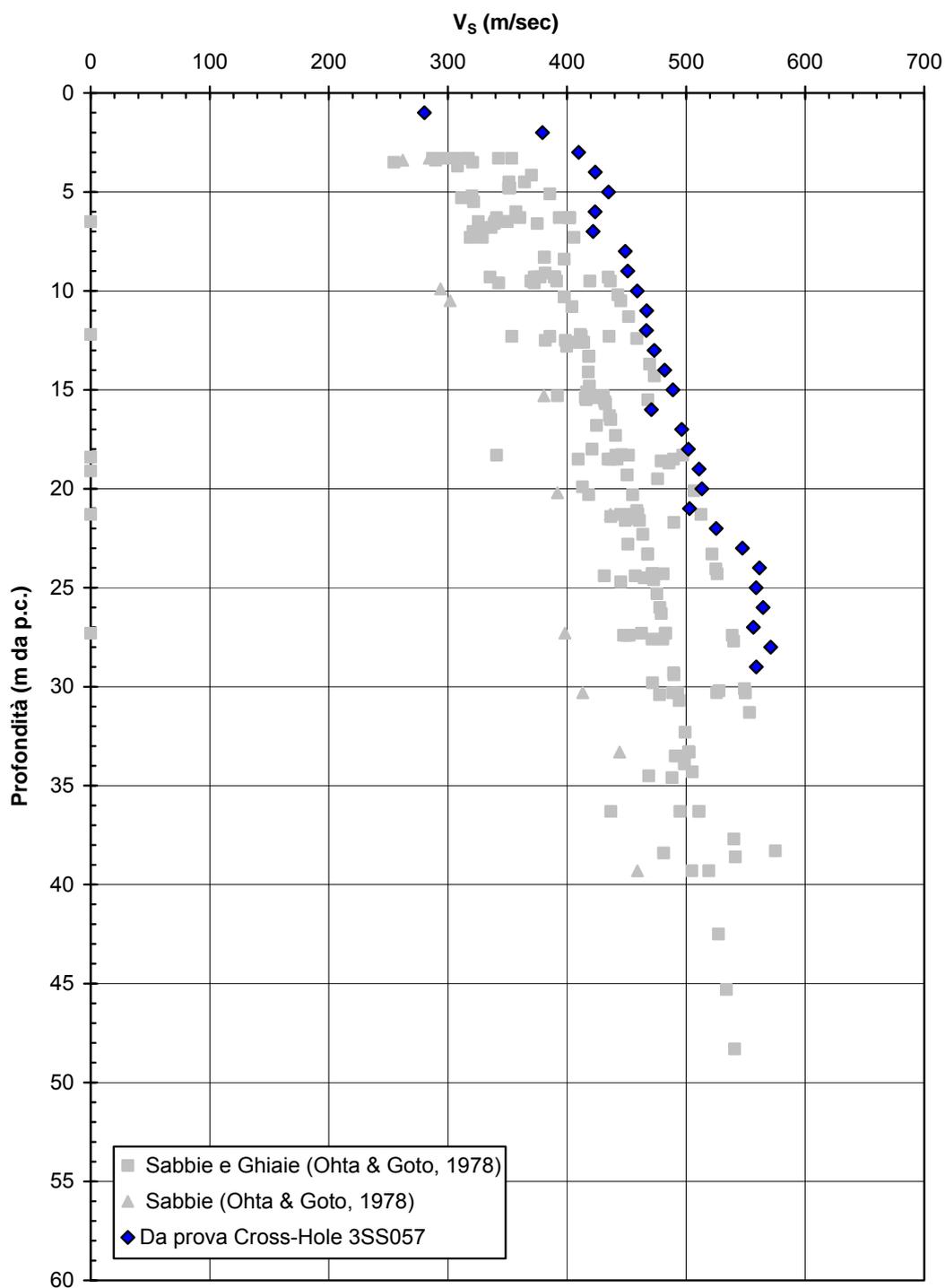


Figura 2.5.31

Modulo G_0 iniziale

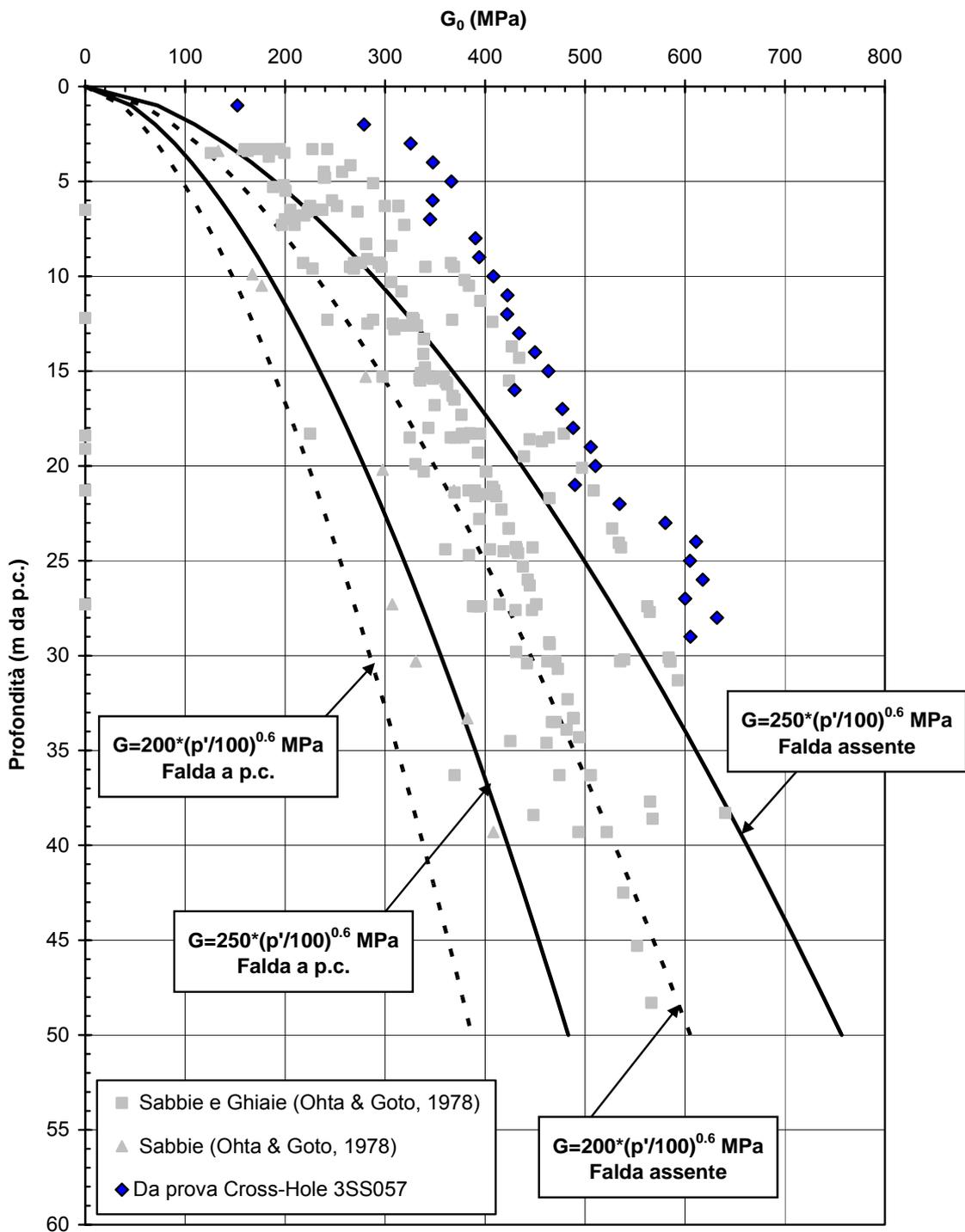


Figura 2.5.32

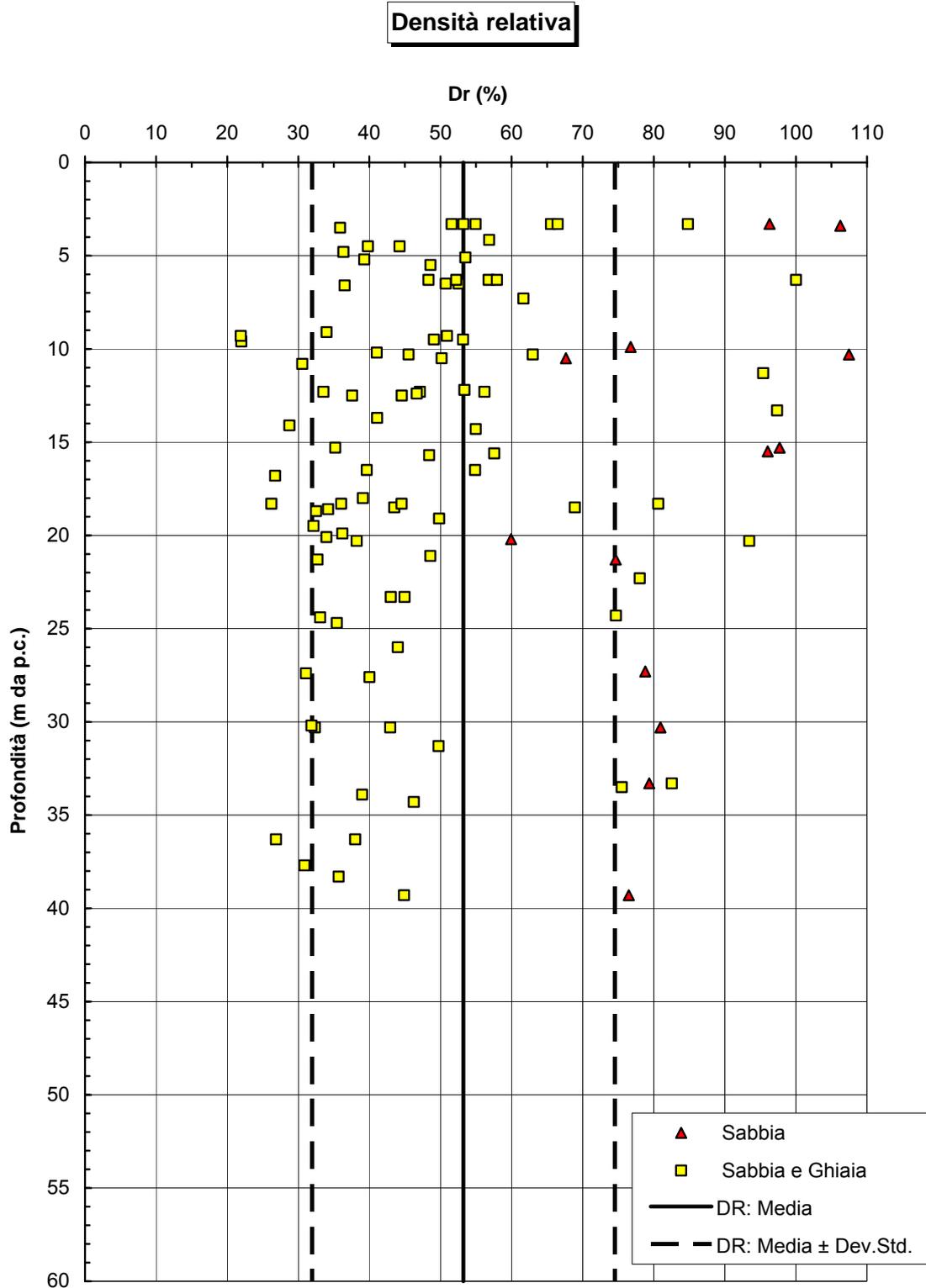


Figura 2.5.33

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

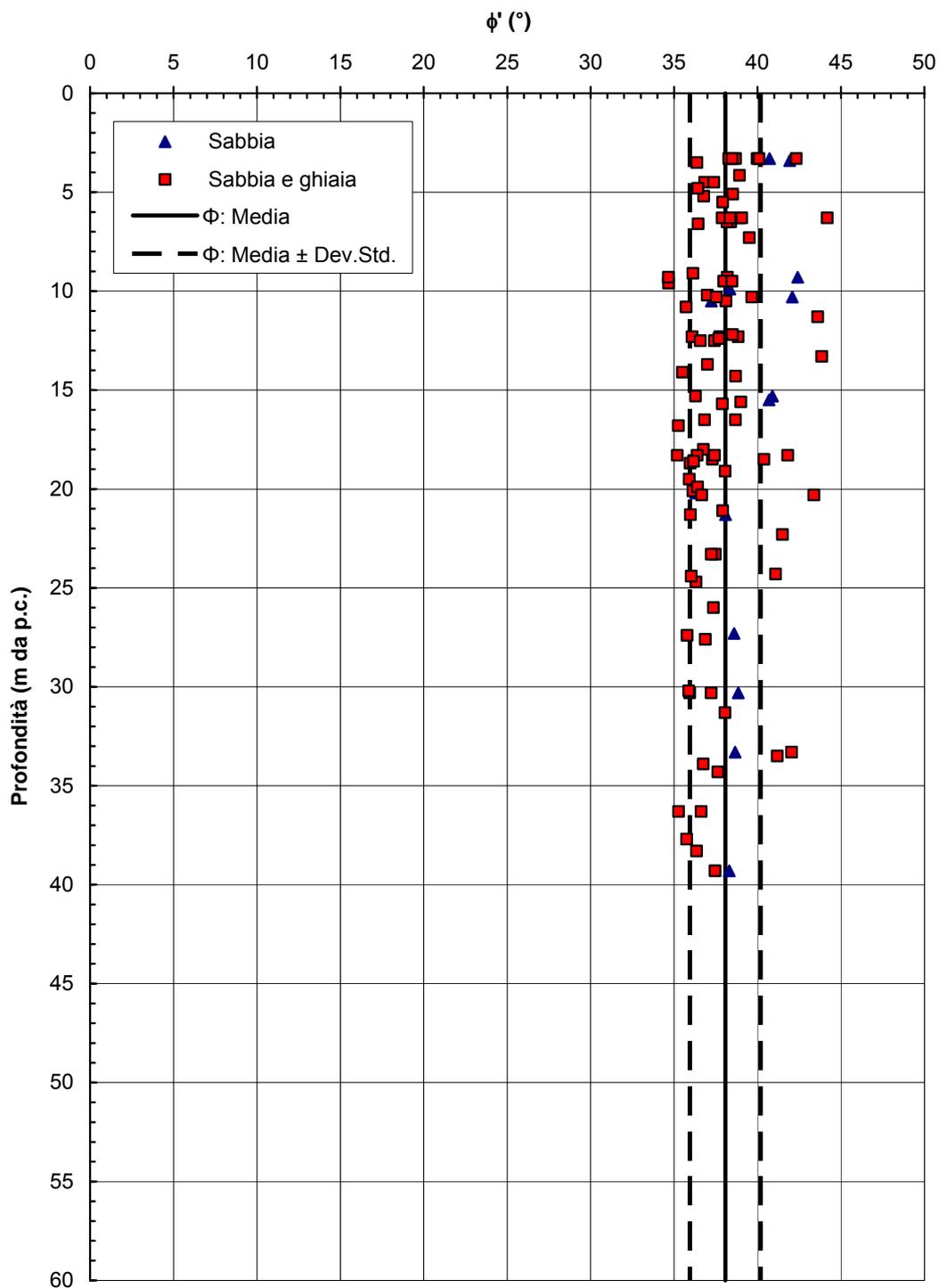
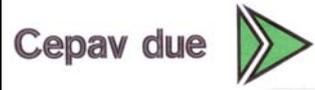


Figura 2.5.34

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
201 di 475

ALLEGATO 6

Figure relative al capitolo 2.6

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

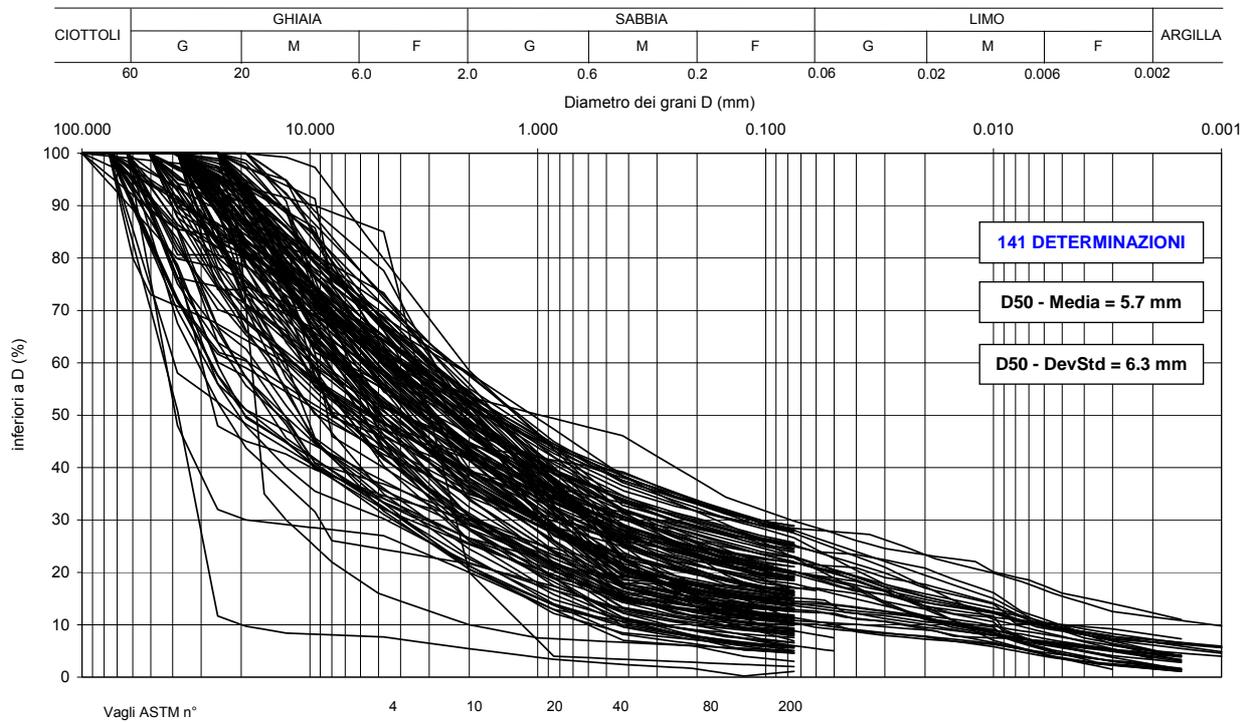


Figura 2.6.1

SABBIE CON GHIAIA DEBOLMENTE LIMOSE

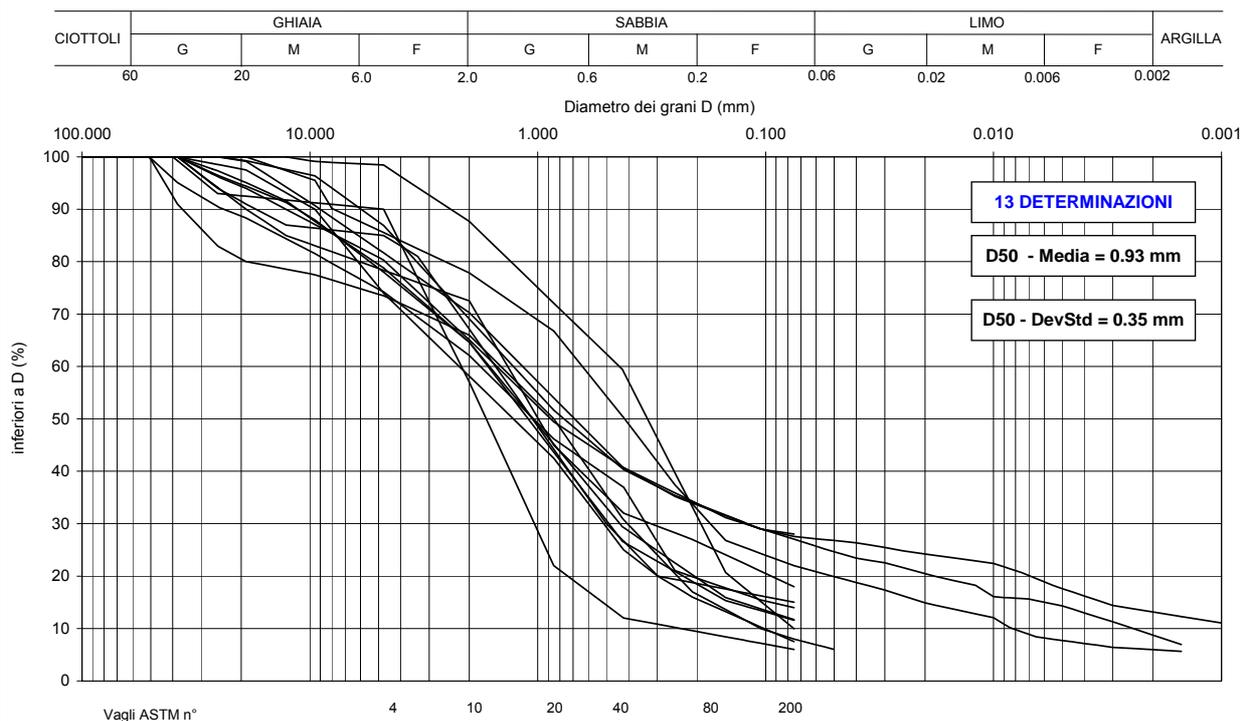


Figura 2.6.2

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

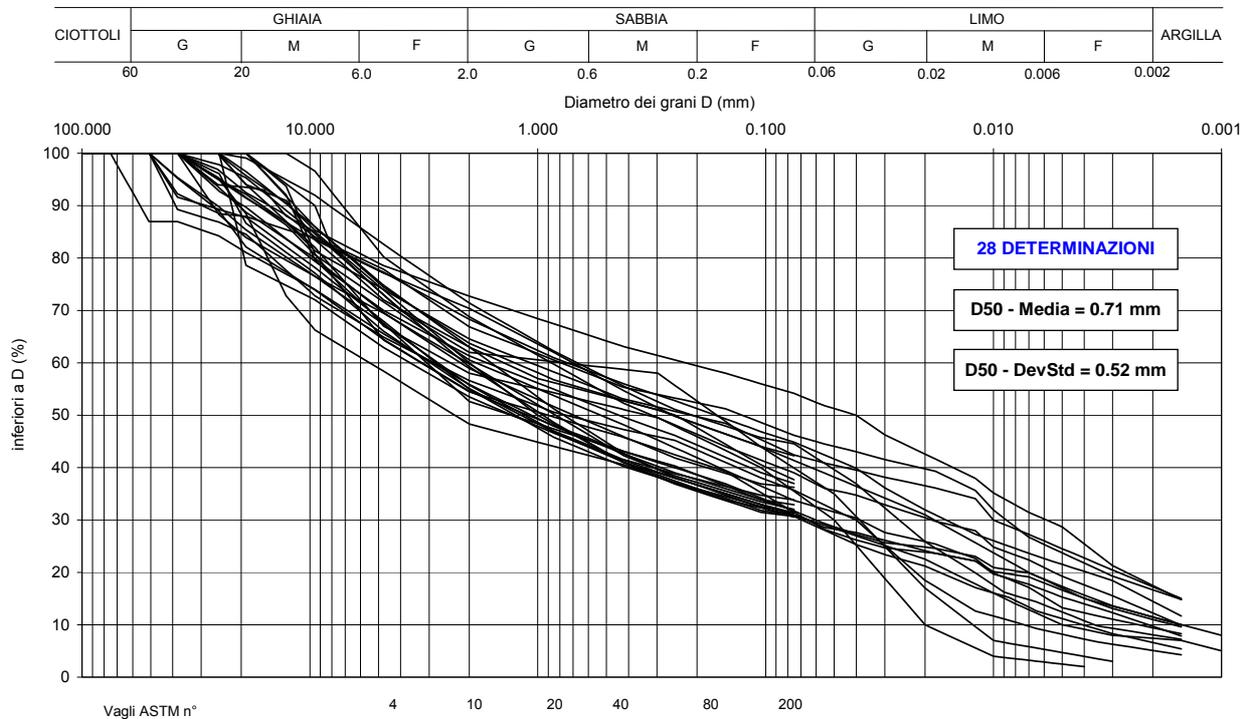


Figura 2.6.3

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

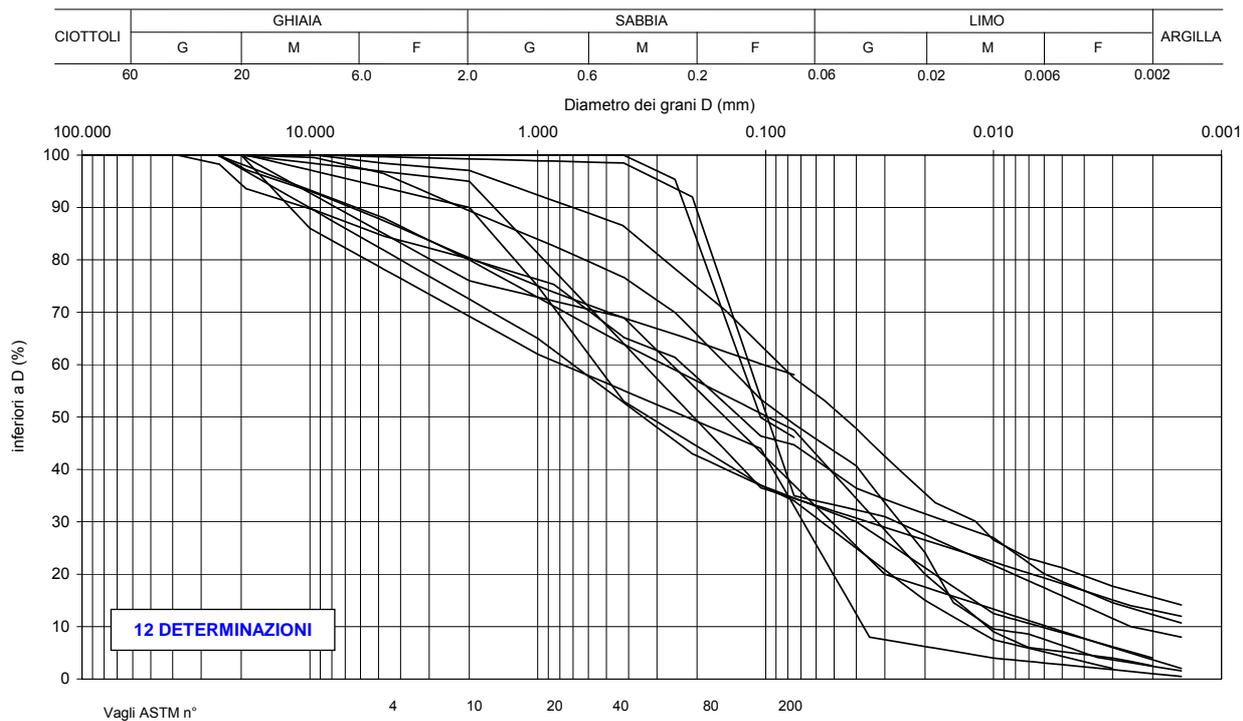


Figura 2.6.4

LIMI ARGILLOSI

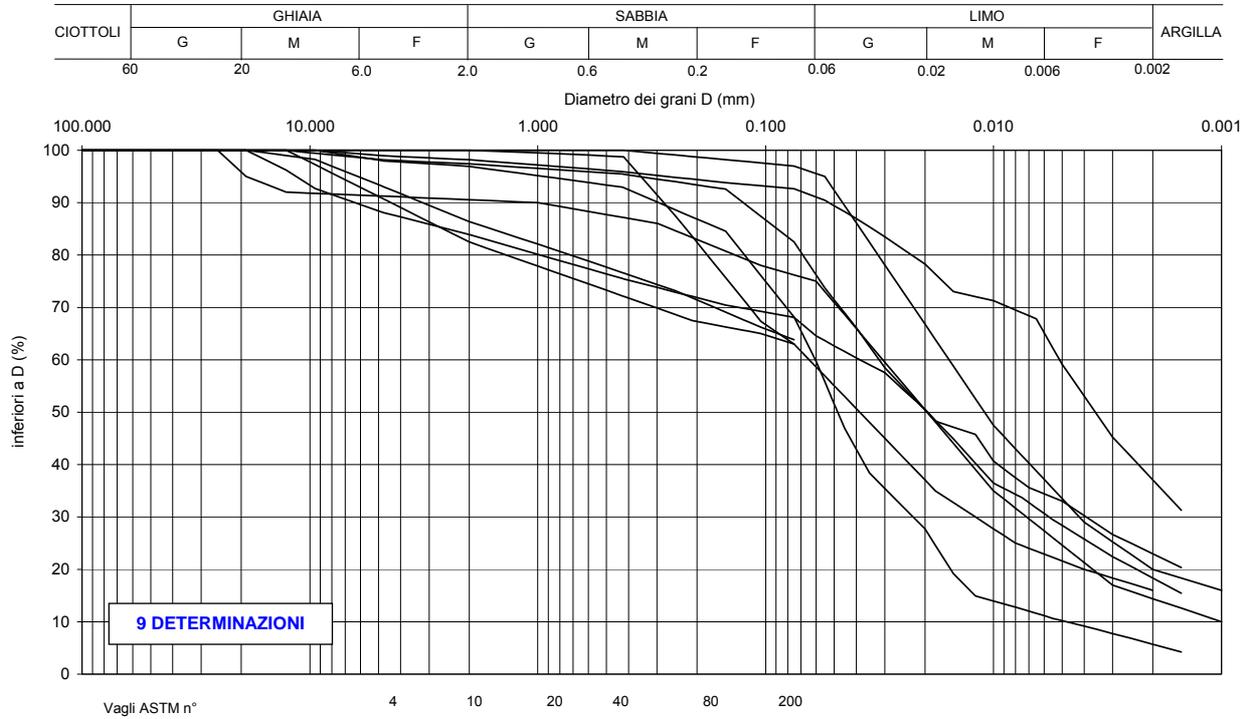


Figura 2.6.5

ARGILLE LIMOSE

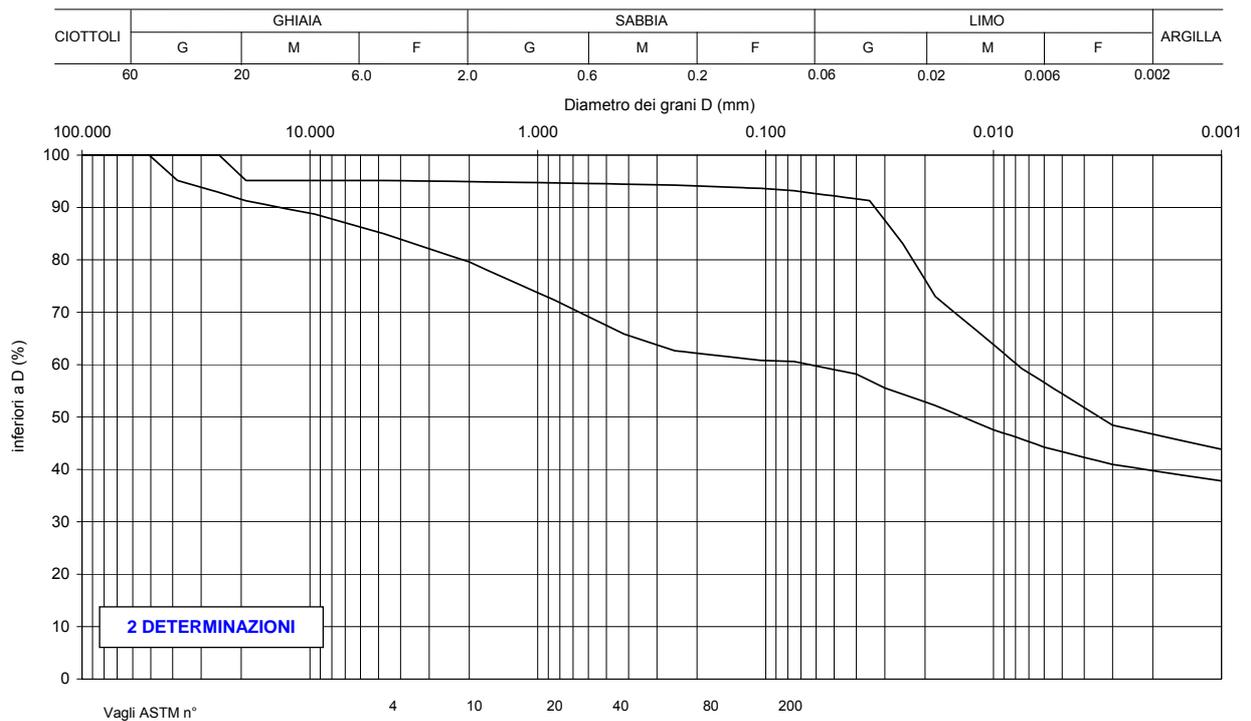


Figura 2.6.6

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

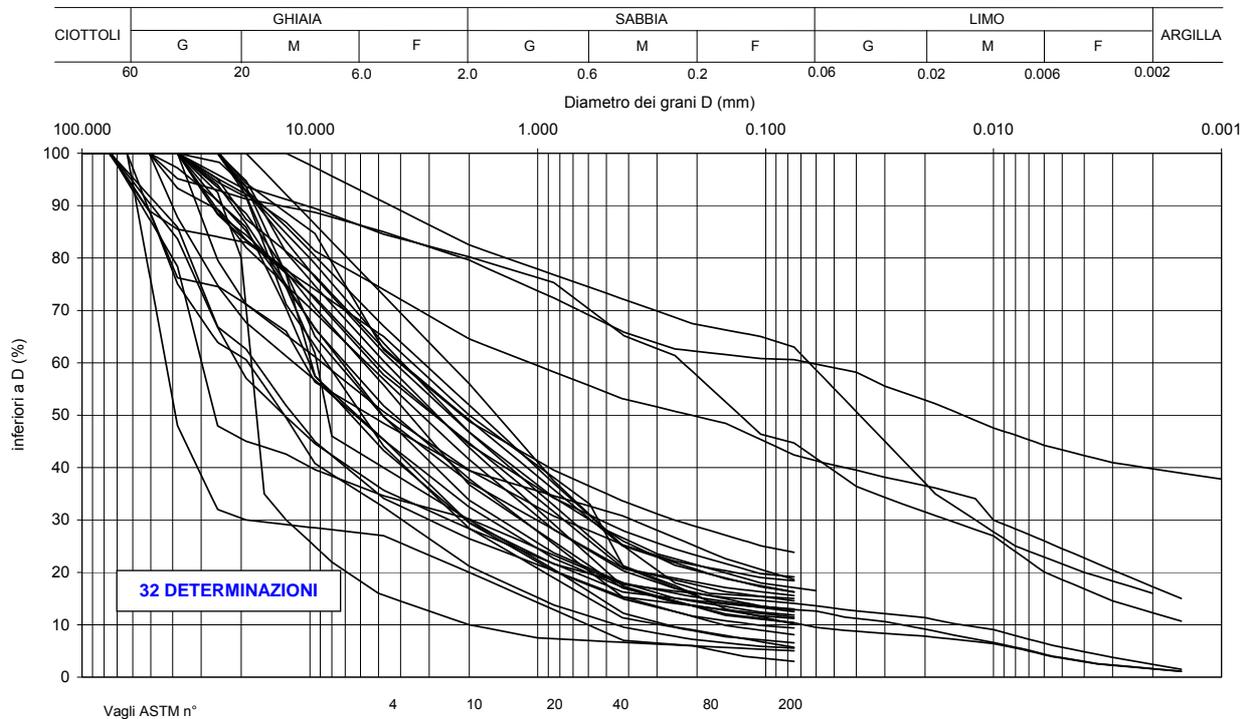


Figura 2.6.7

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

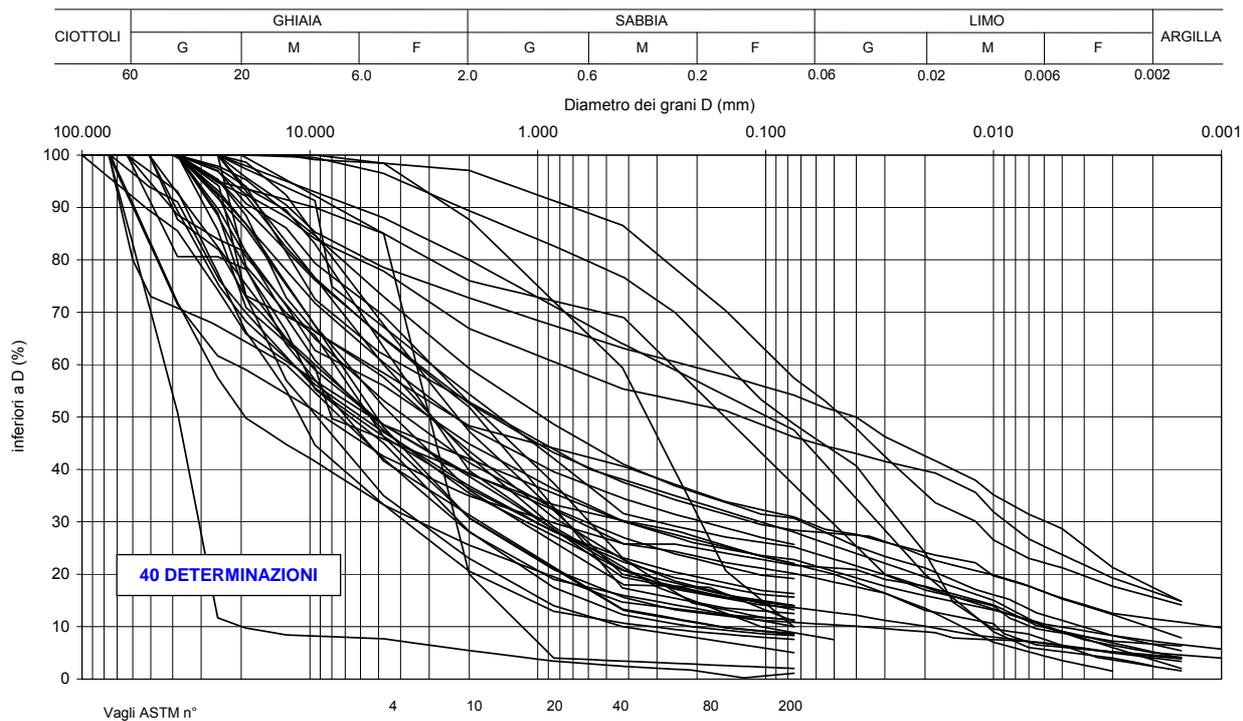


Figura 2.6.8

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

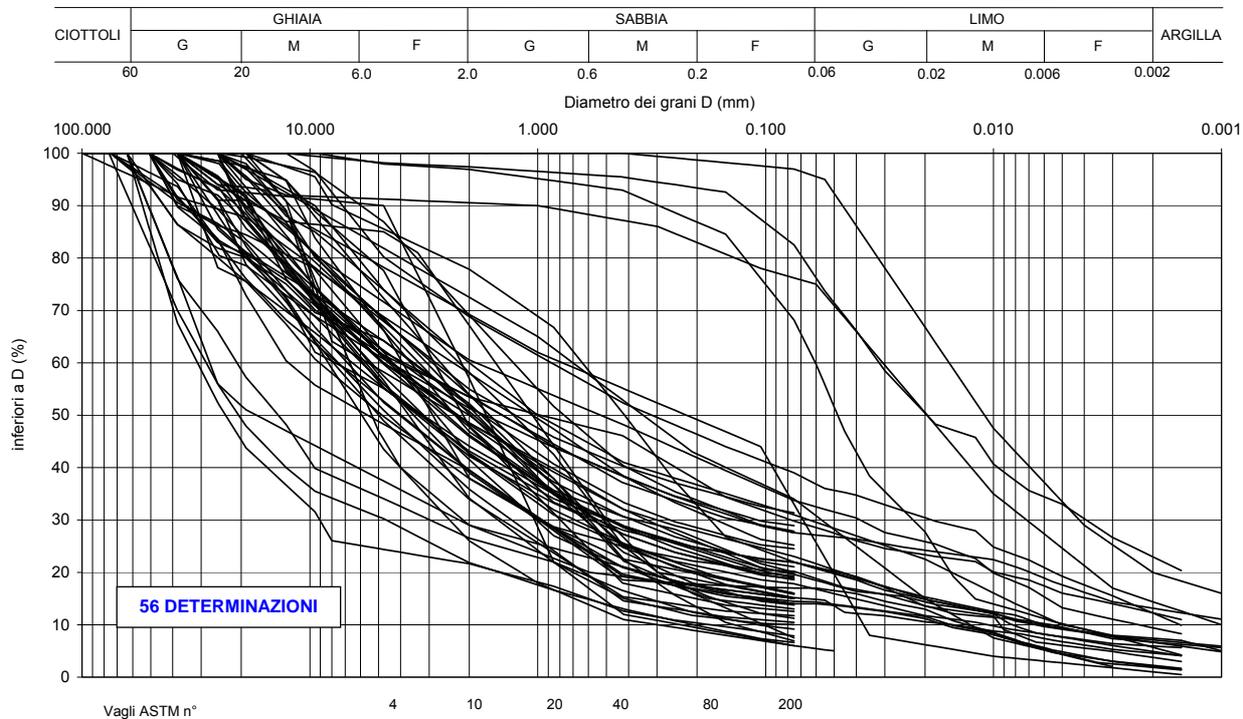


Figura 2.6.9

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

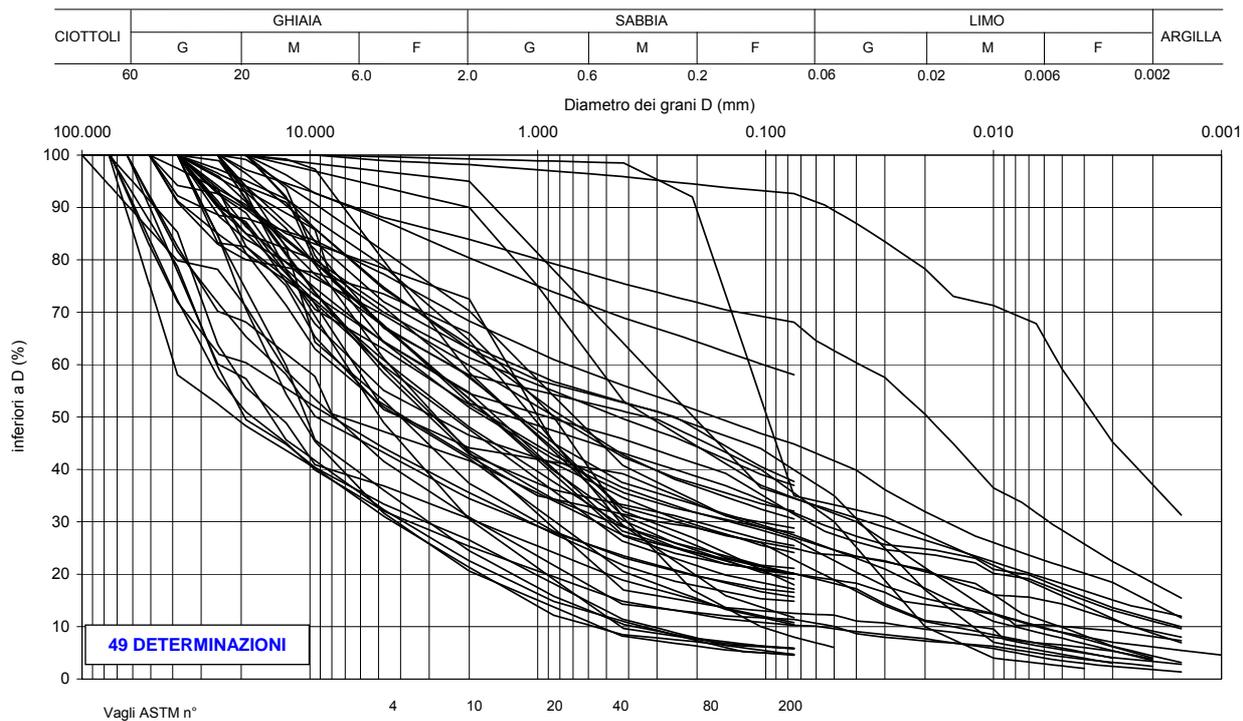


Figura 2.6.10

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

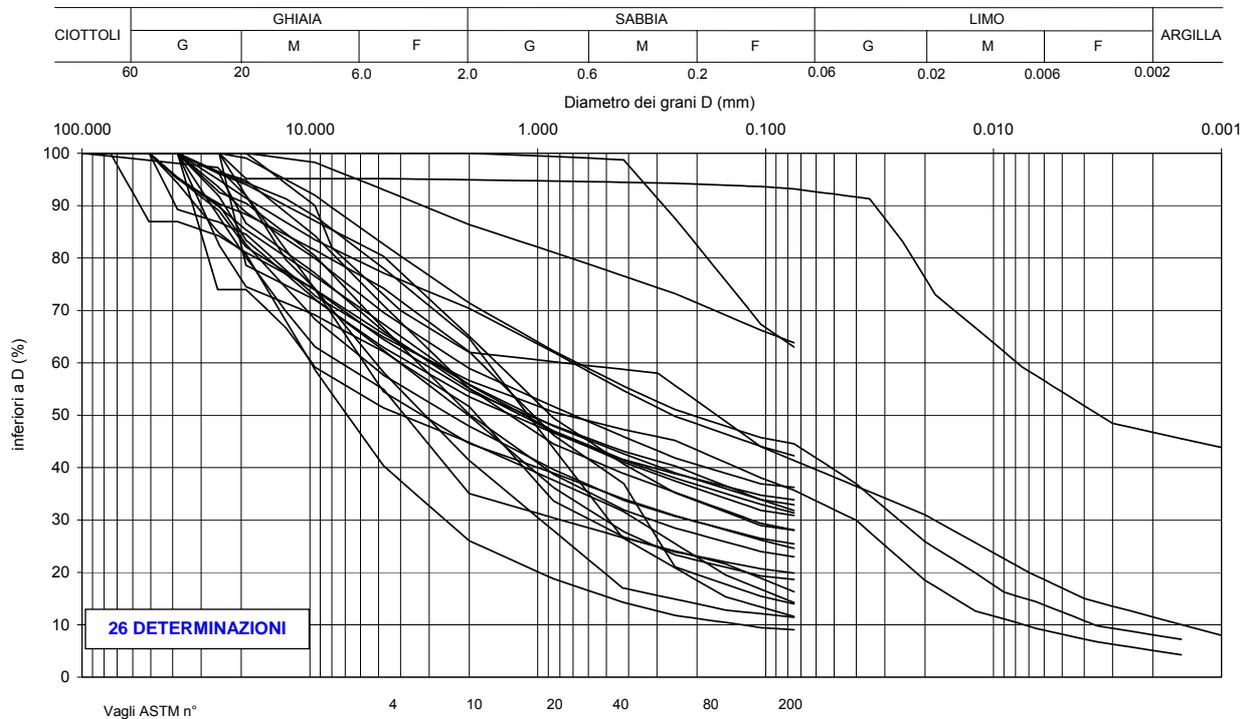


Figura 2.6.11

Da 45.0 a 60.0 m da p.c.

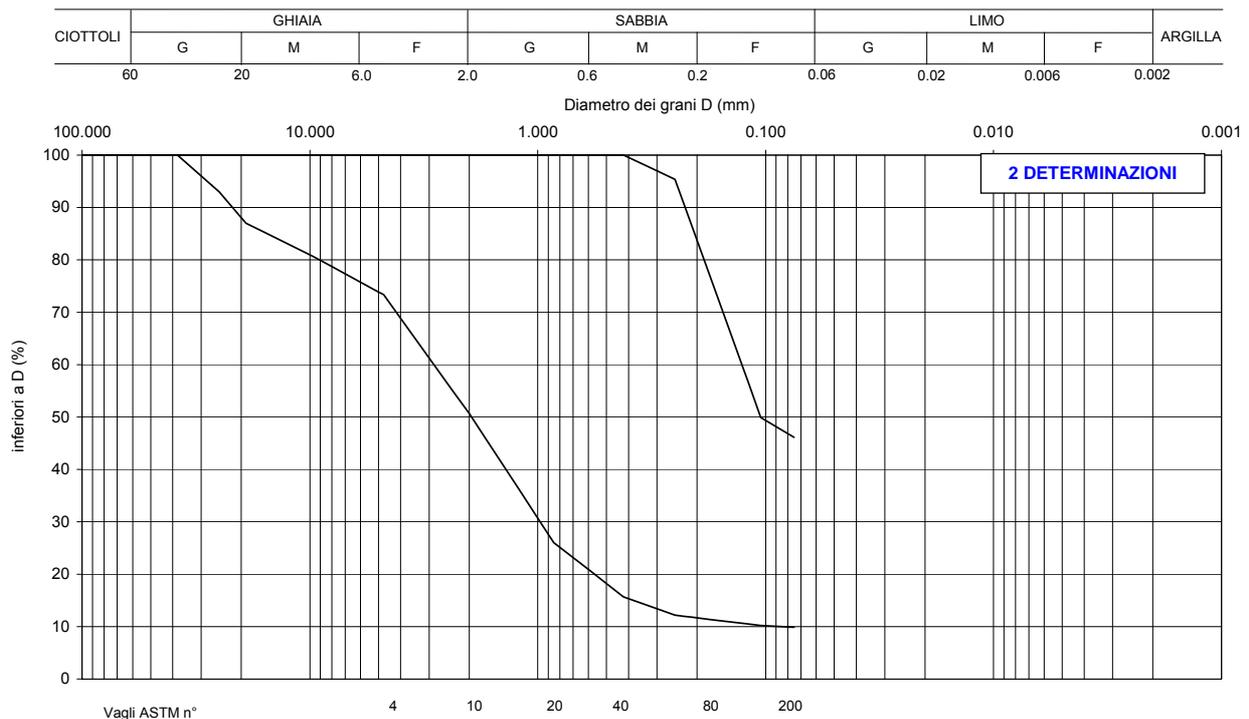


Figura 2.6.12

- ✖ Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

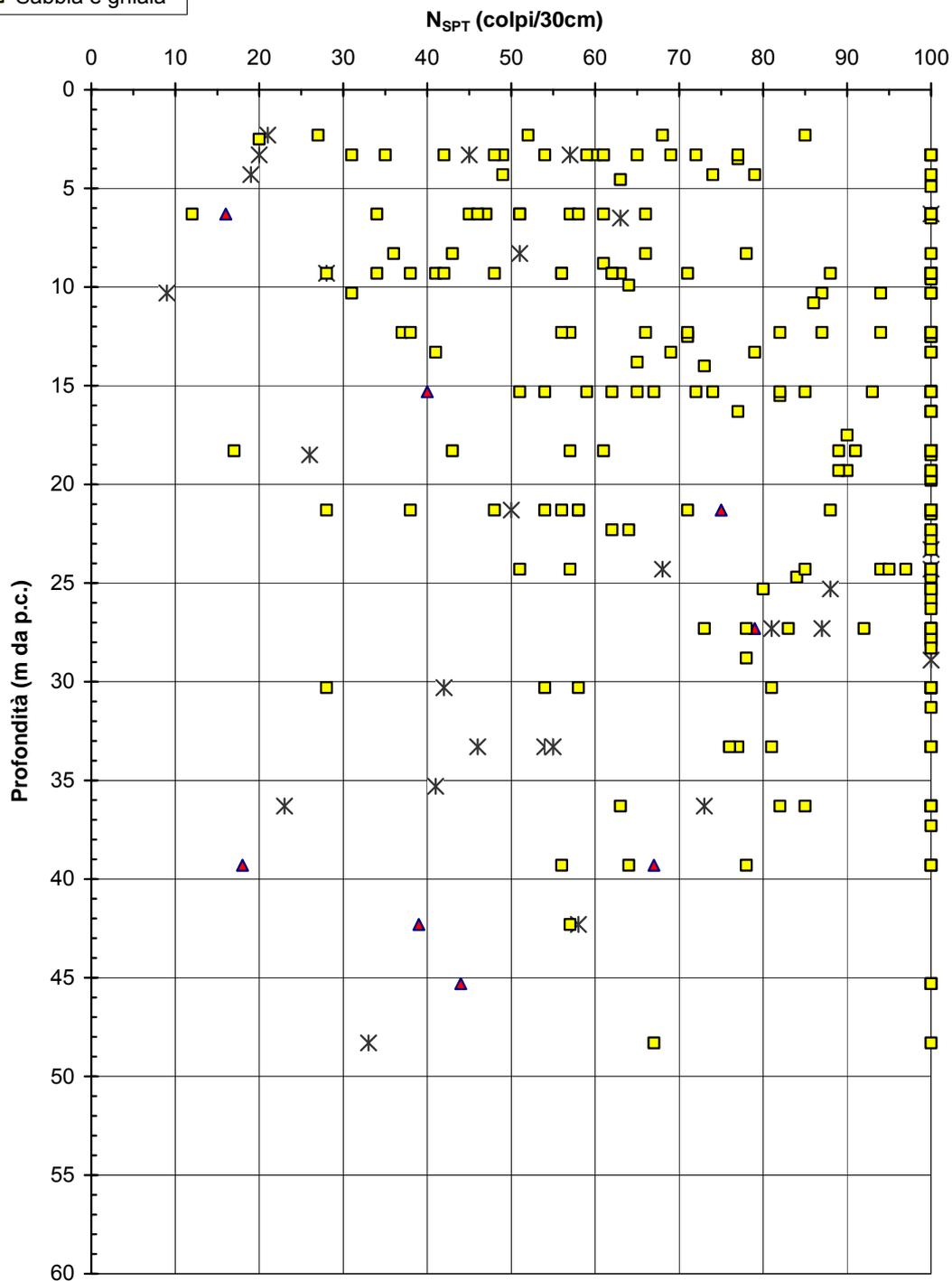


Figura 2.6.13

Velocità onde di taglio

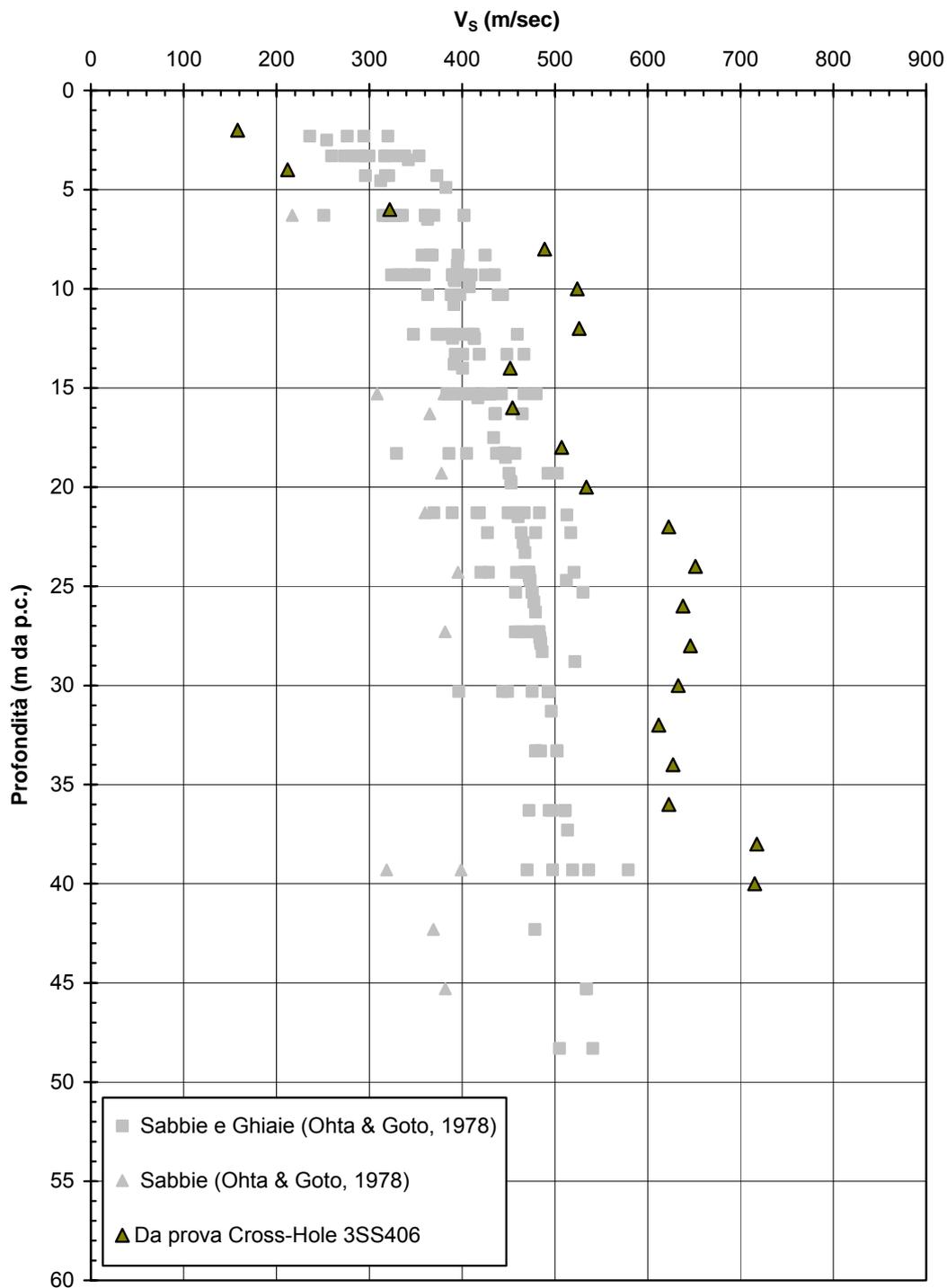


Figura 2.6.14

Modulo G_0 iniziale

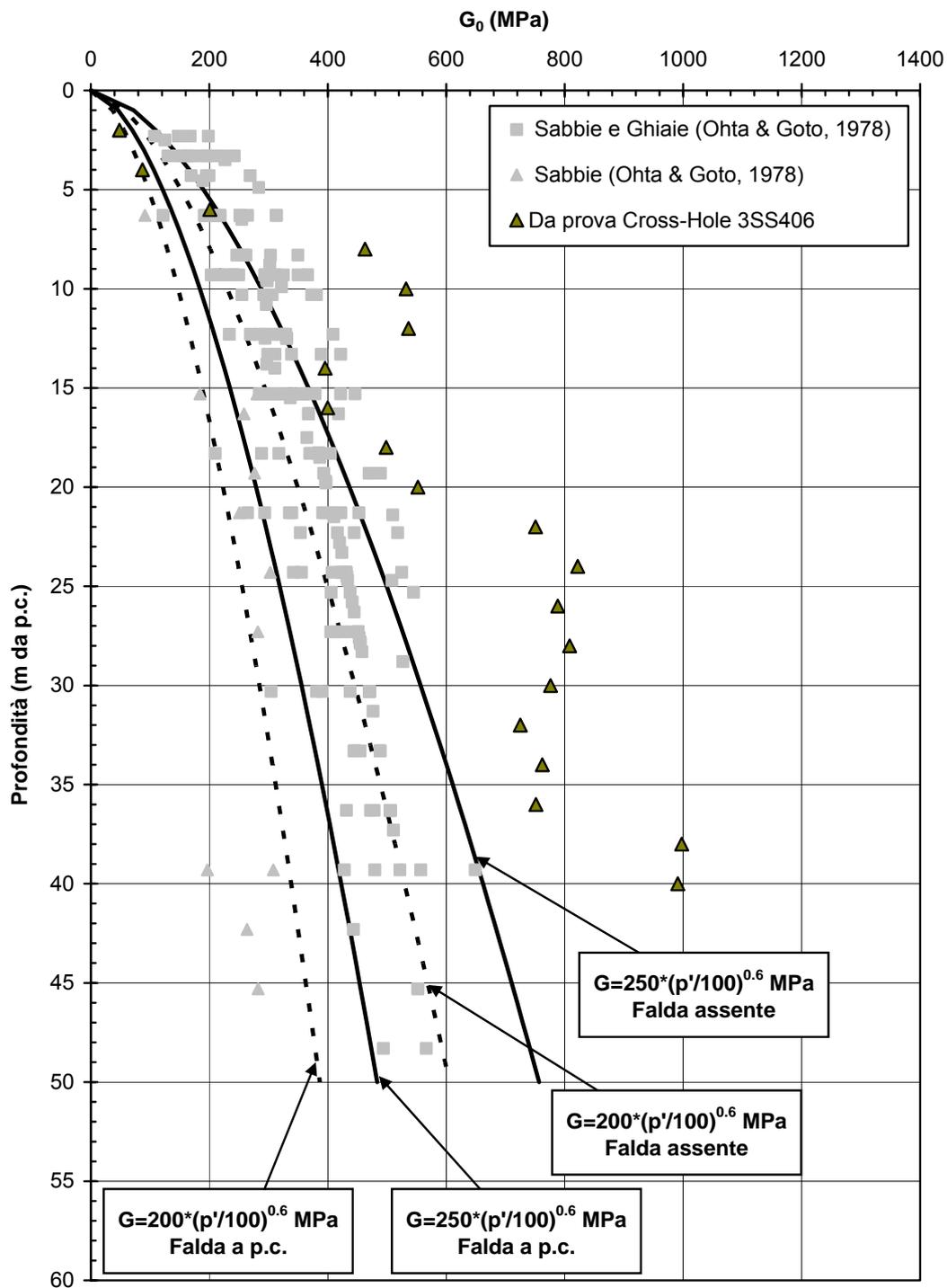


Figura 2.6.15

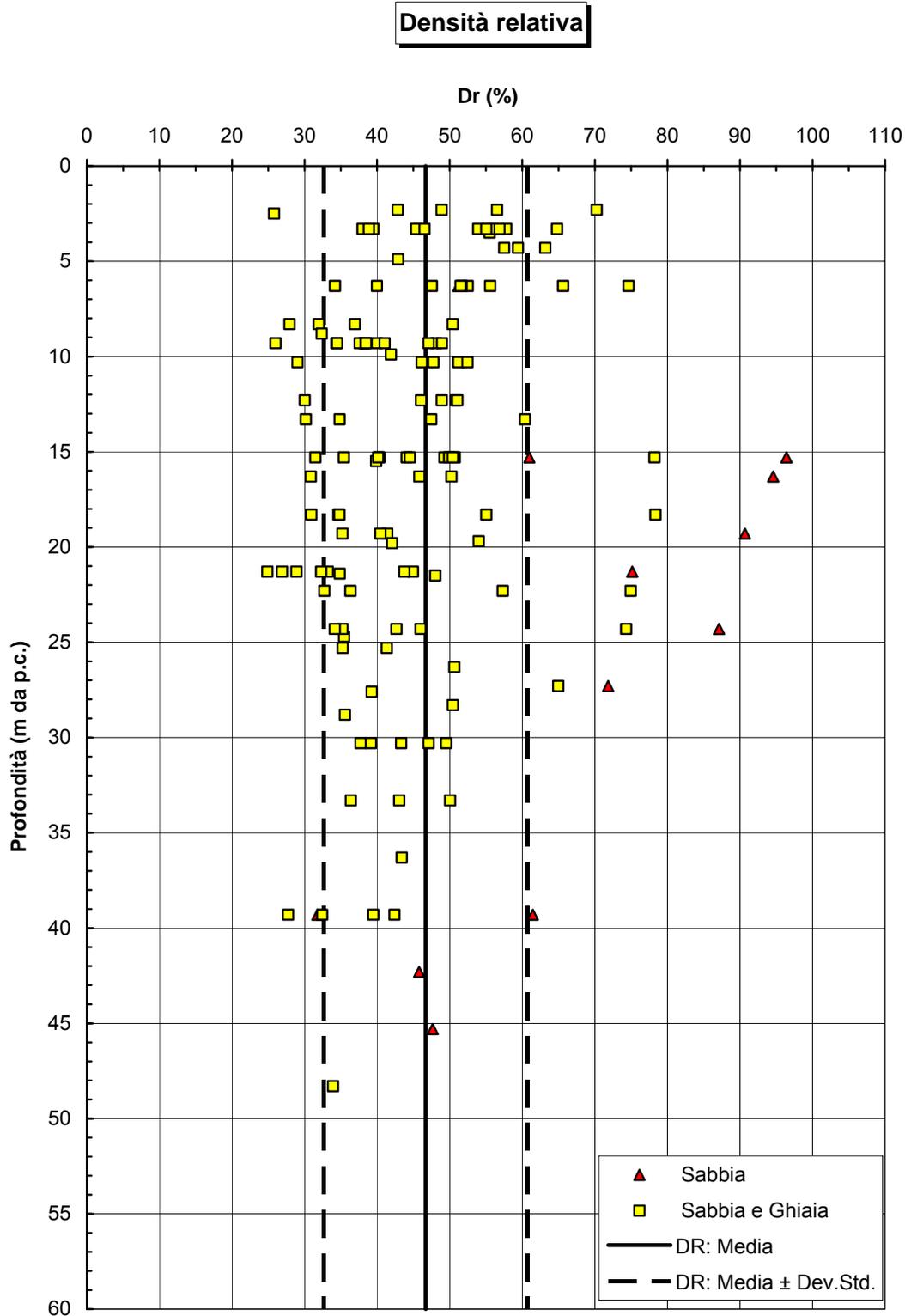


Figura 2.6.16

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

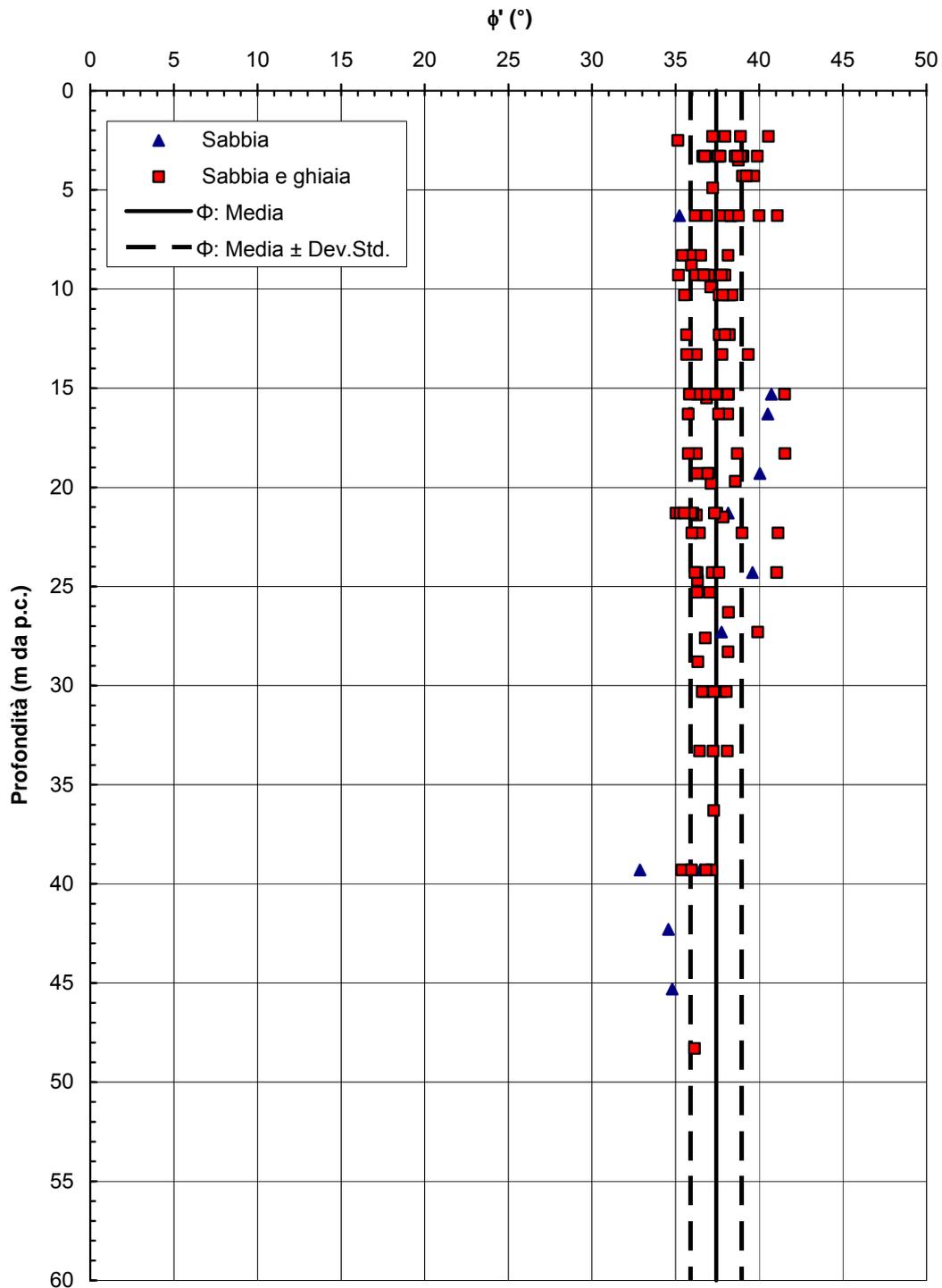


Figura 2.6.17

Resistenza al taglio non drenata

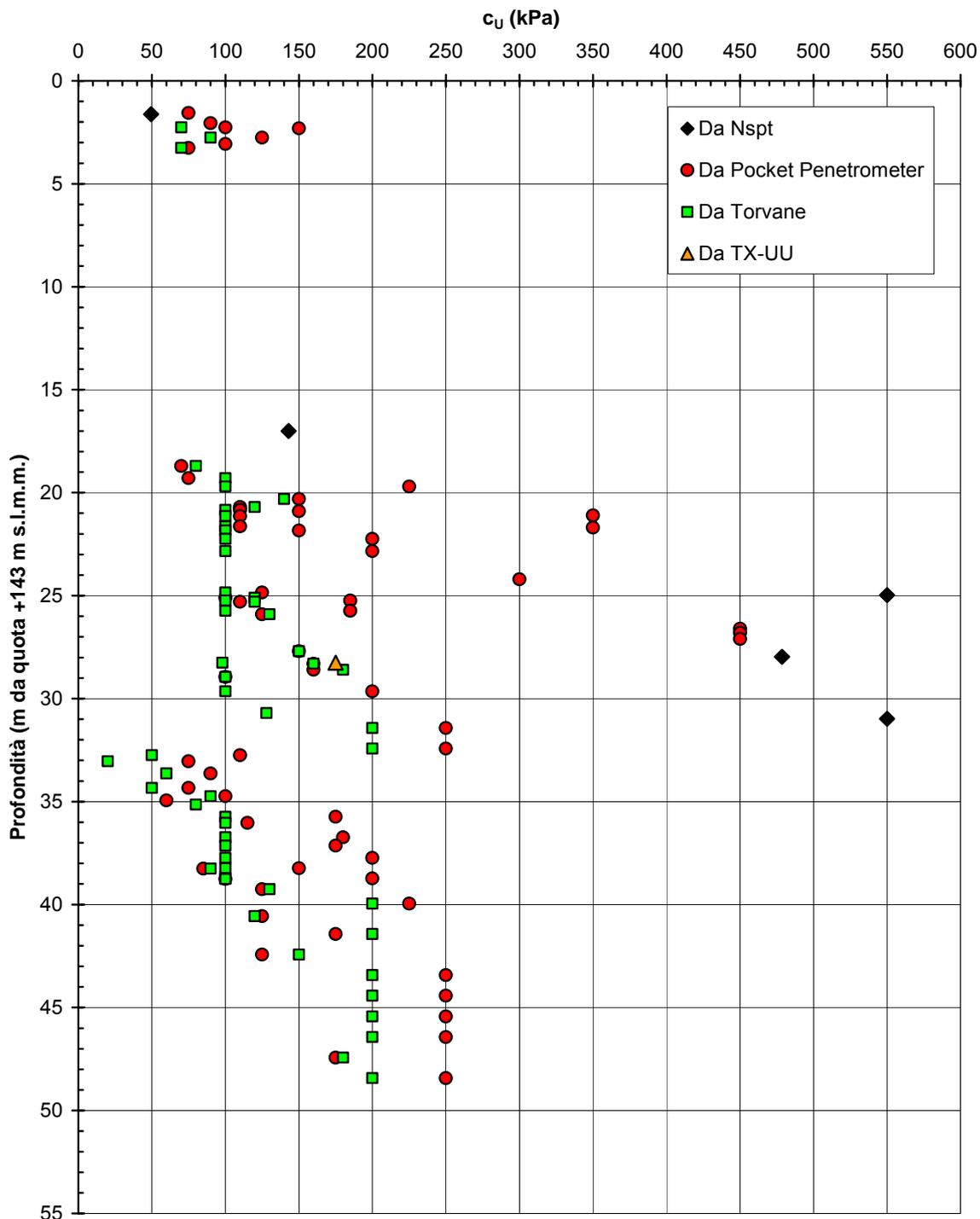
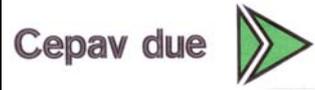


Figura 2.6.18

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
214 di 475

ALLEGATO 7

Figure relative al capitolo 2.8

**A.C. Milano-Verona : Tratte 2, 3, 4 e 5
STRATO 1 - Composizione granulometrica caratteristica**

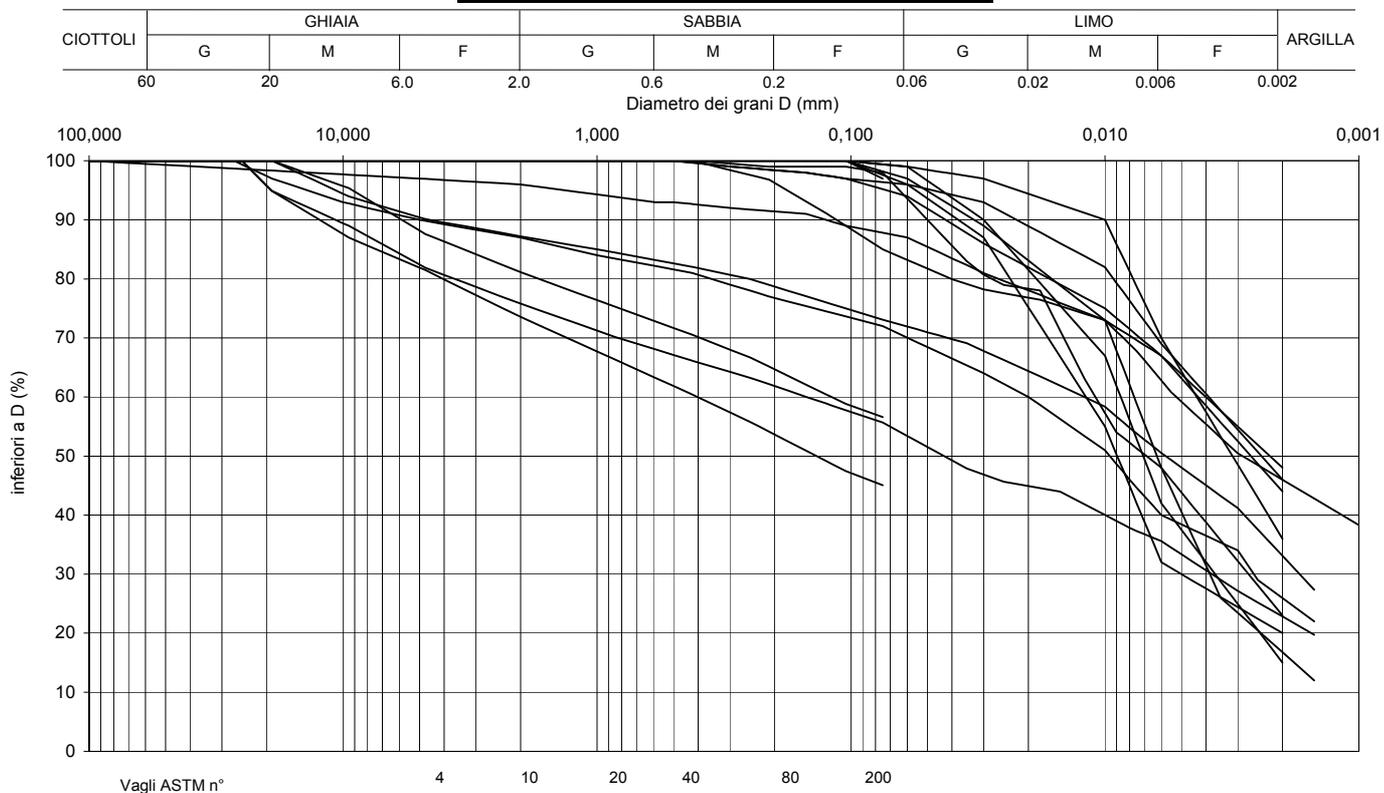


Figura 2.8.1

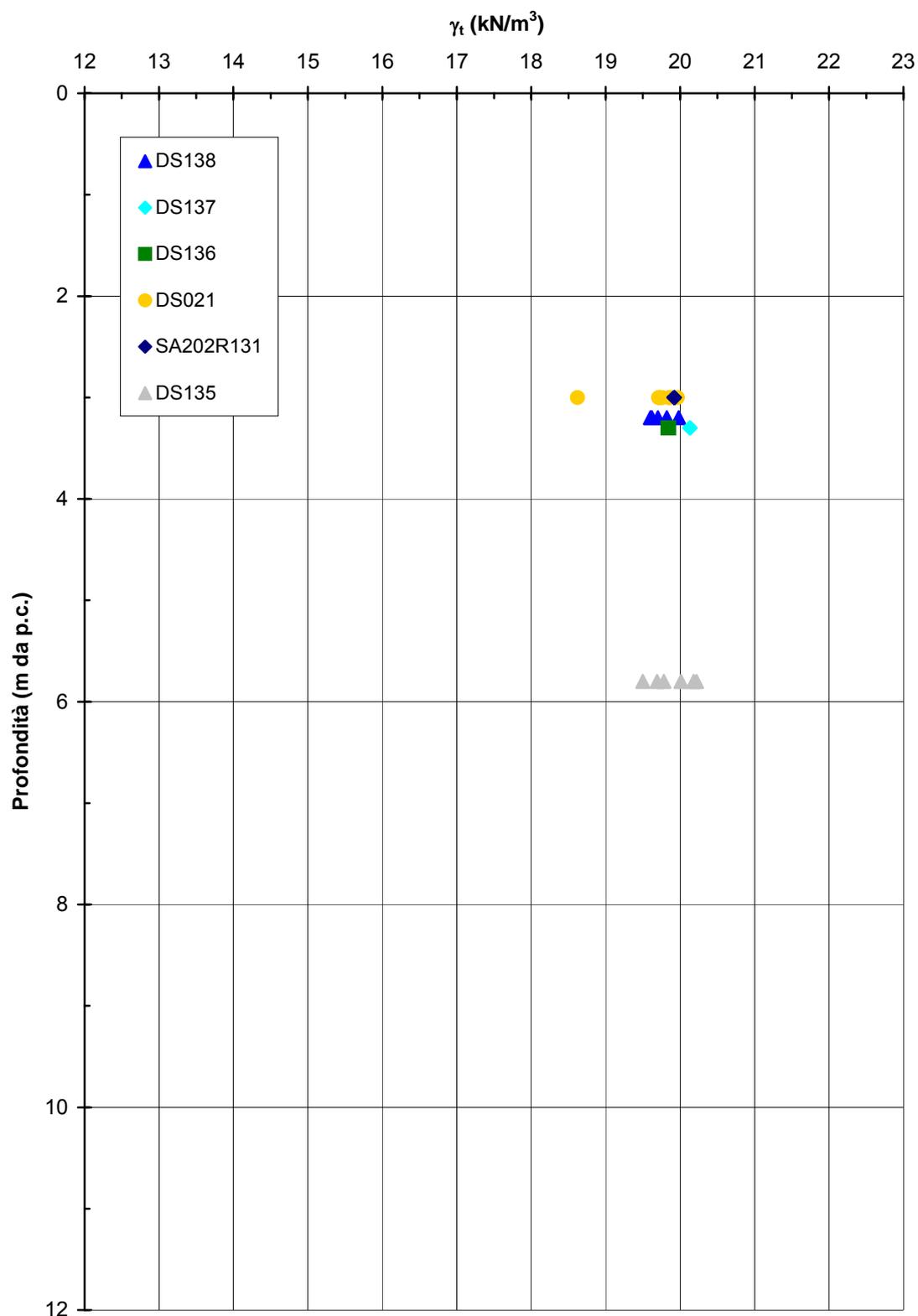
**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Peso di volume naturale**

Figura 2.8.2a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Peso di volume naturale

Figura 2.8.2b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Peso di volume naturale

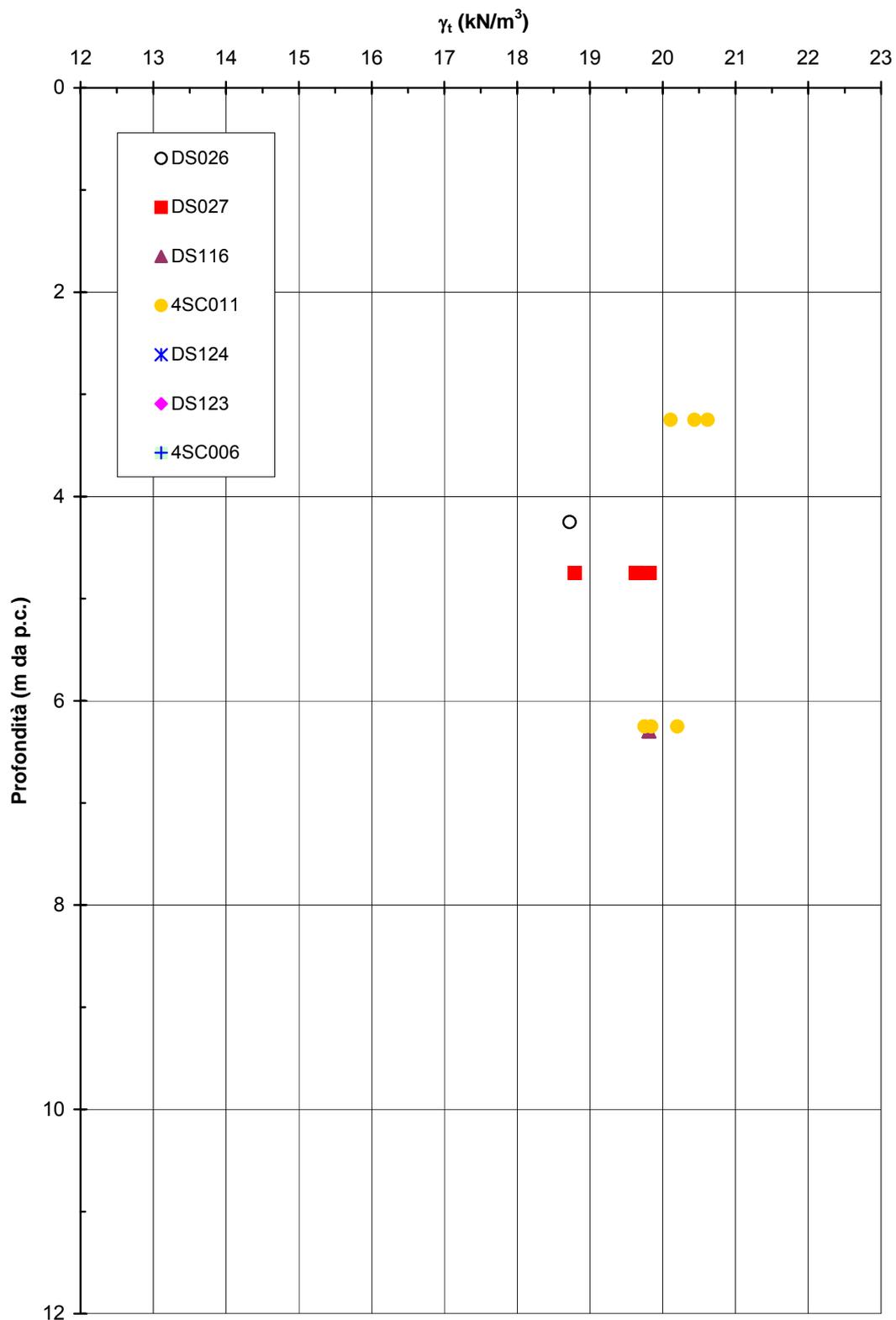


Figura 2.8.2c

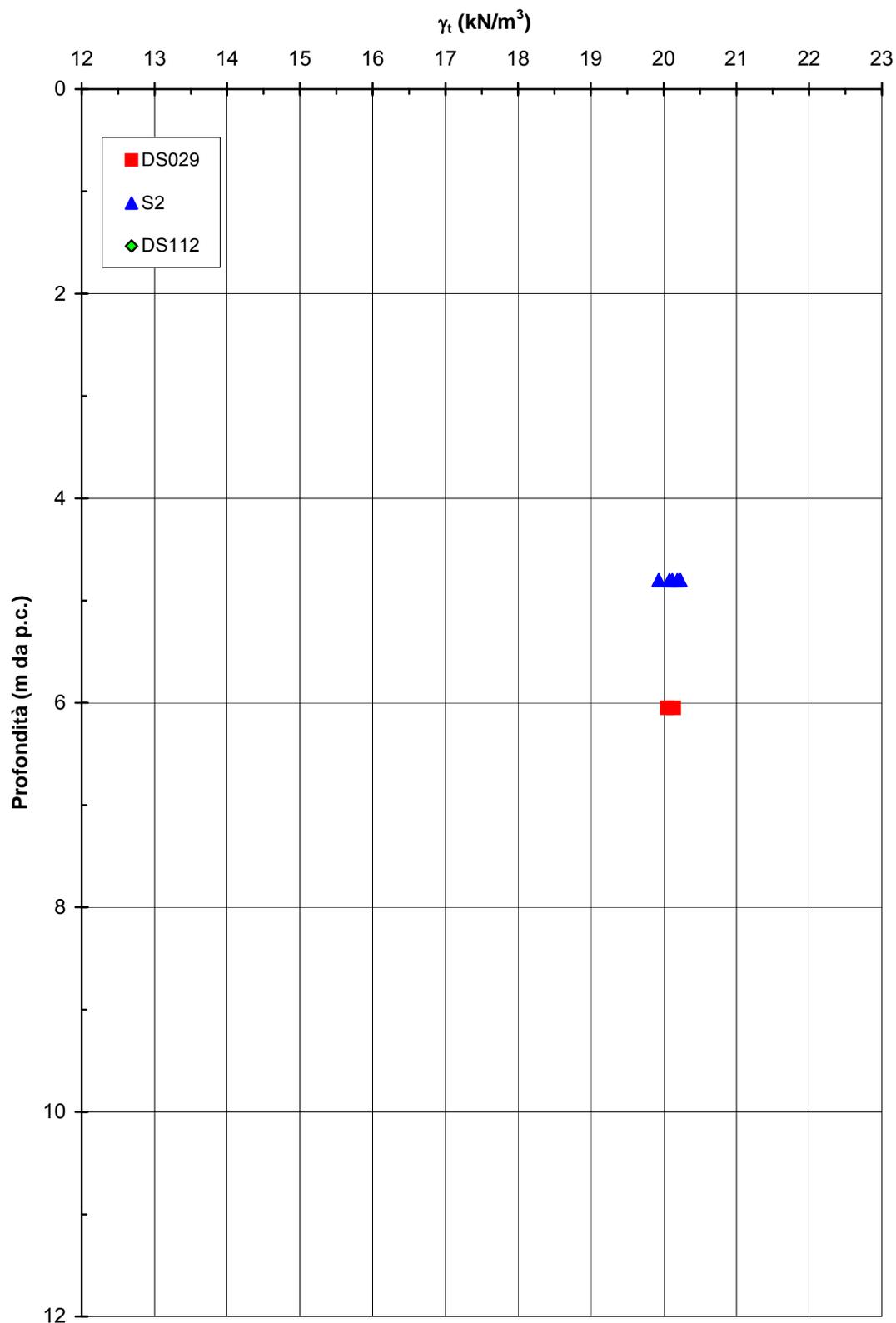
**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Peso di volume naturale**

Figura 2.8.2d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Limite Liquido**

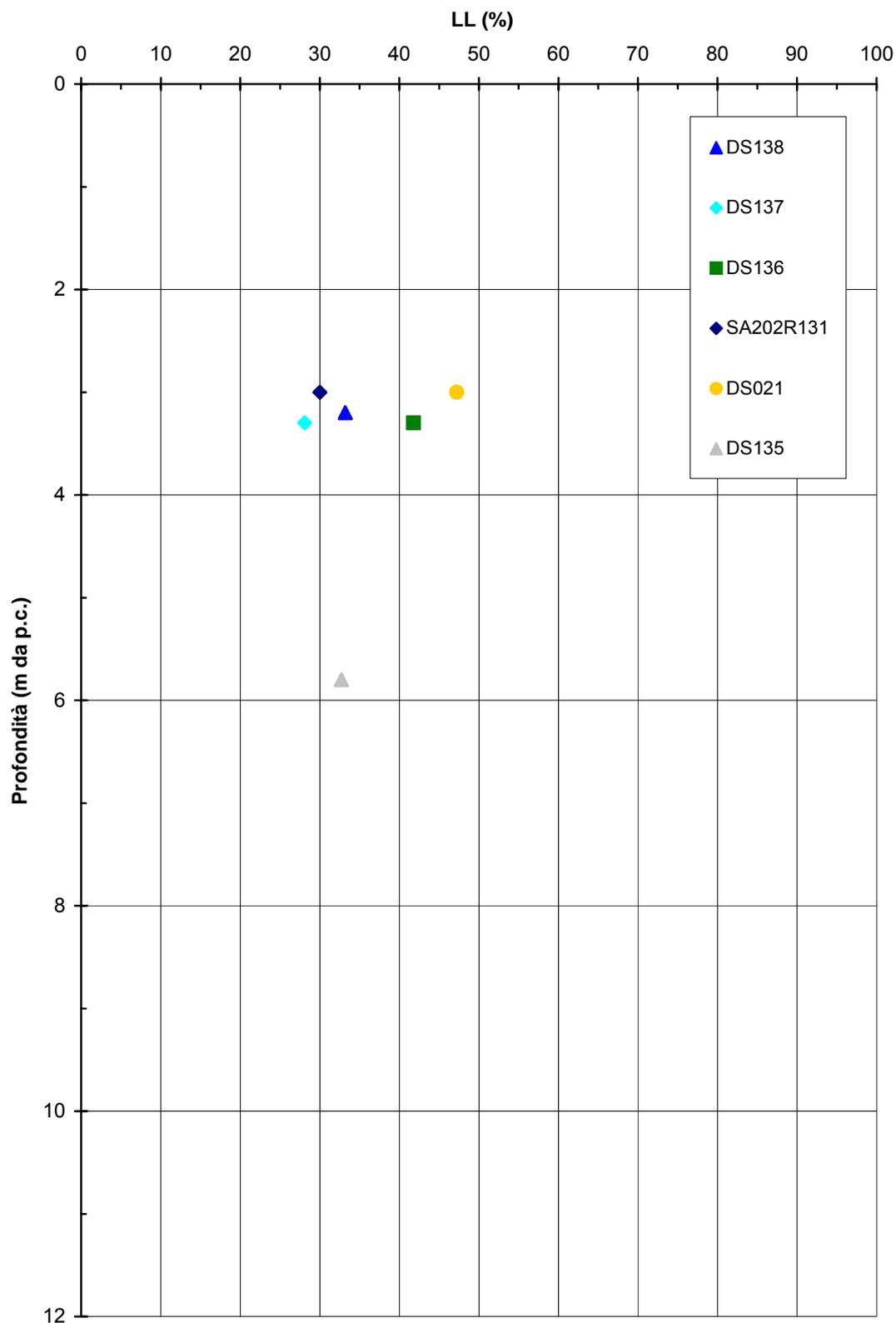


Figura 2.8.3a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Limite Liquido**

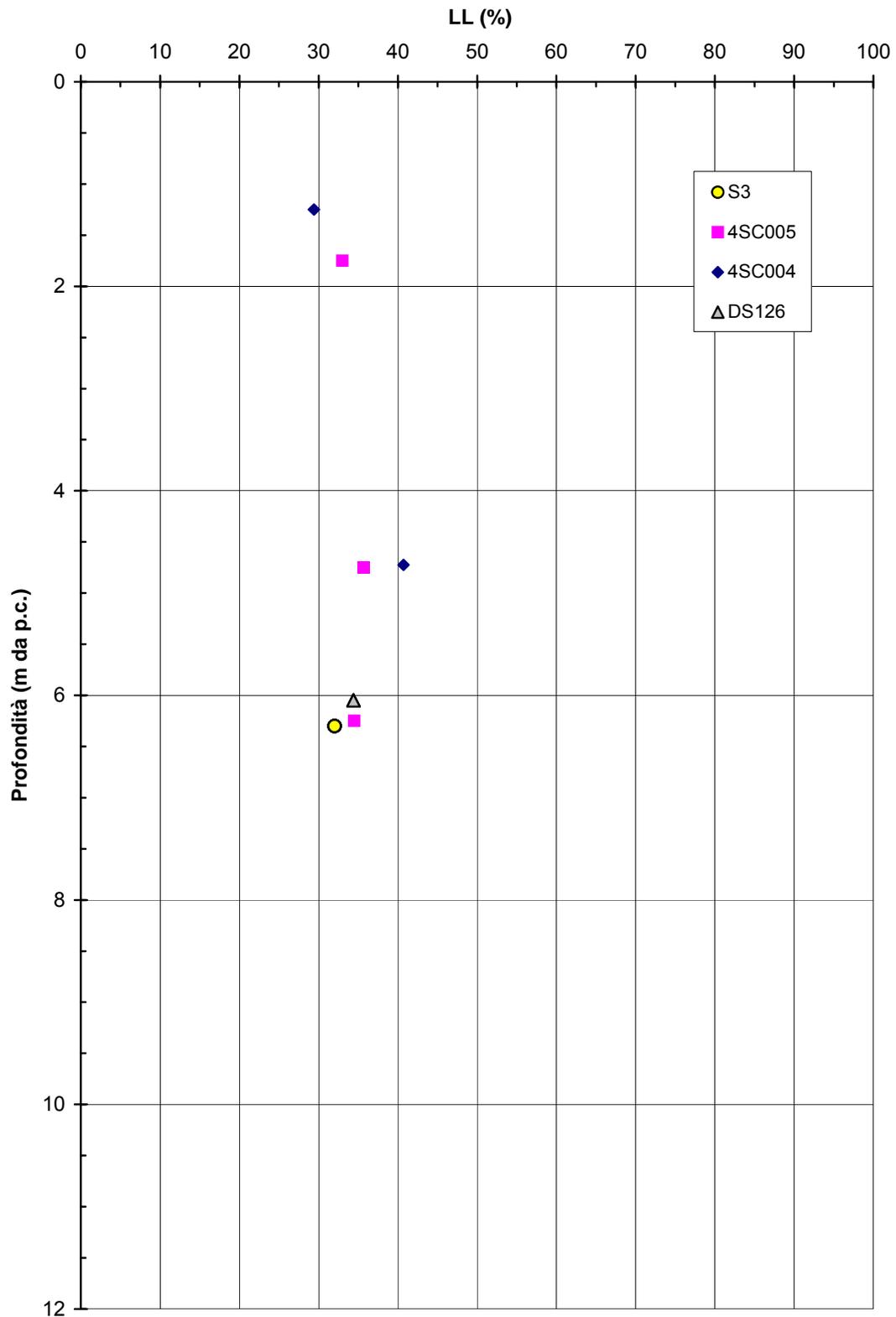


Figura 2.8.3b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Limite Liquido**

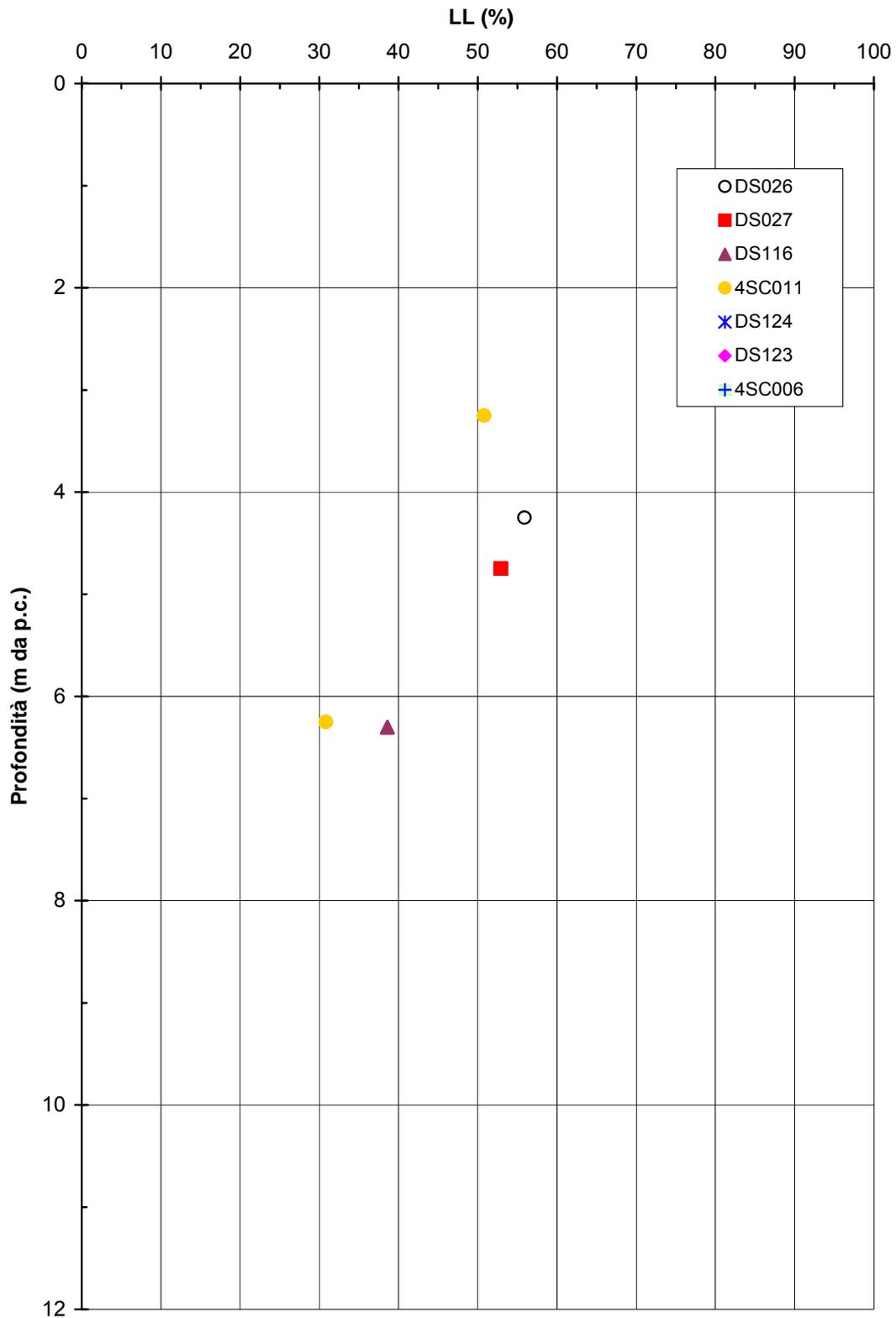


Figura 2.8.3c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Limite Liquido**

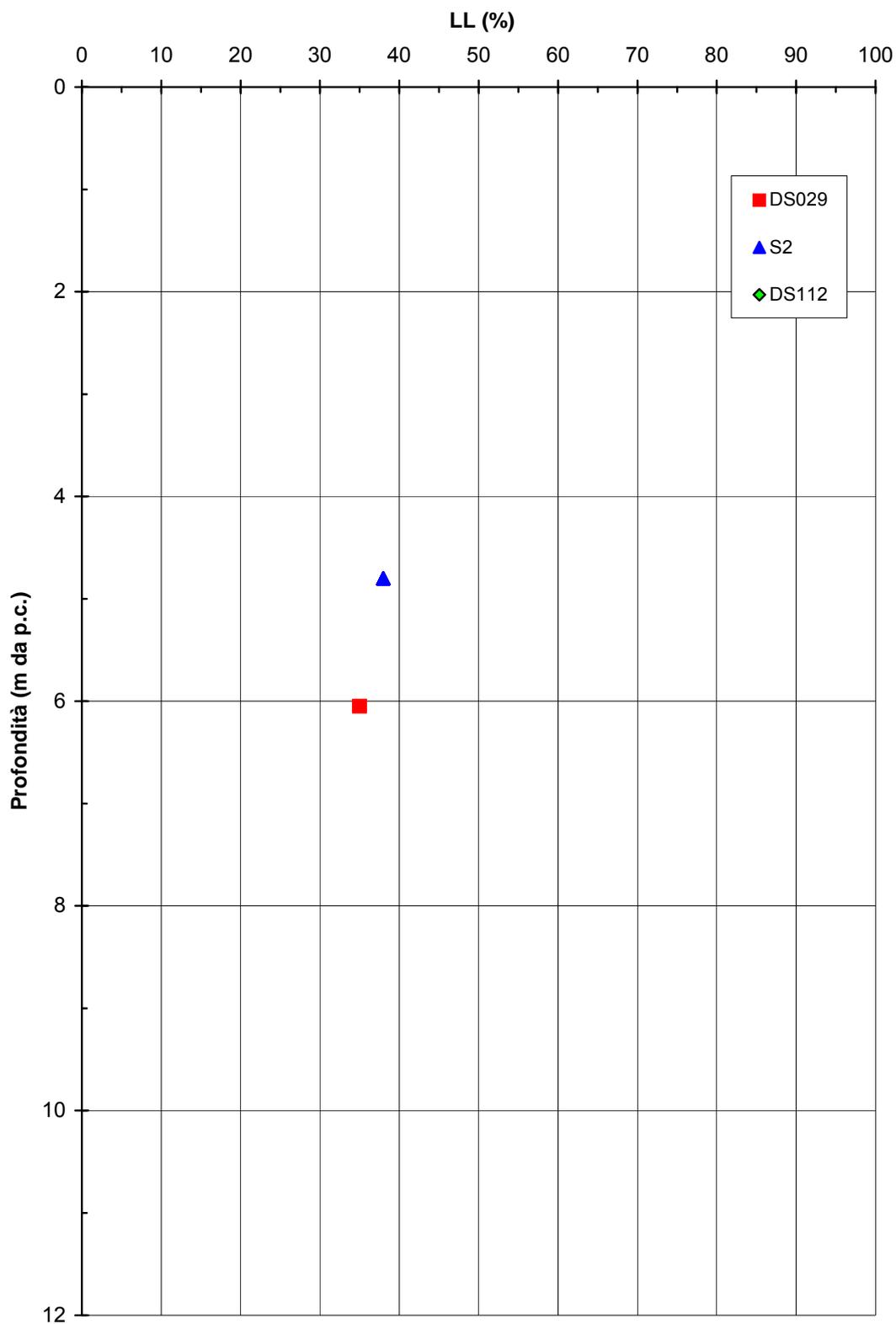


Figura 2.8.3d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Saturazione**

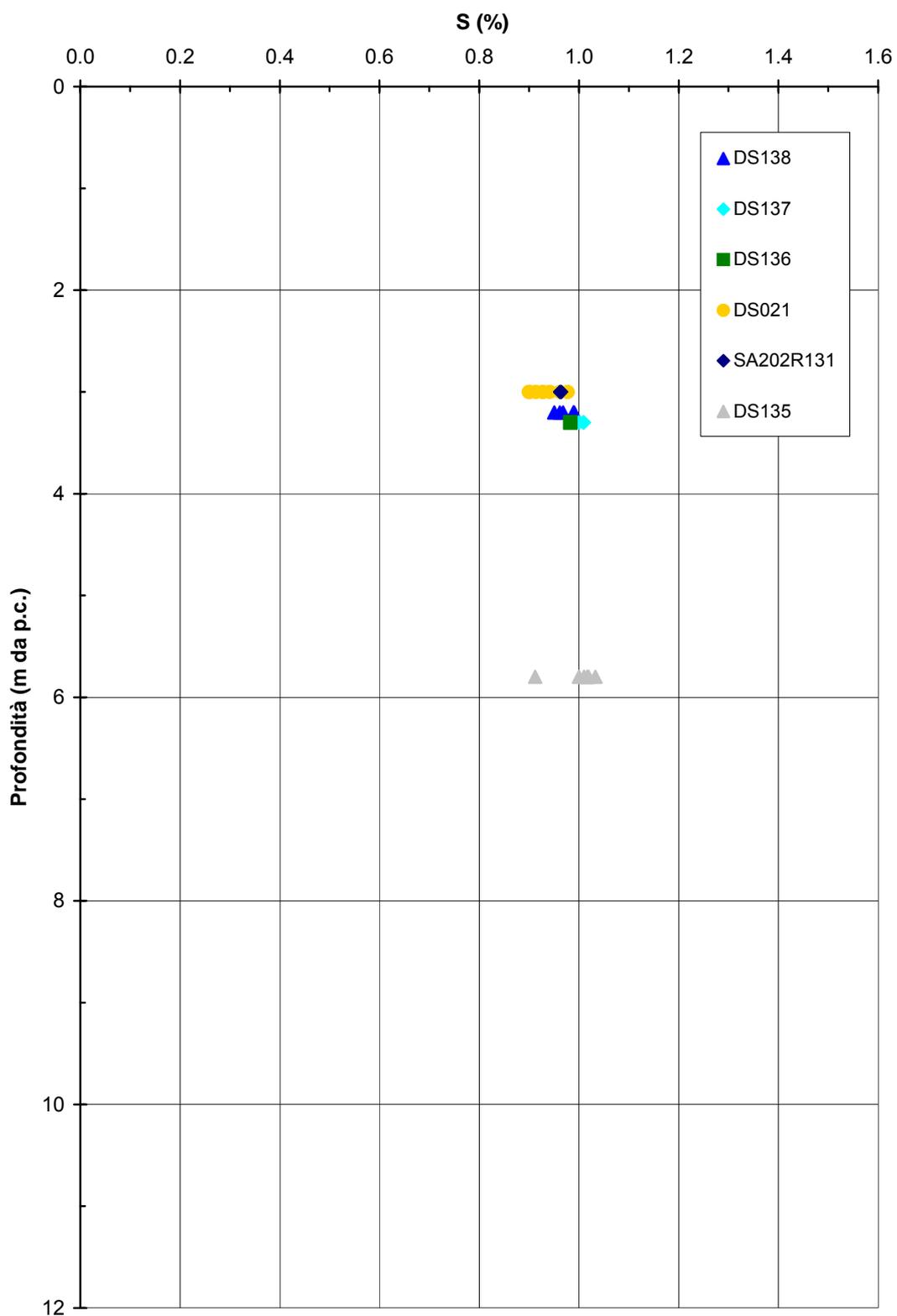


Figura 2.8.4a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Saturazione**

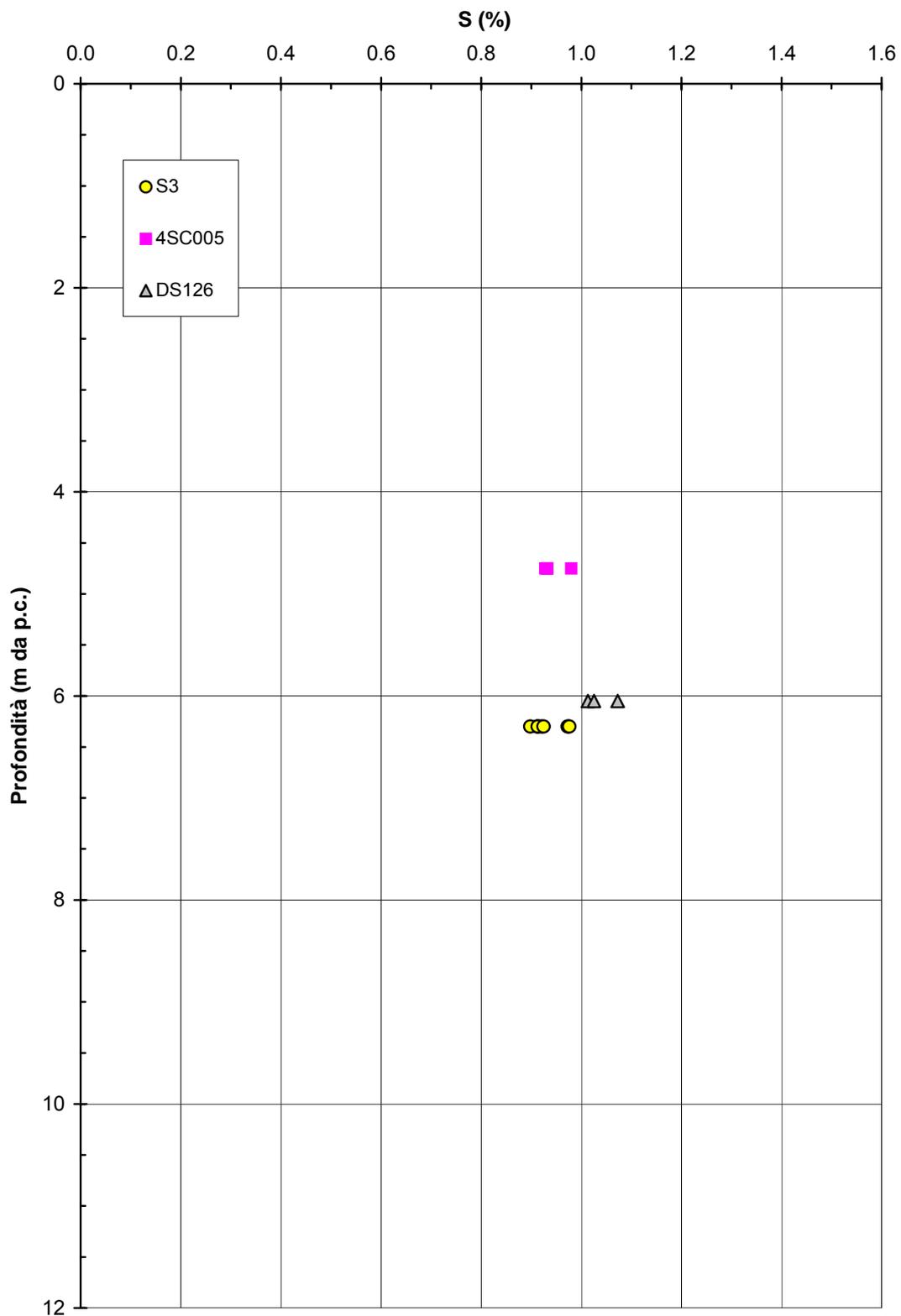


Figura 2.8.4b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Saturazione**

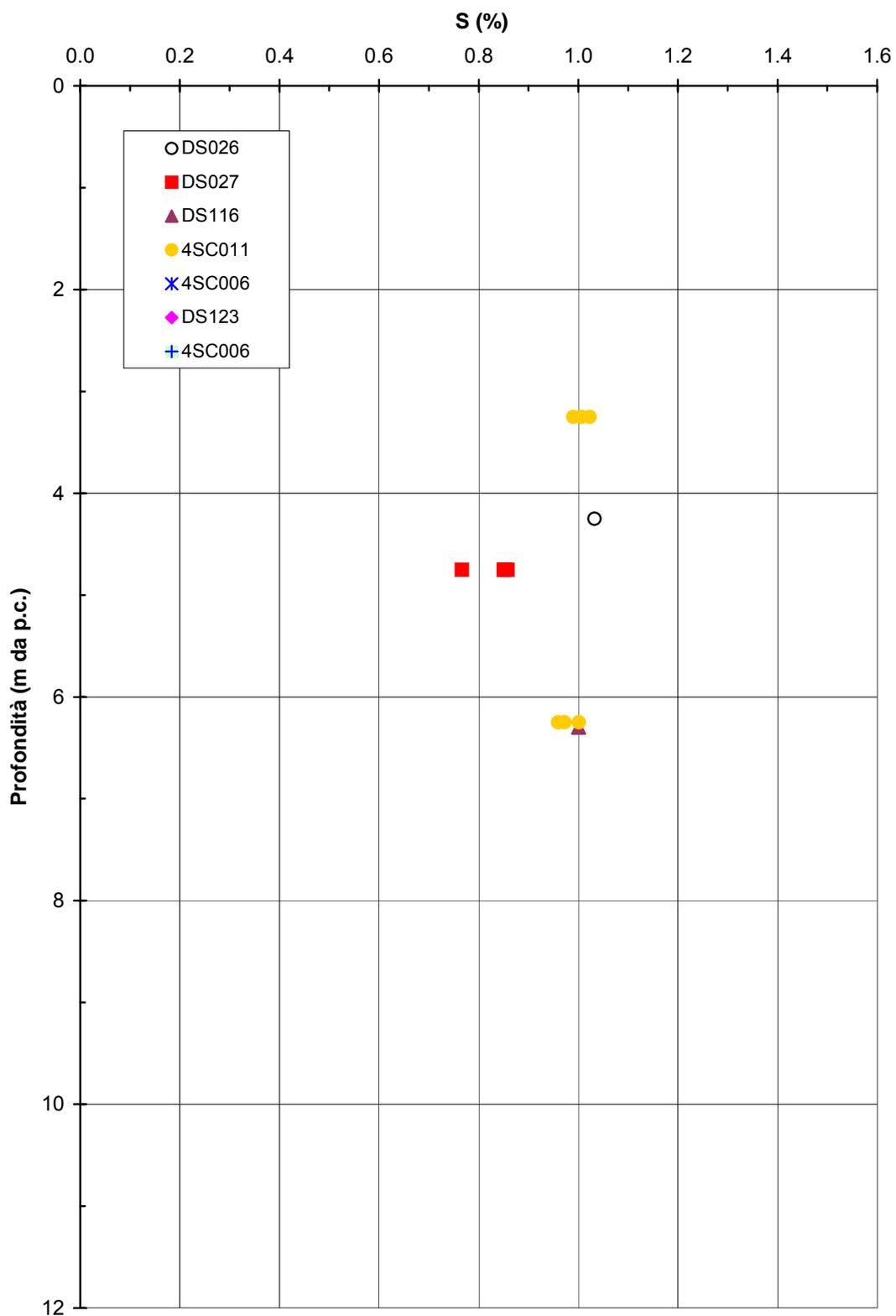


Figura 2.8.4c

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Saturazione

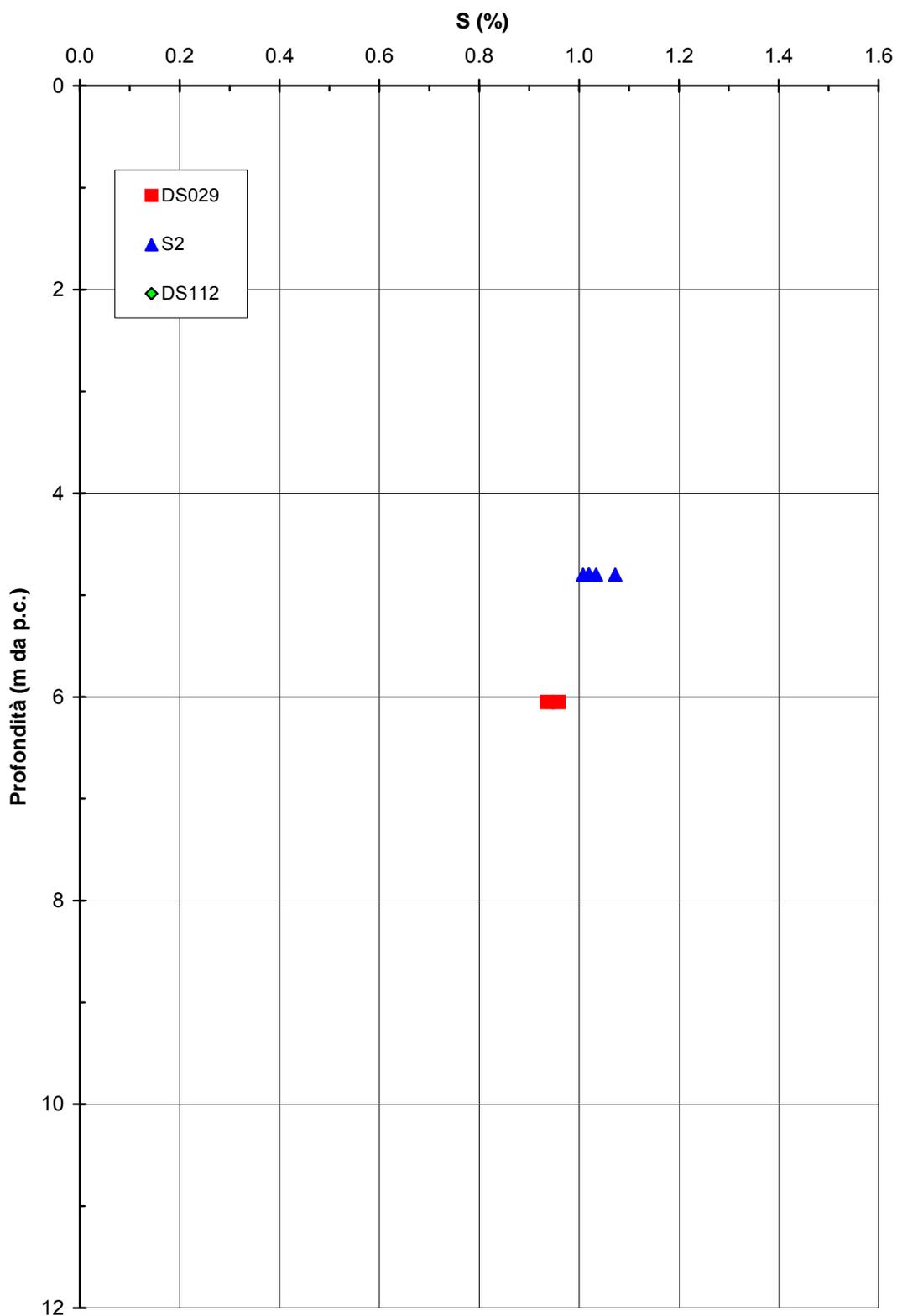


Figura 2.8.4d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Indice dei vuoti**

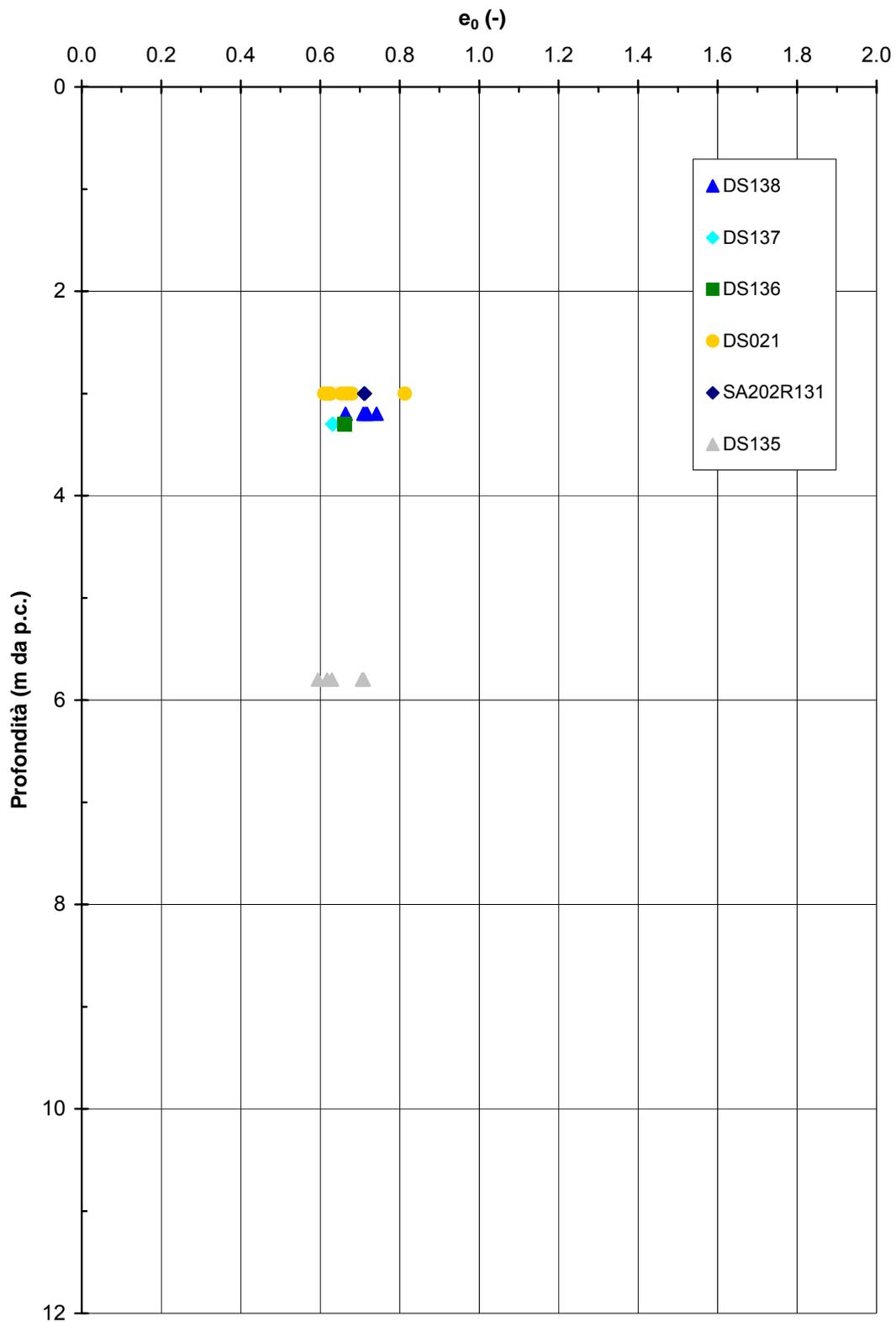


Figura 2.8.5a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Indice dei vuoti**

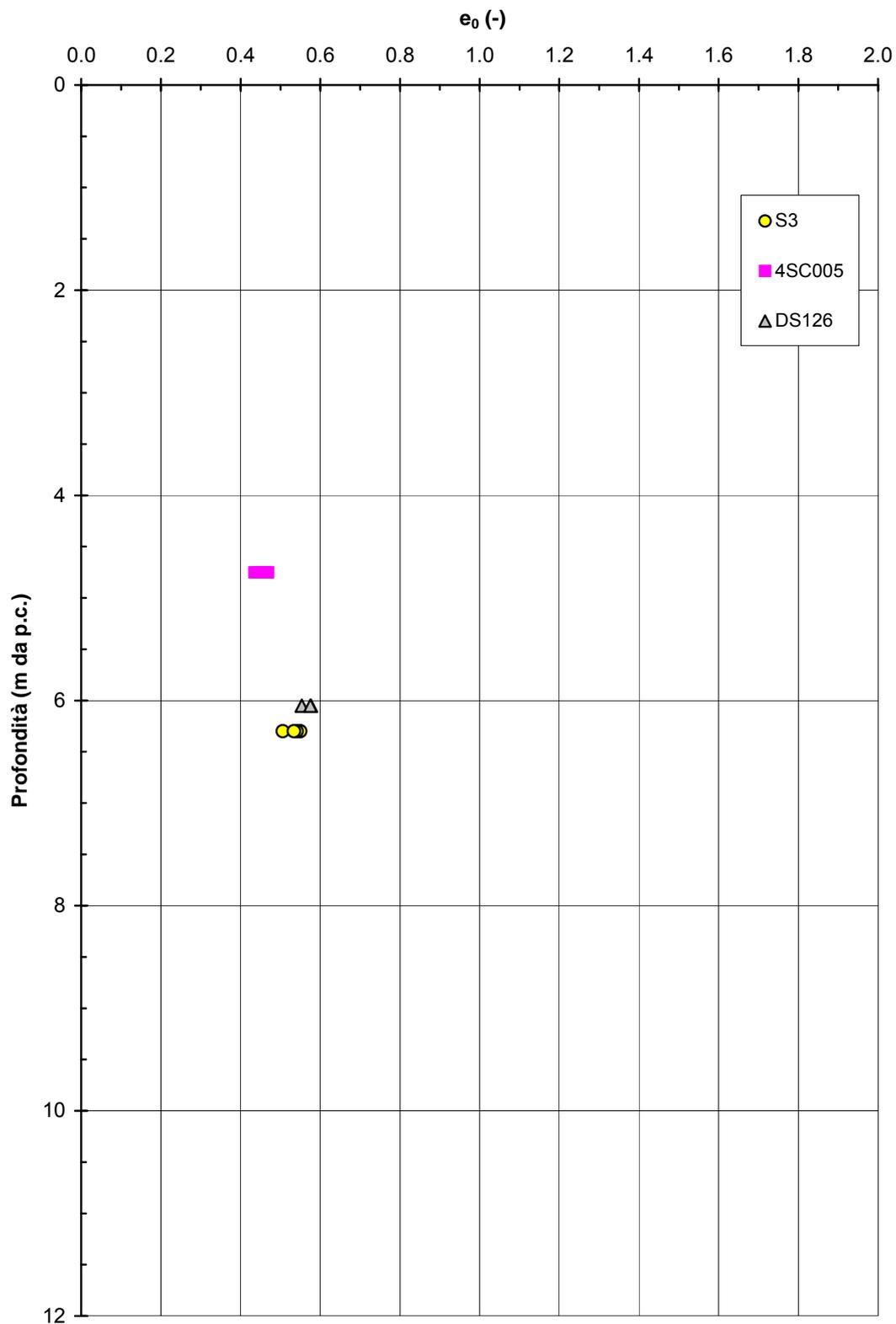


Figura 2.8.5b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Indice dei vuoti**

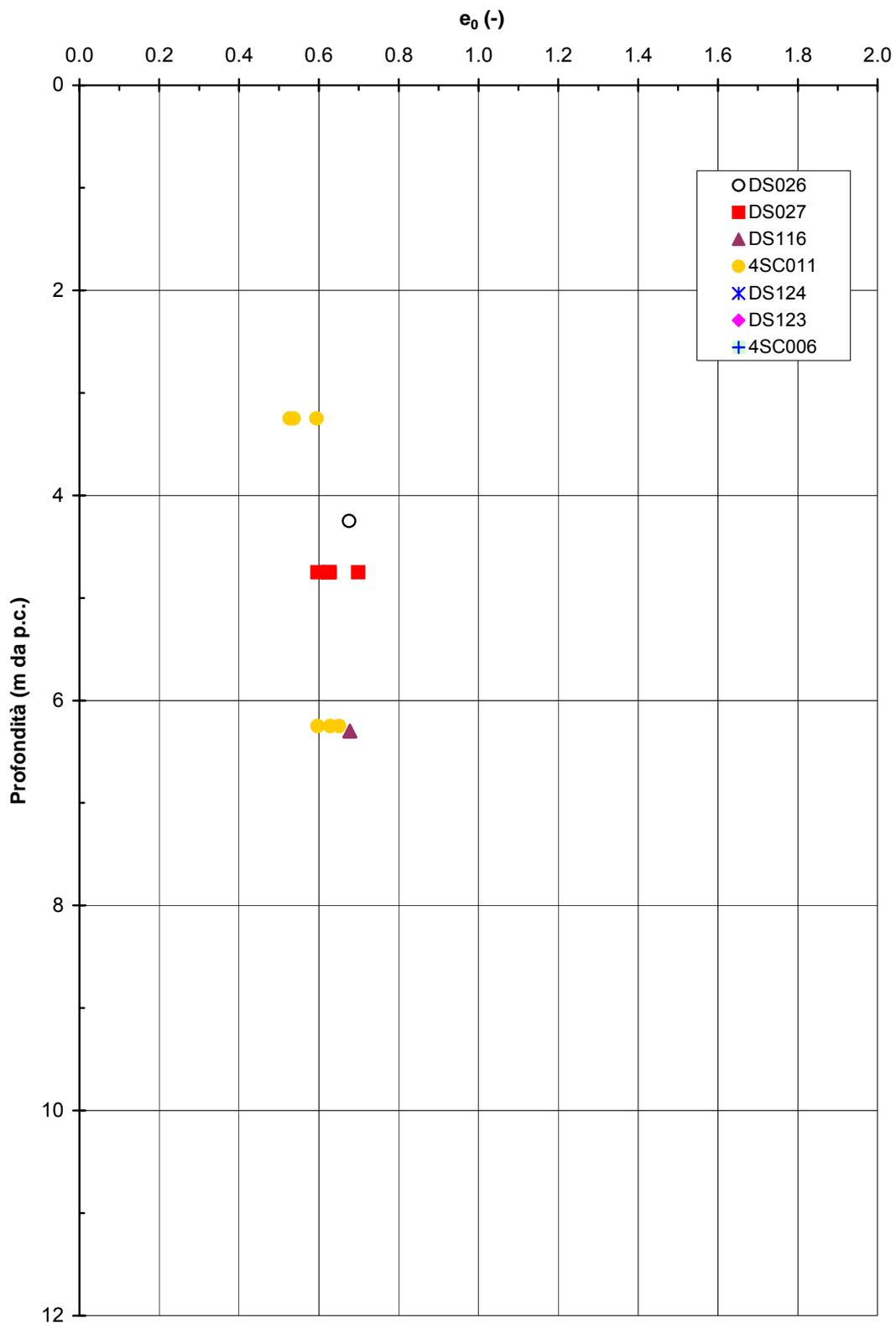


Figura 2.8.5c

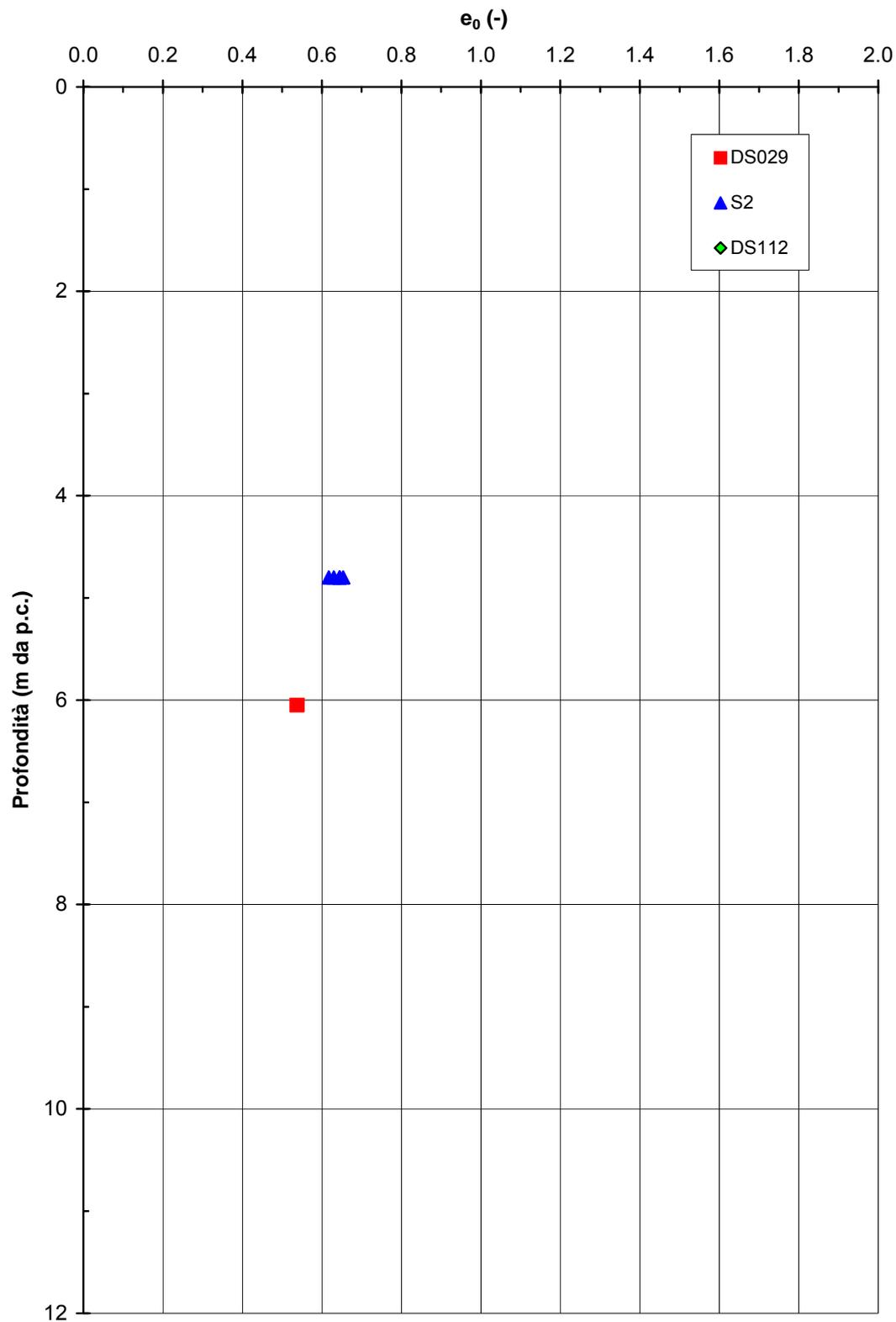
**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Indice dei vuoti**

Figura 2.8.5d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

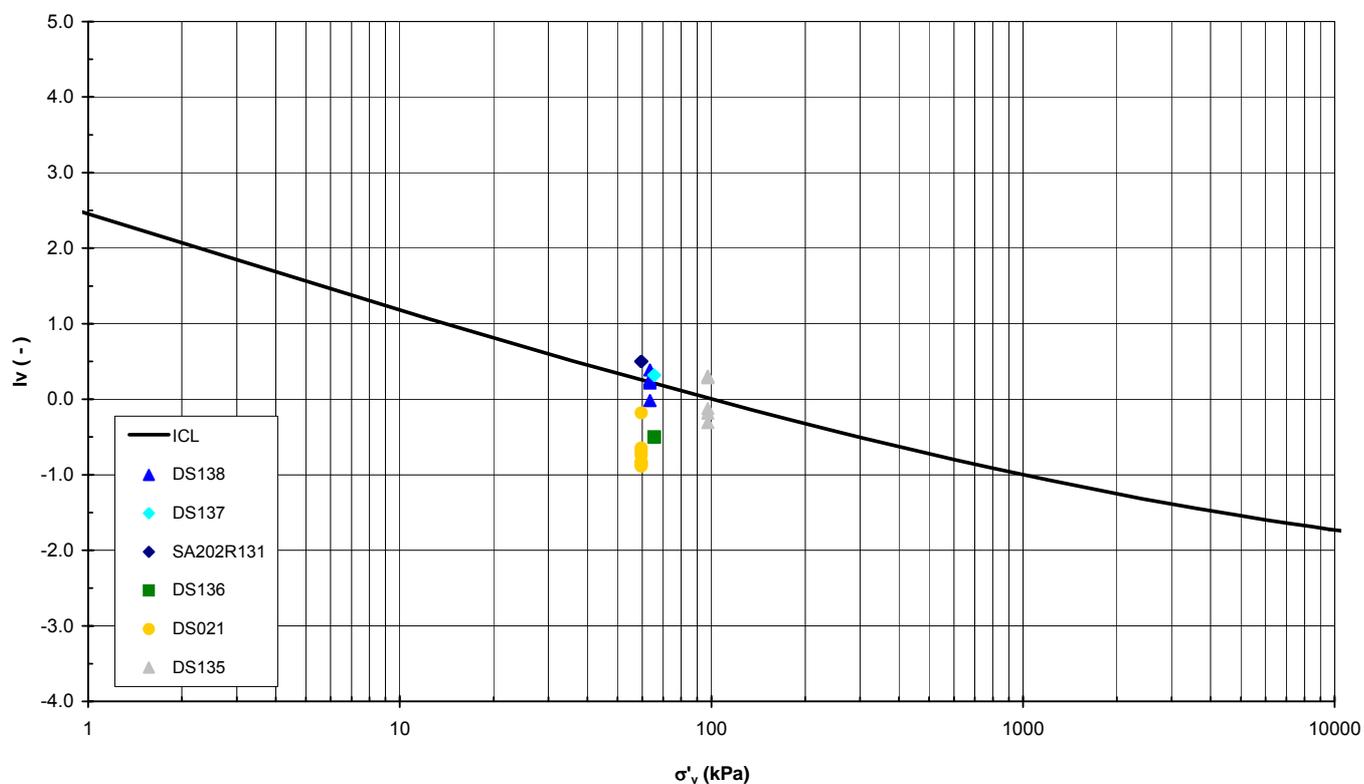


Figura 2.8.6a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

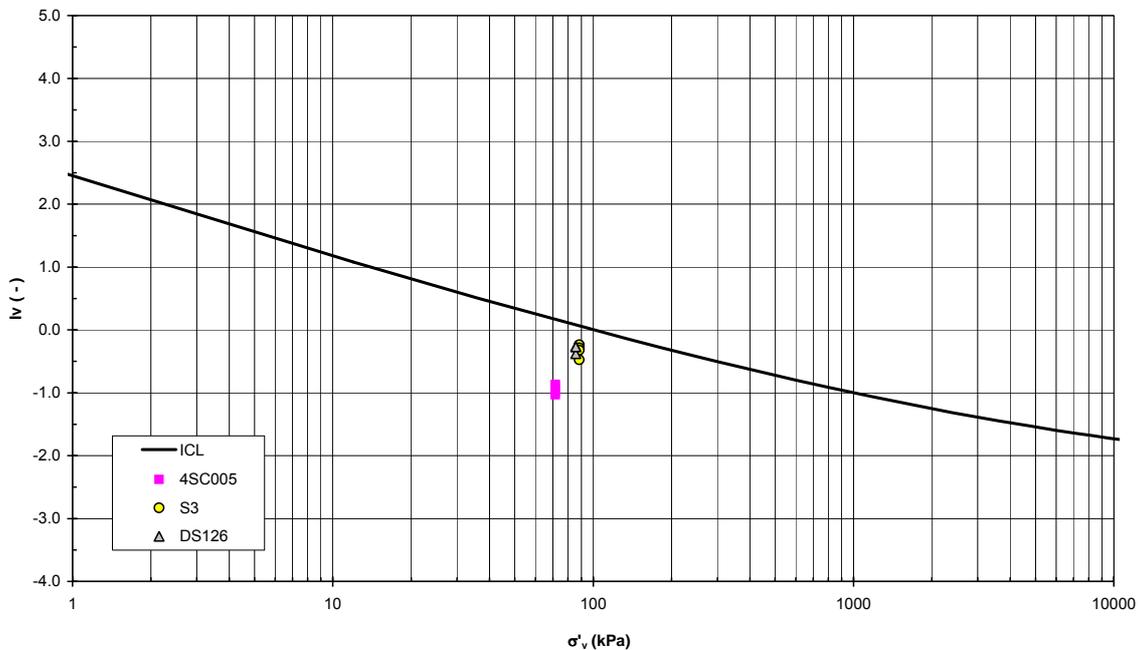


Figura 2.8.6b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

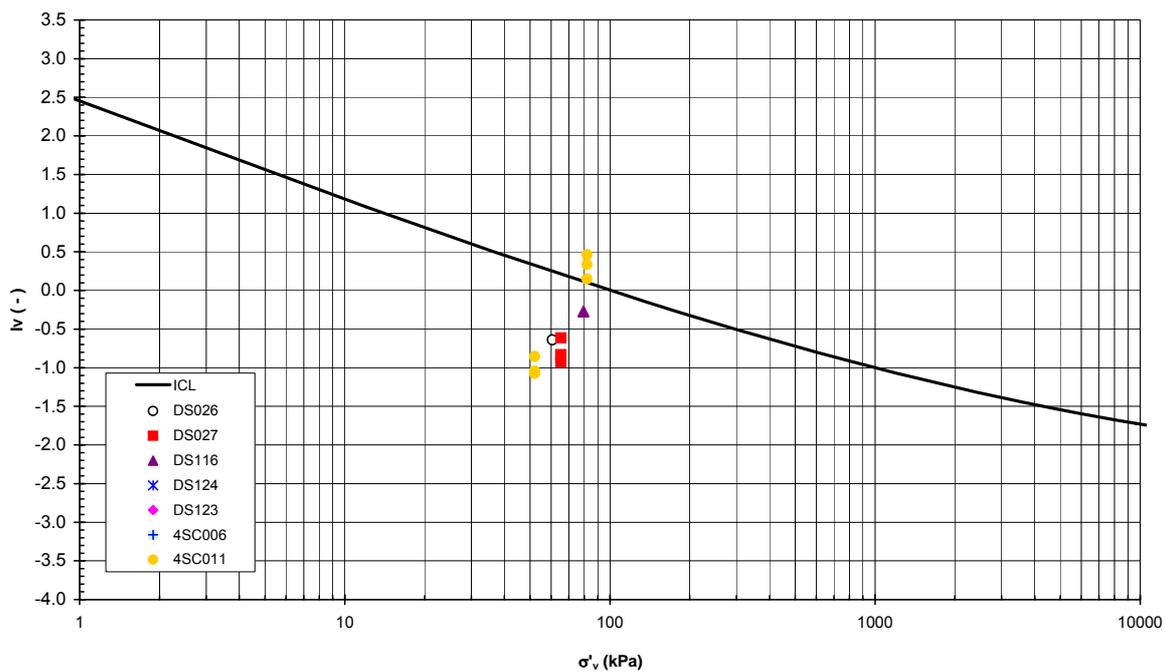


Figura 2.8.6c

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

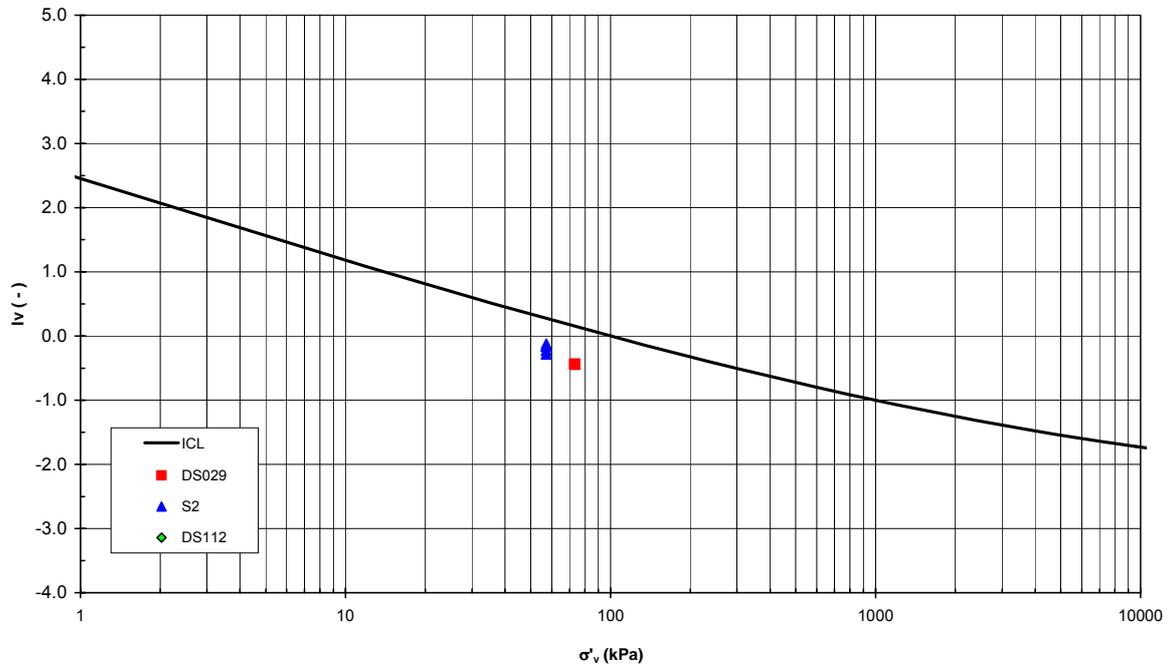


Figura 2.8.6d

A.C. Milano-Verona : Tratta Sirmione
STRATO 1 - Curva di compressibilità intrinseca e curva edometrica nel piano di Burland (1990)

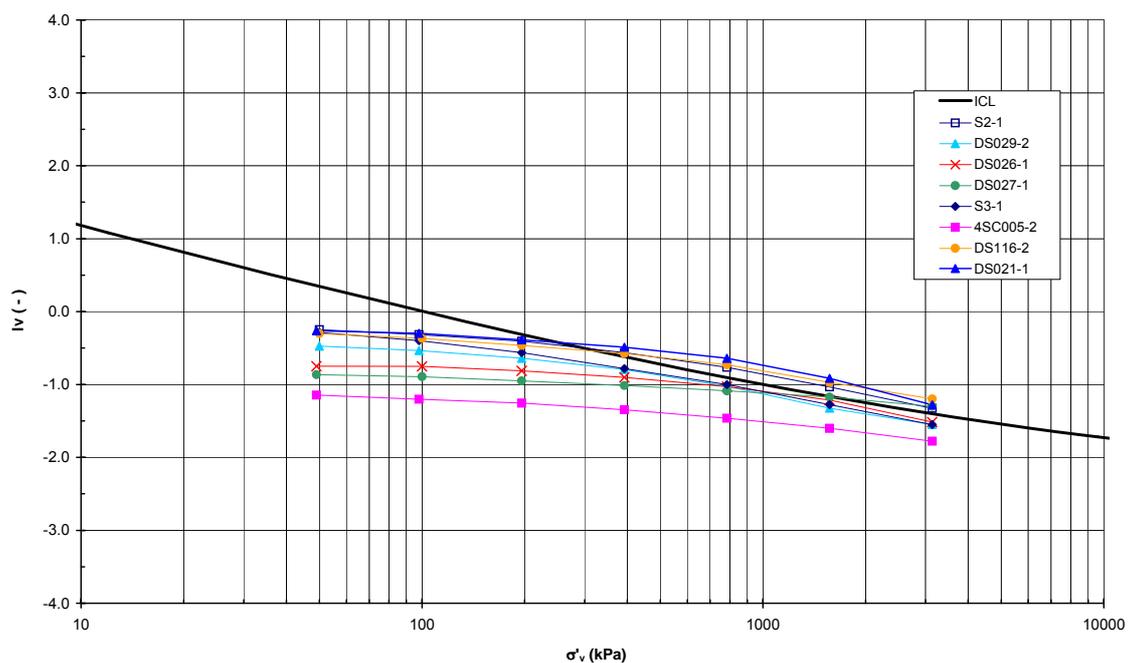


Figura 2.8.7

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Coefficiente di permeabilità**

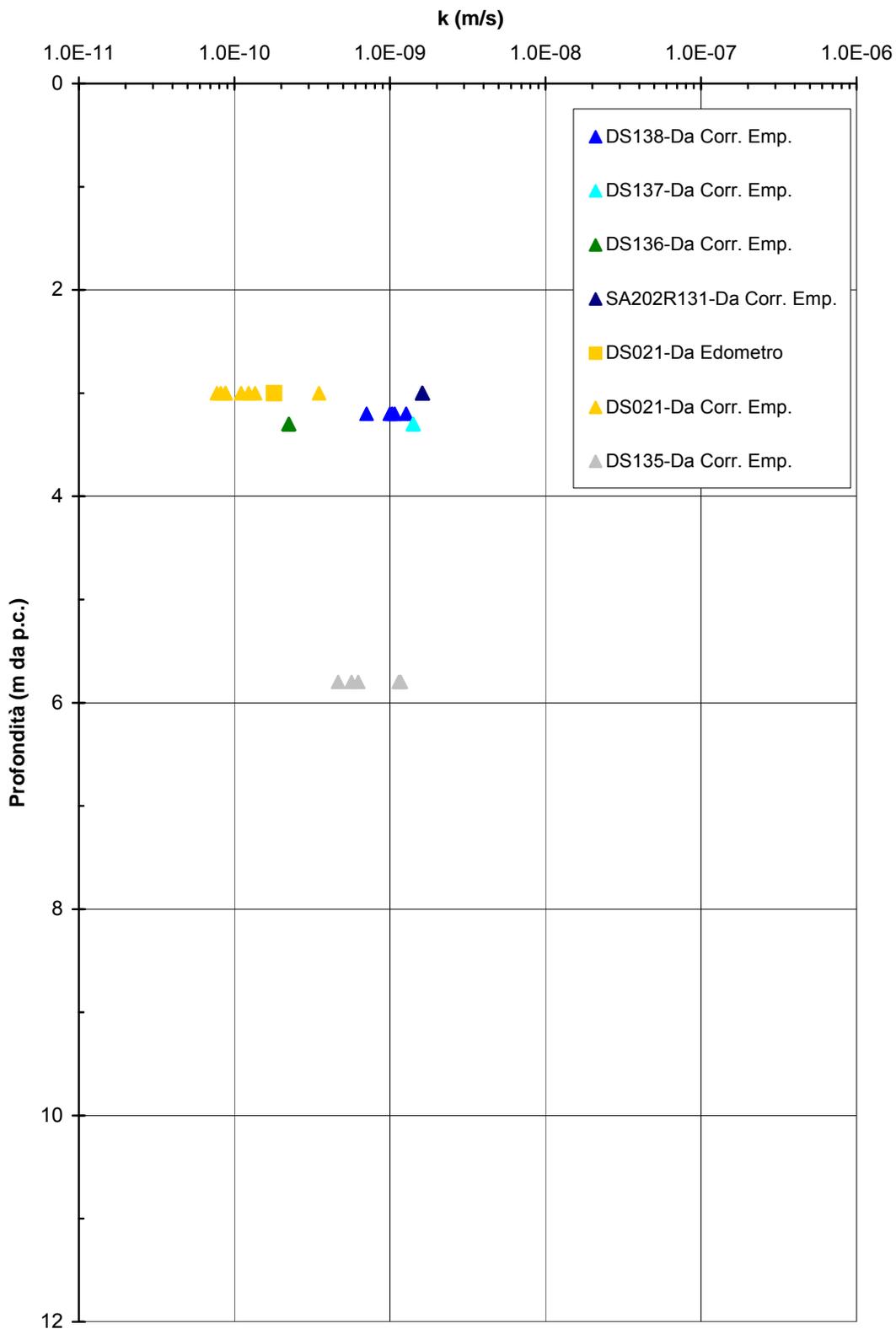


Figura 2.8.8a

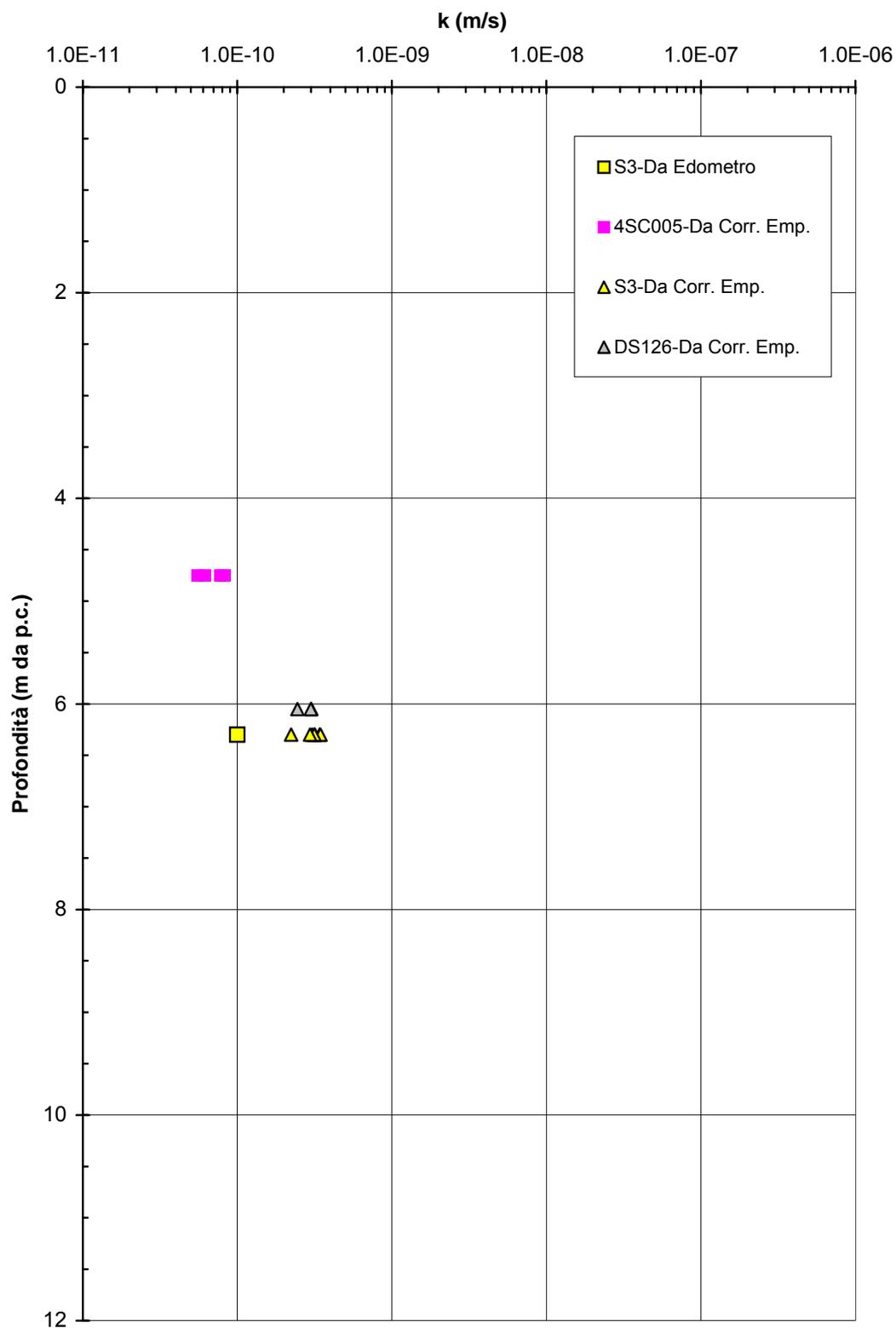
**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Coefficiente di permeabilità**

Figura 2.8.8b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Coefficiente di permeabilità**

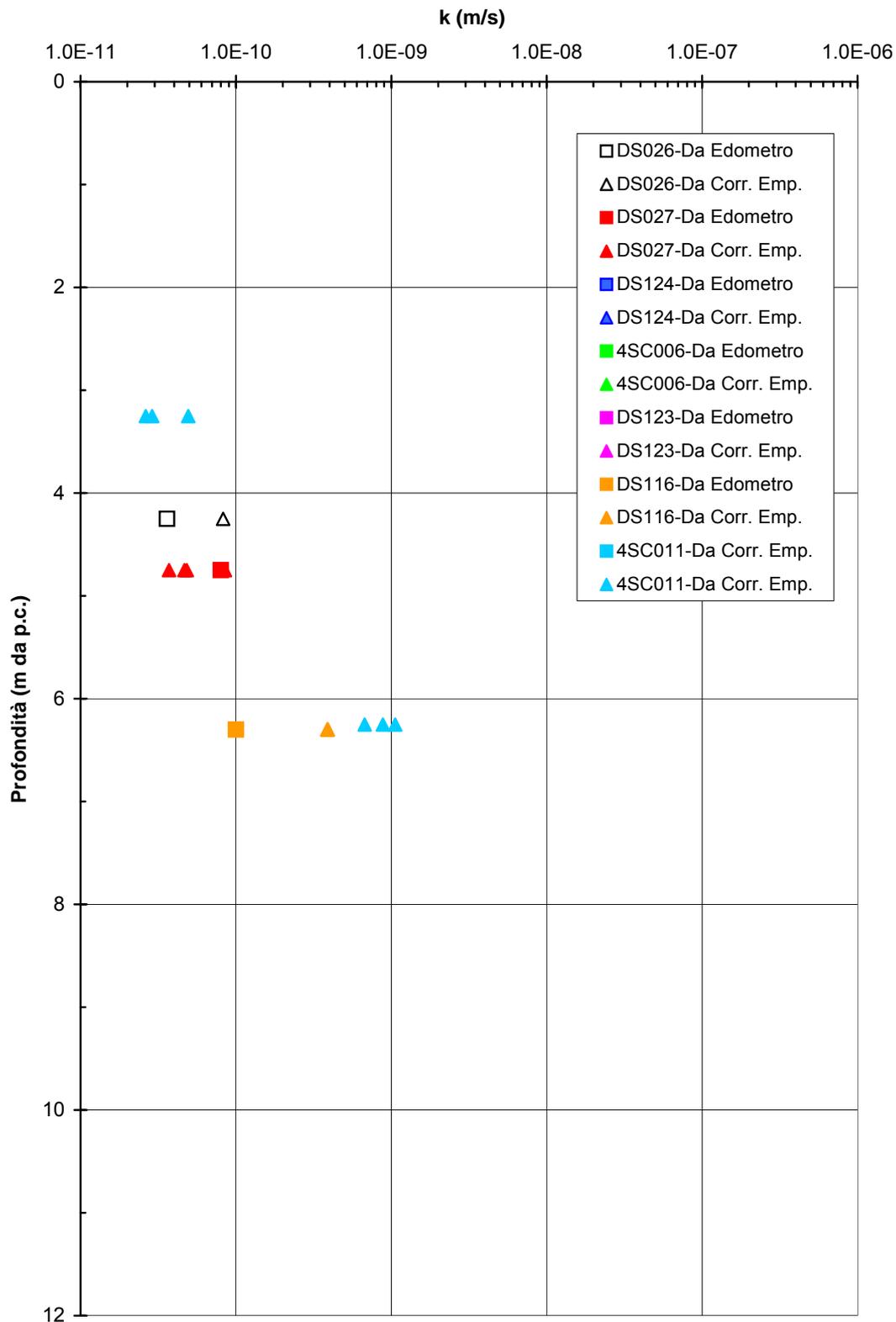


Figura 2.8.8c

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Coefficiente di permeabilità

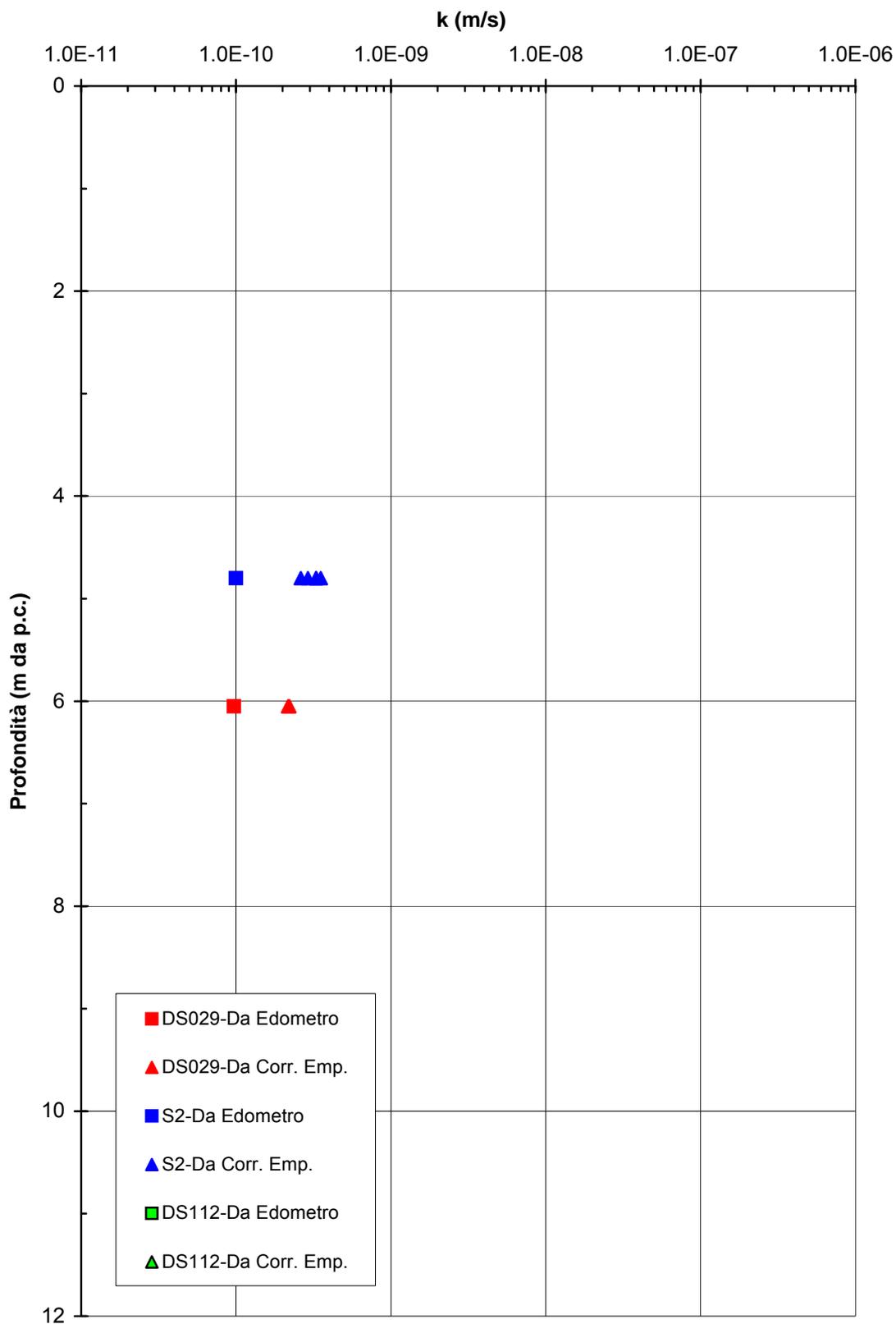


Figura 2.8.8d

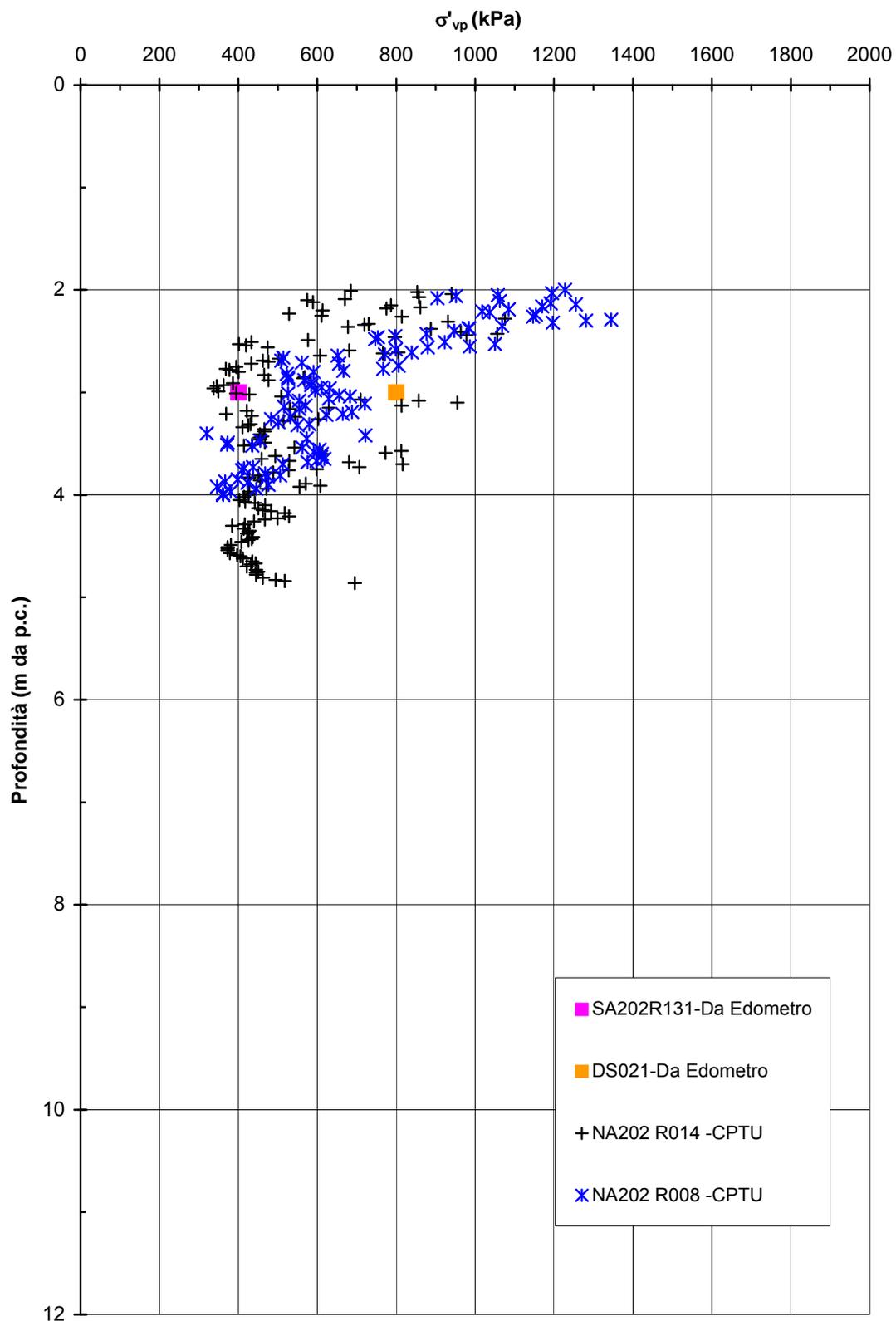
A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Pressione massima di preconsolidazione

Figura 2.8.9a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Pressione massima di preconsolidazione

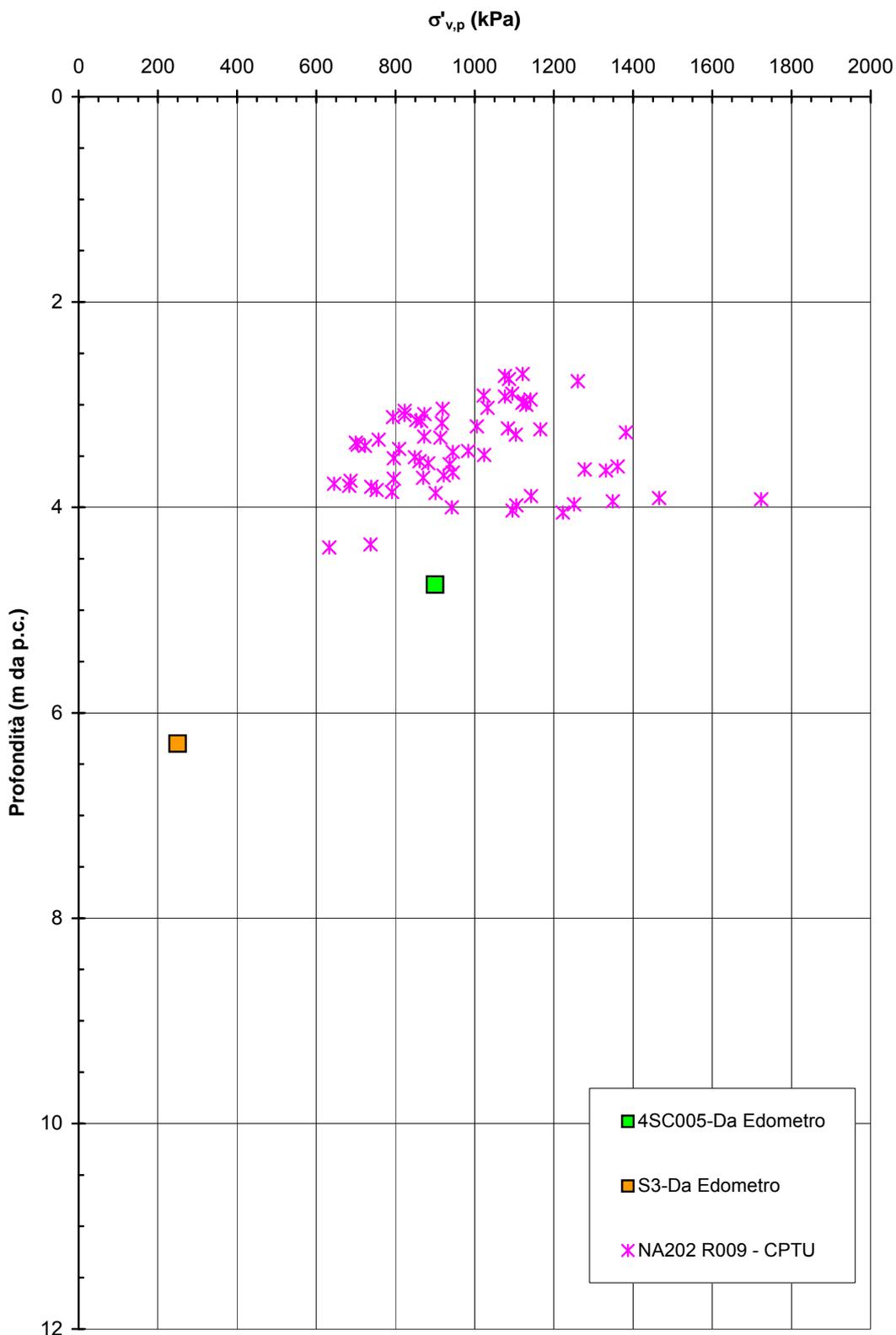


Figura 2.8.9b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Pressione massima di preconsolidazione

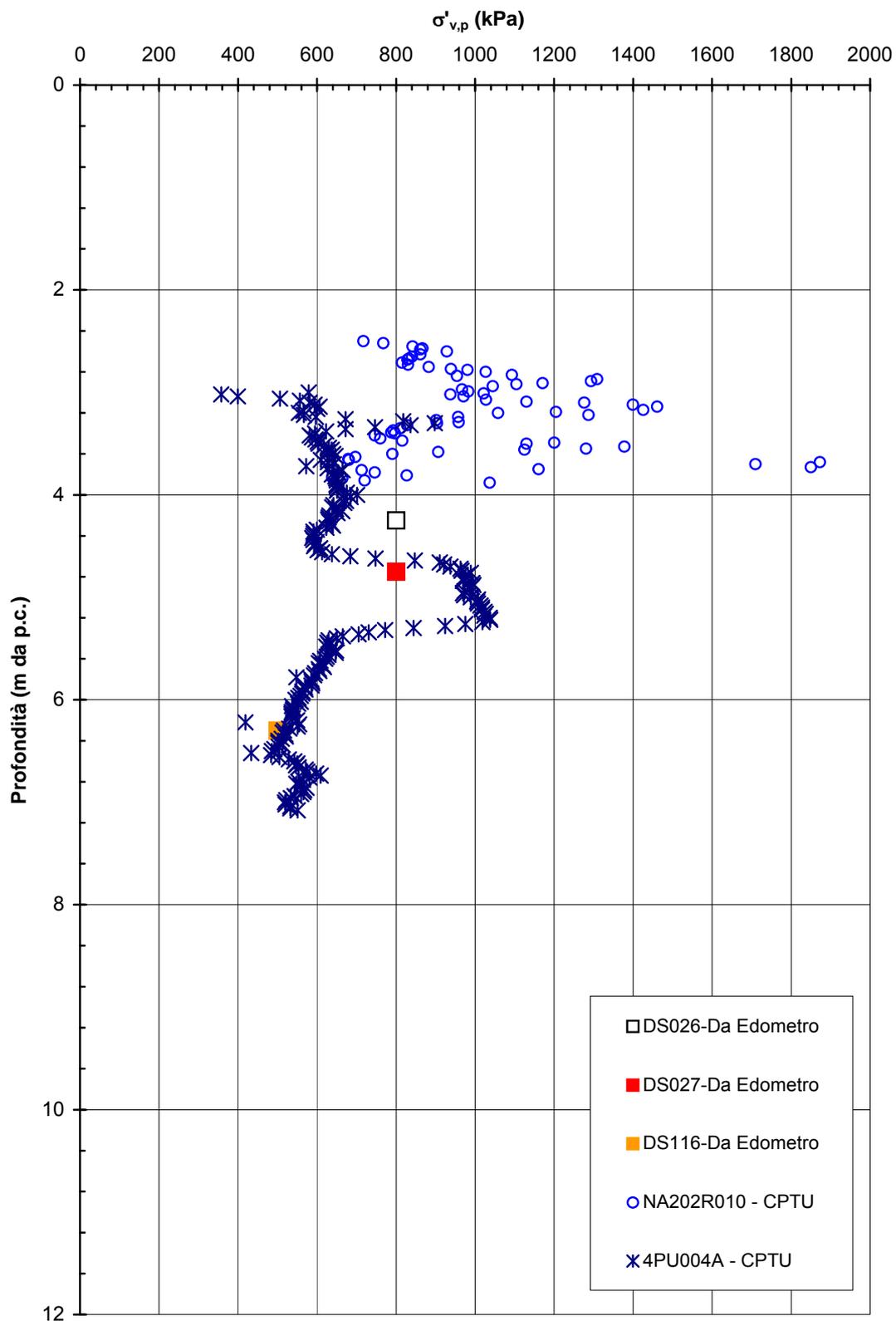


Figura 2.8.9c

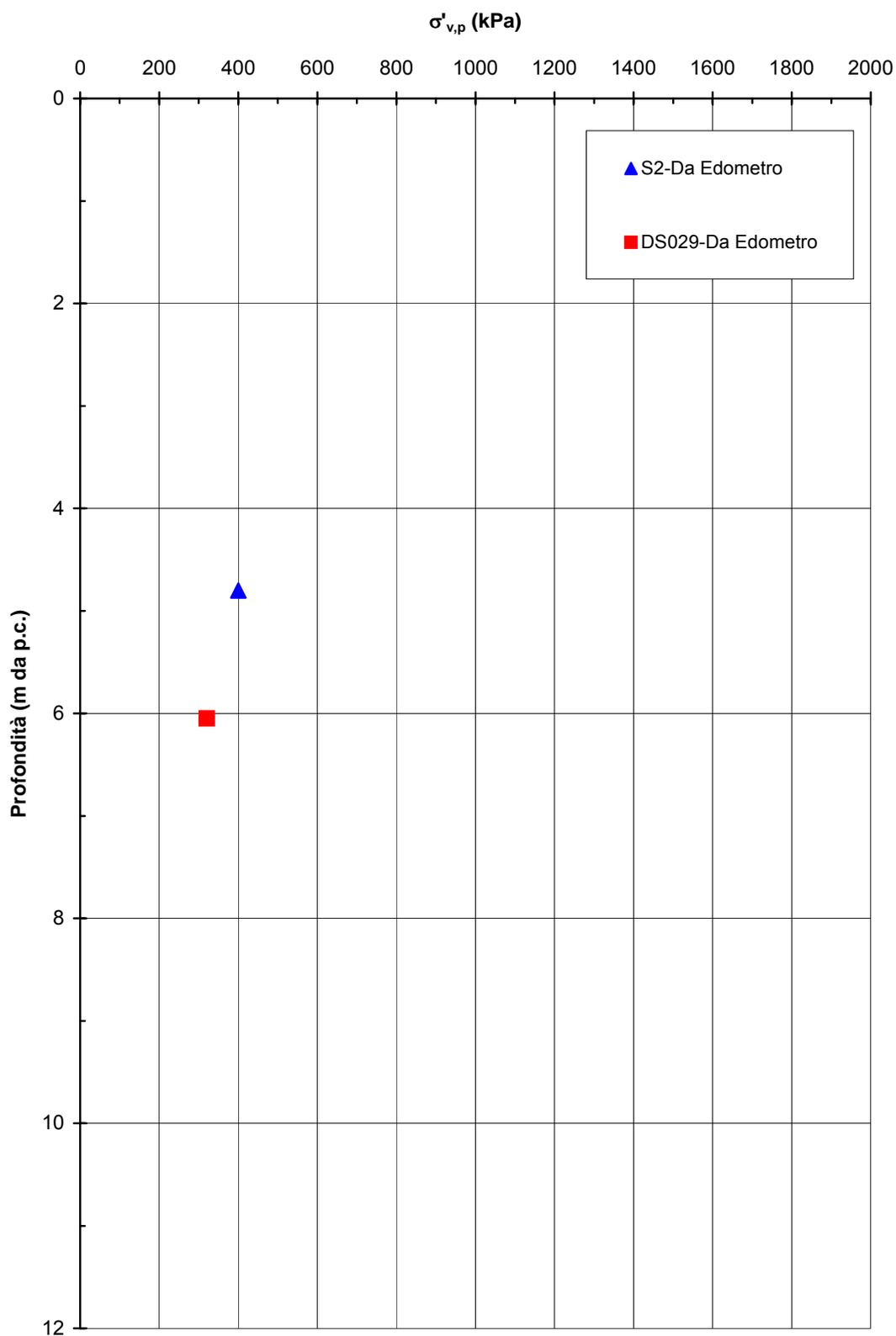
A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Pressione massima di preconsolidazione

Figura 2.8.9d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Grado di preconsolidazione**

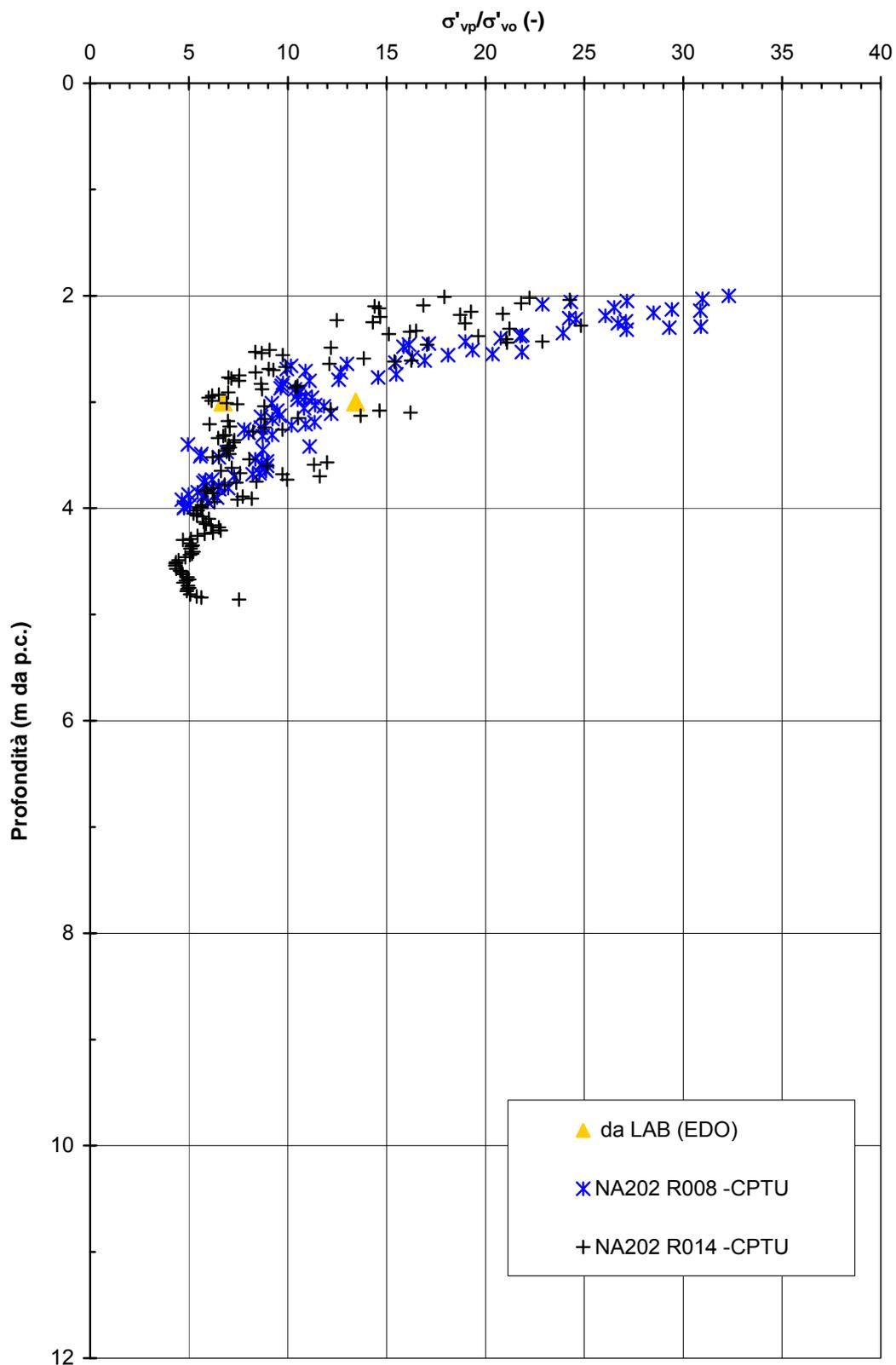


Figura 2.8.10a

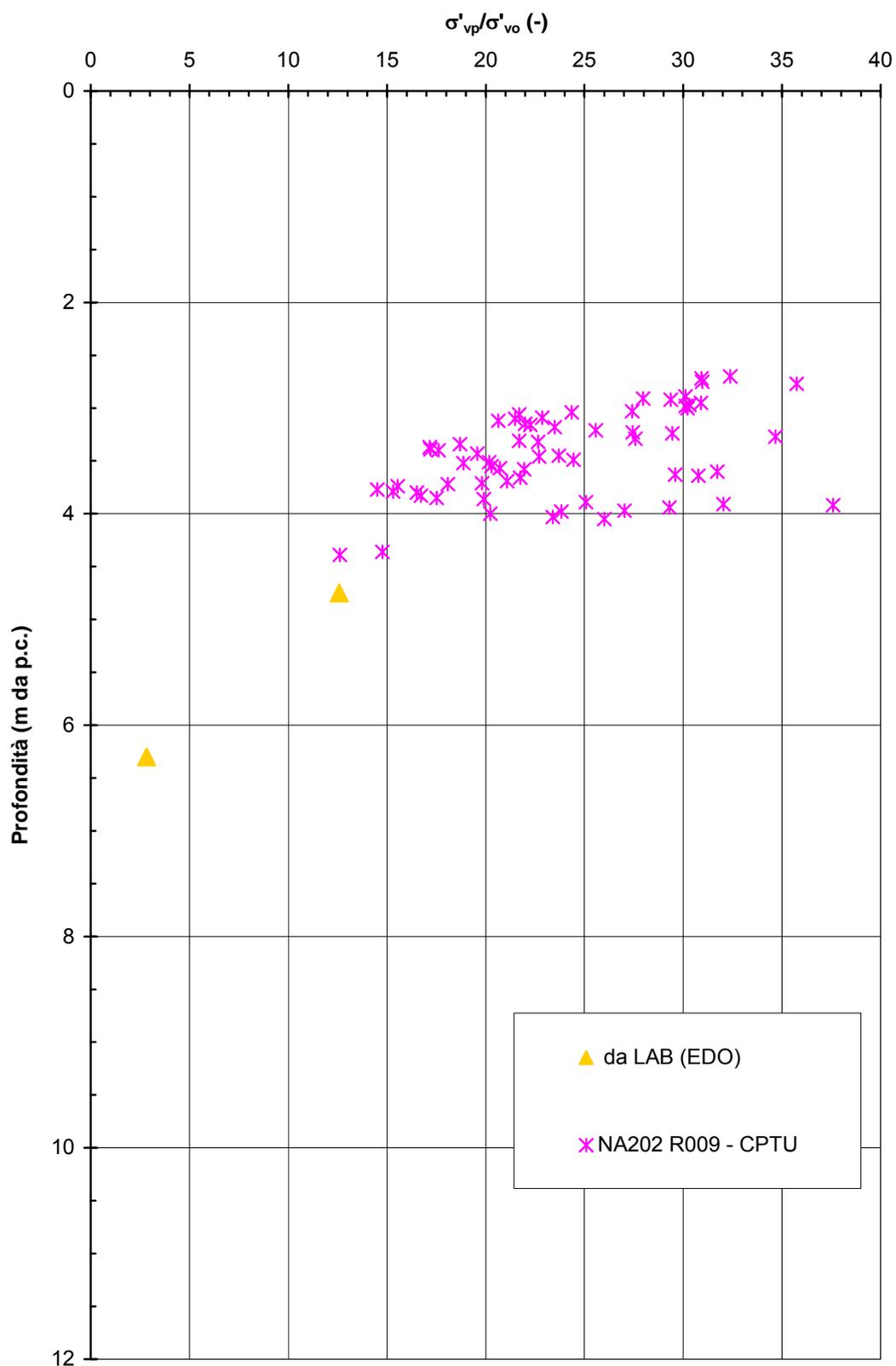
**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Grado di preconsolidazione**

Figura 2.8.10b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Grado di preconsolidazione**

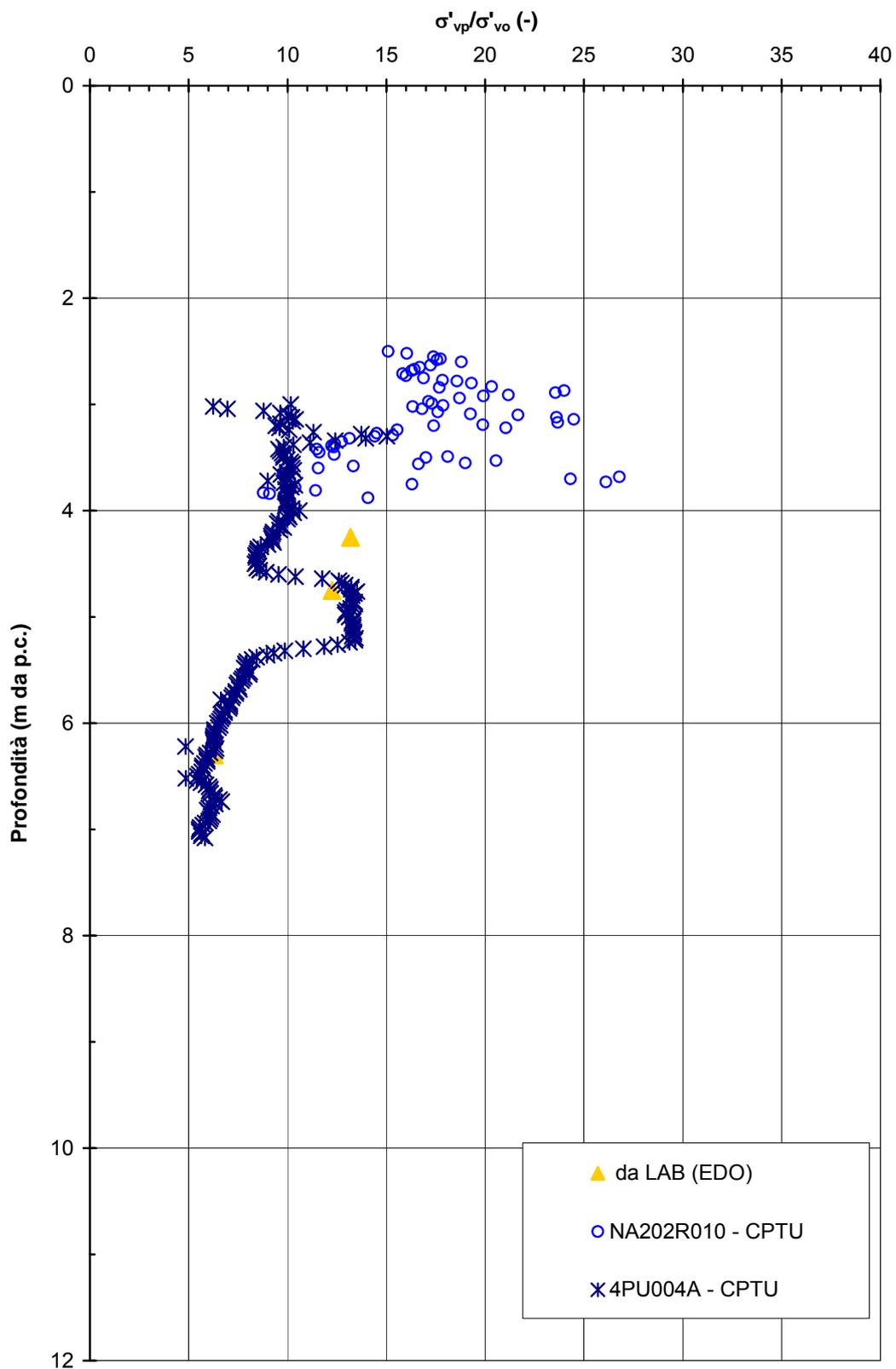


Figura 2.8.10c

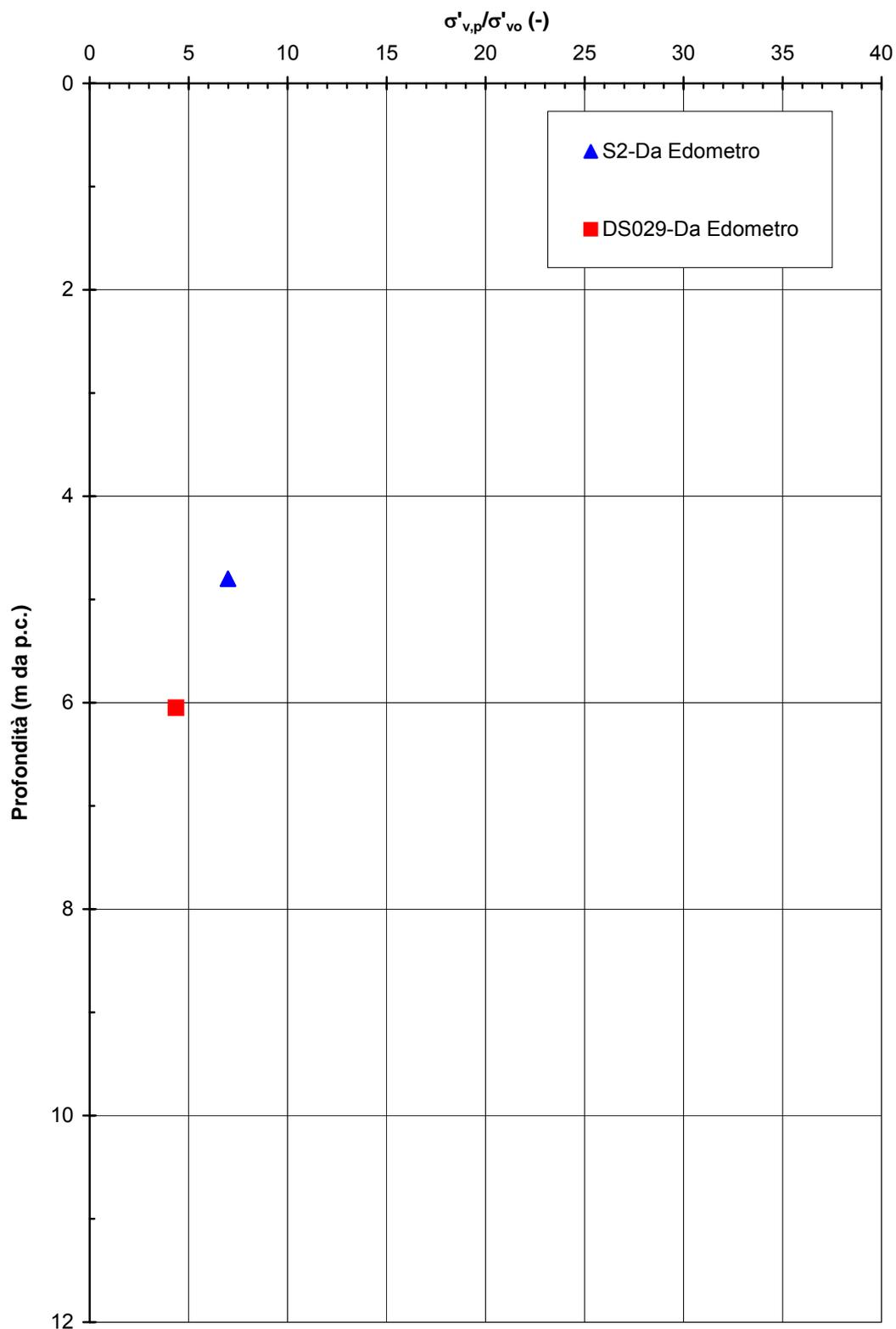
**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Grado di preconsolidazione**

Figura 2.8.10d

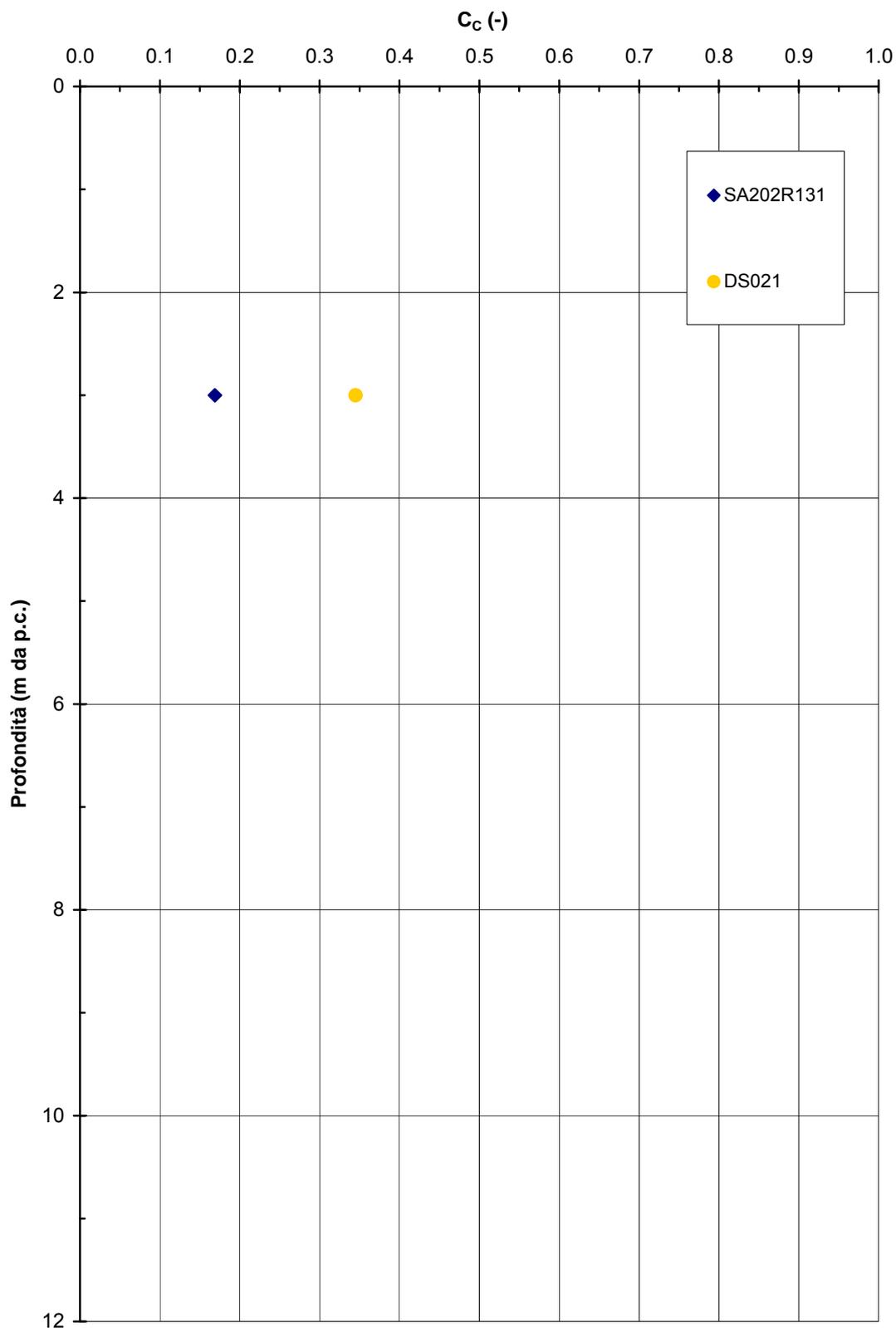
**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Indice di compressione**

Figura 2.8.11a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Indice di compressione

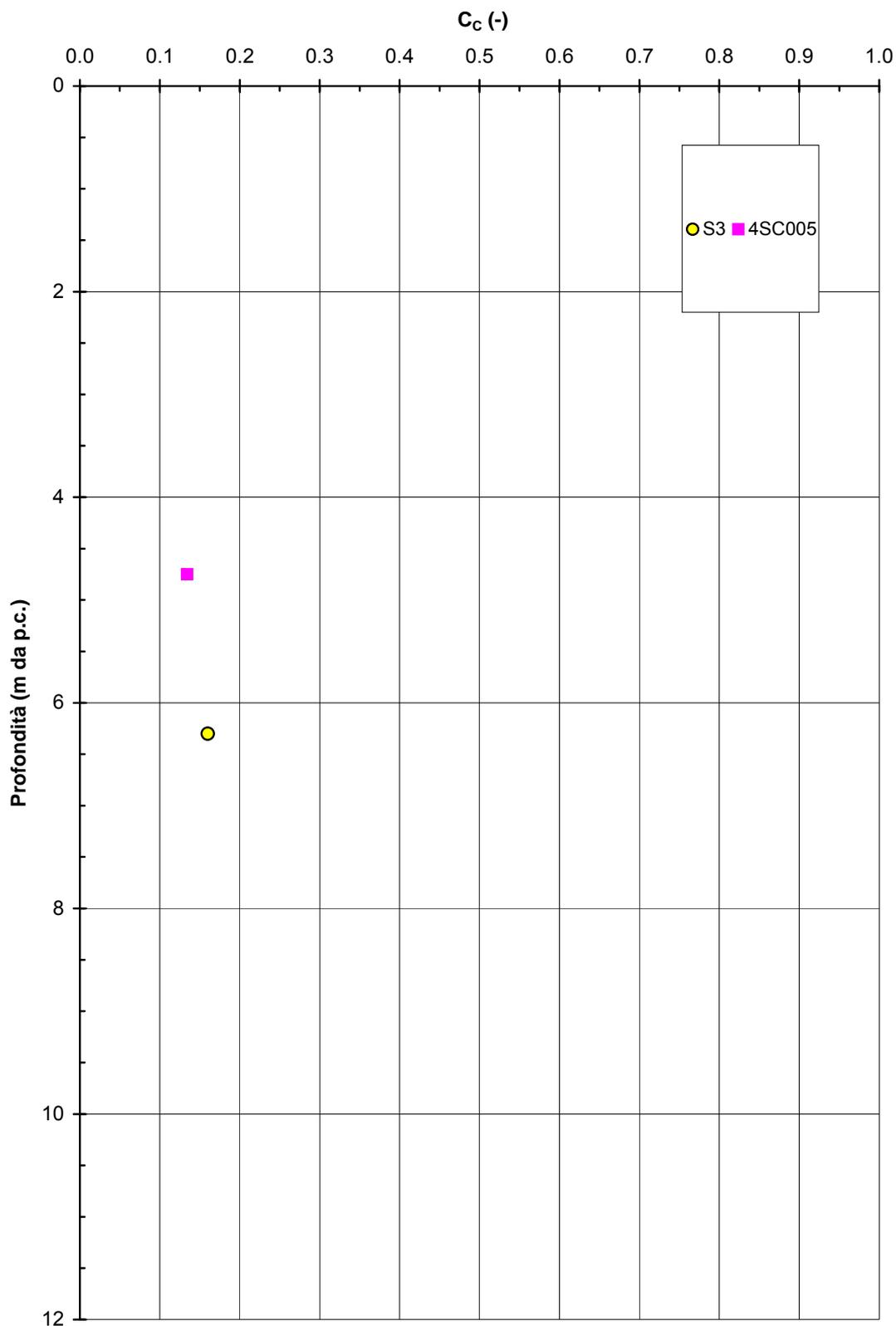


Figura 2.8.11b

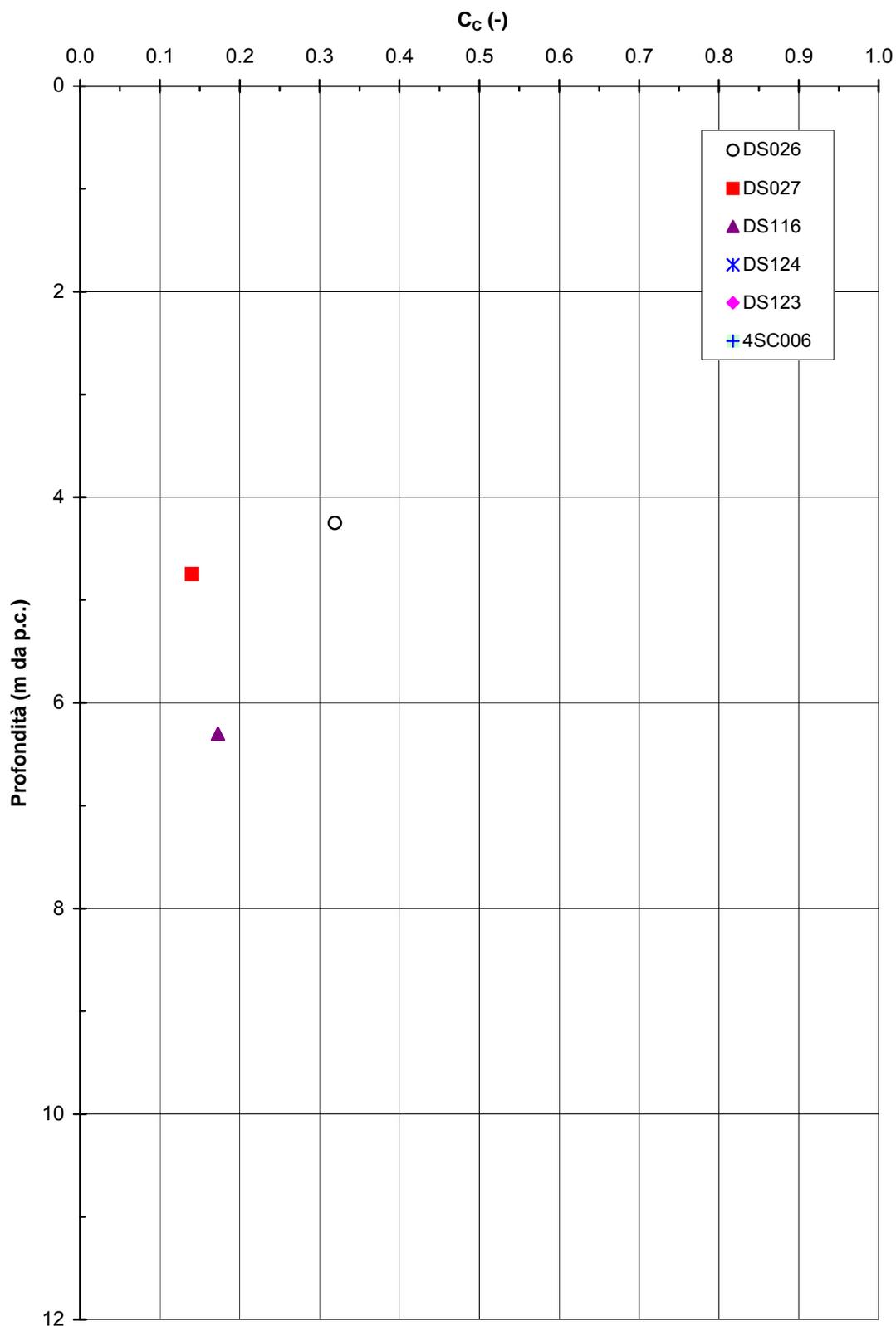
**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Indice di compressione**

Figura 2.8.11c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Indice di compressione**

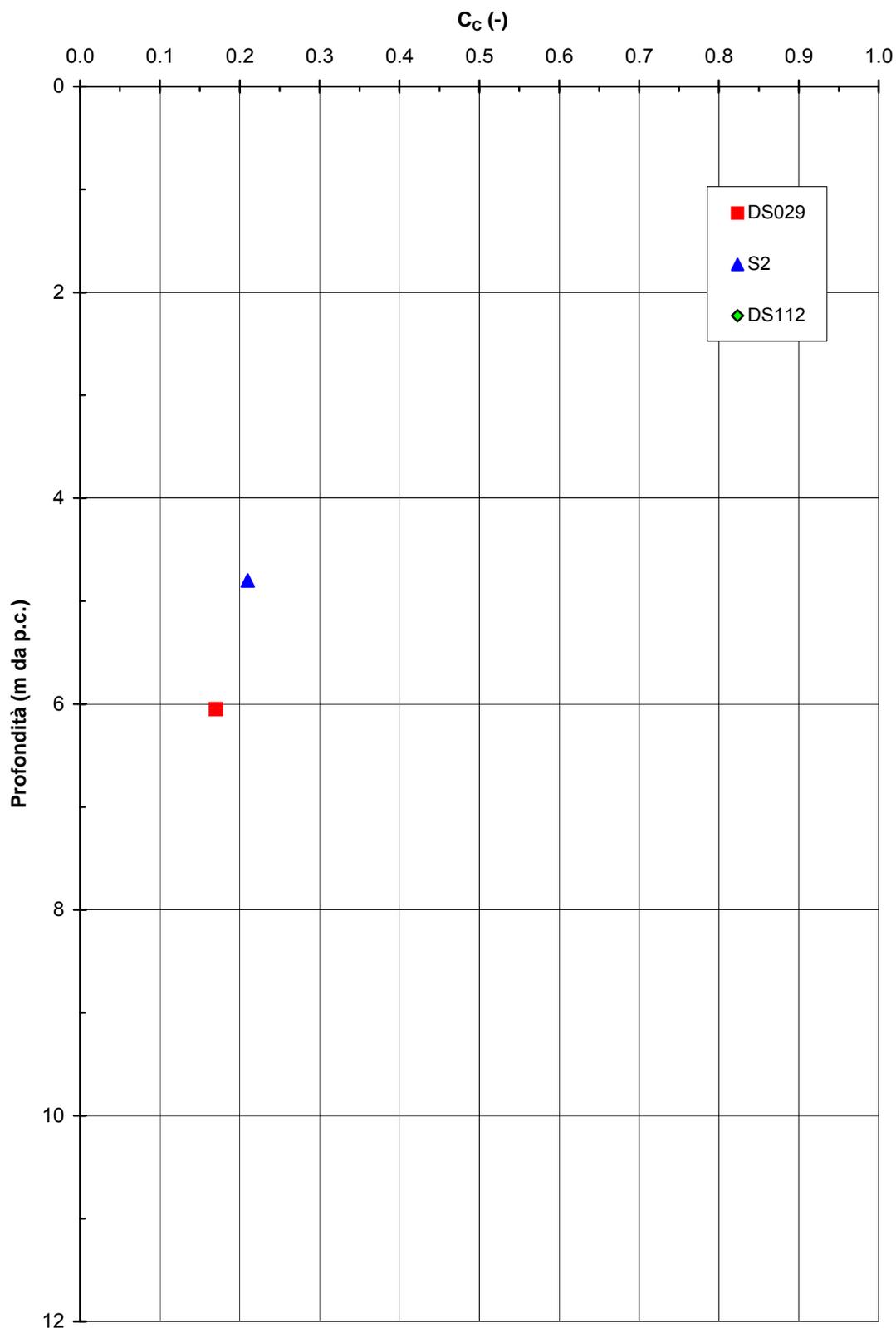


Figura 2.8.11d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

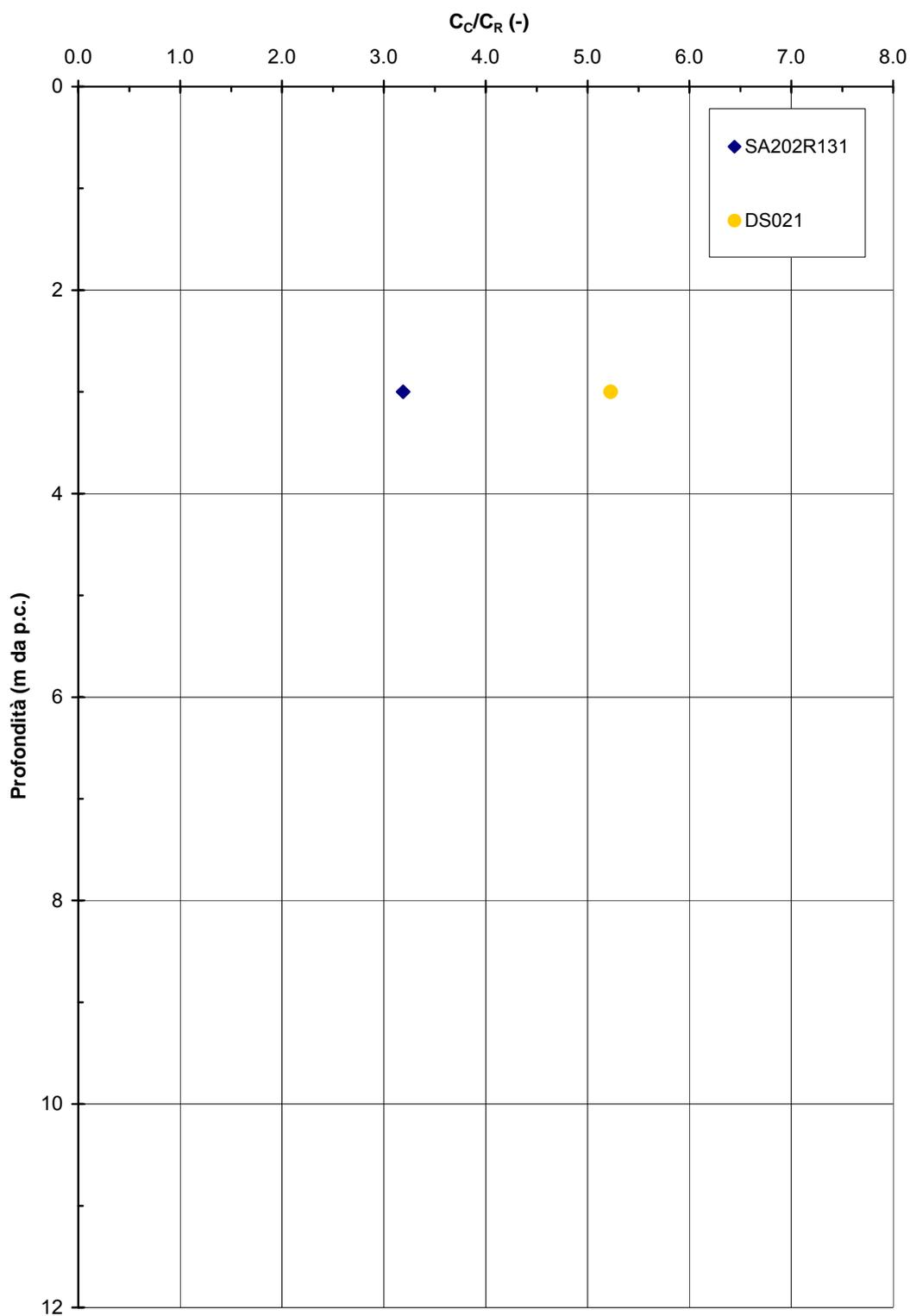


Figura 2.8.12a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

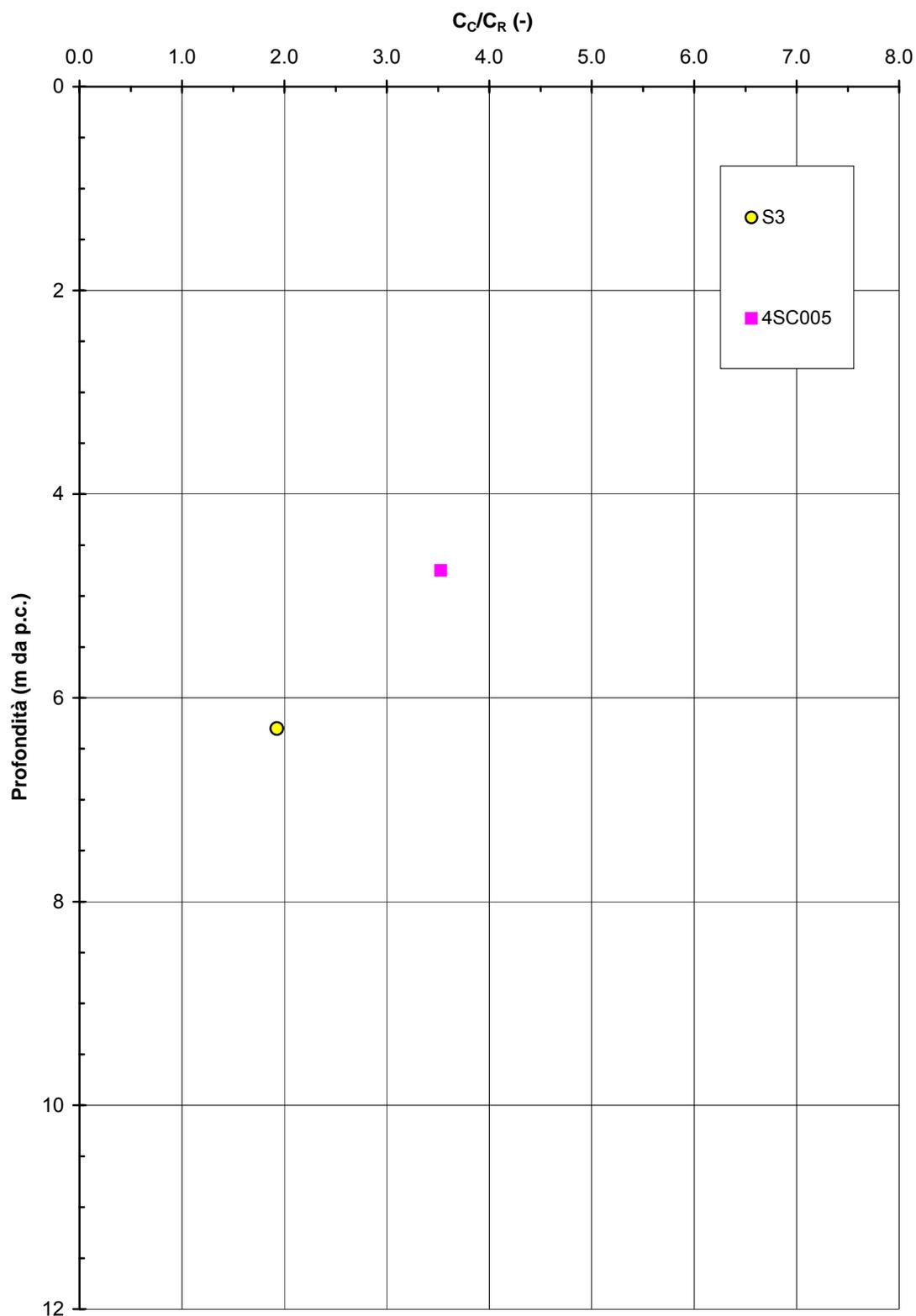


Figura 2.8.12b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

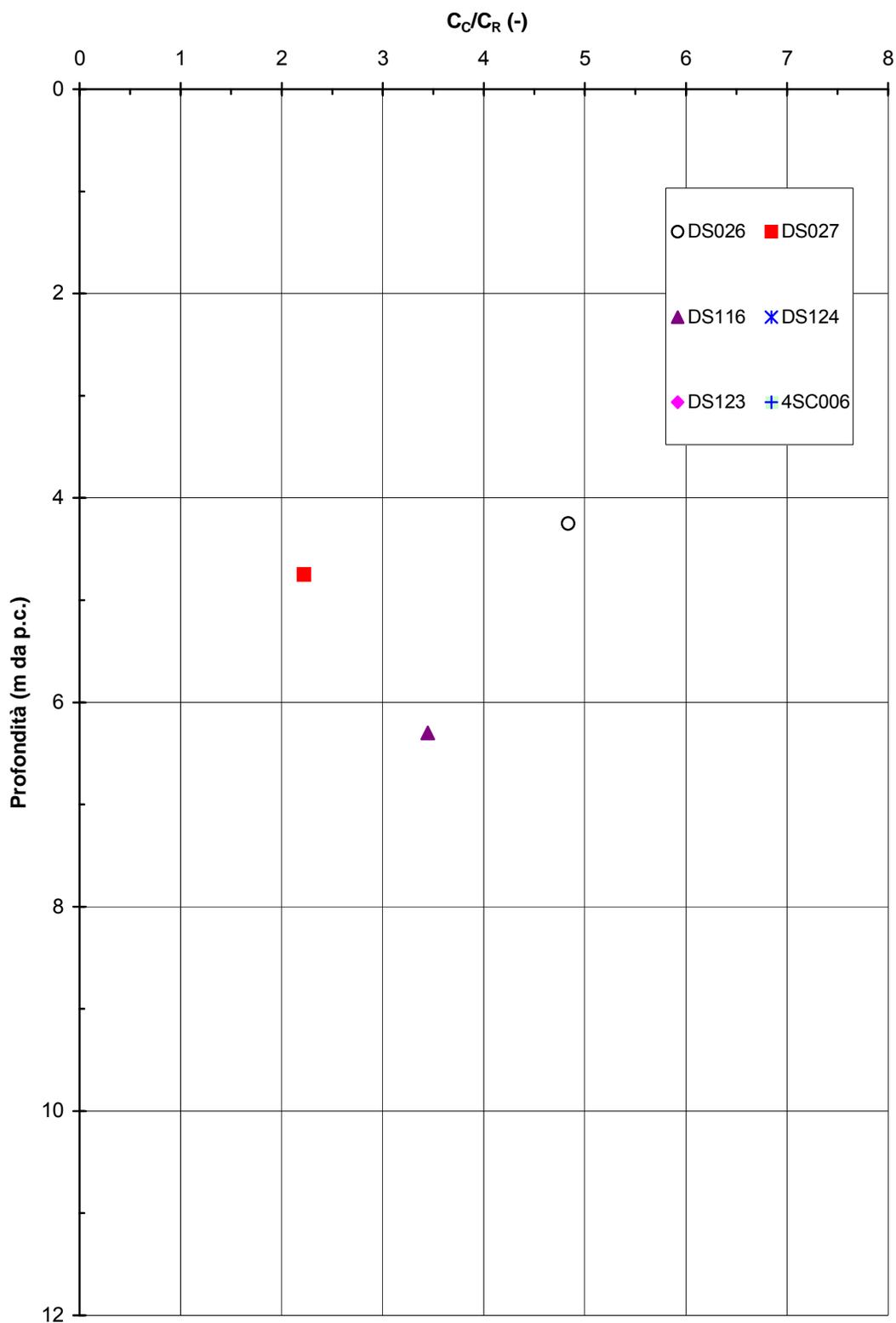


Figura 2.8.12c

AA.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

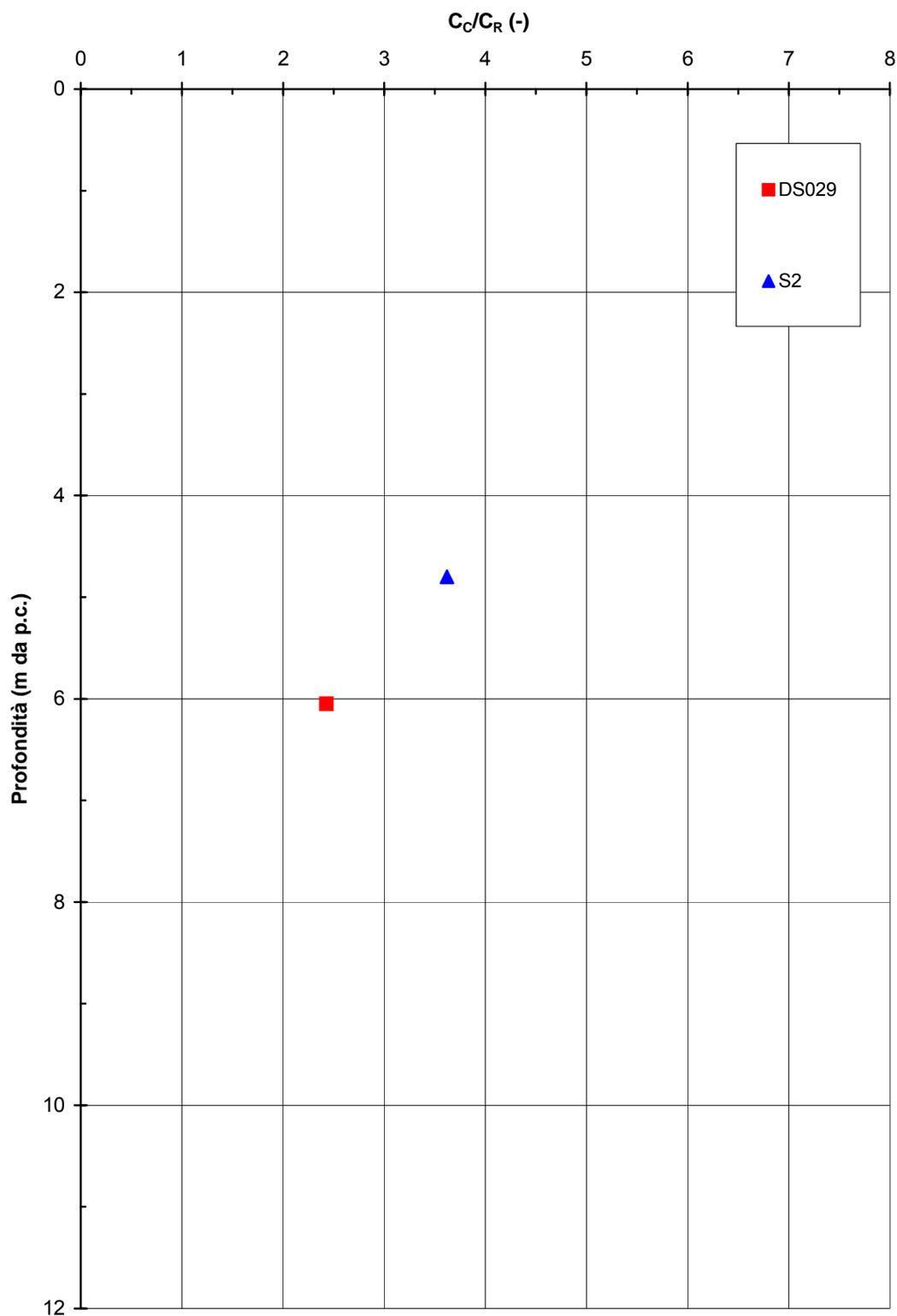


Figura 2.8.12d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

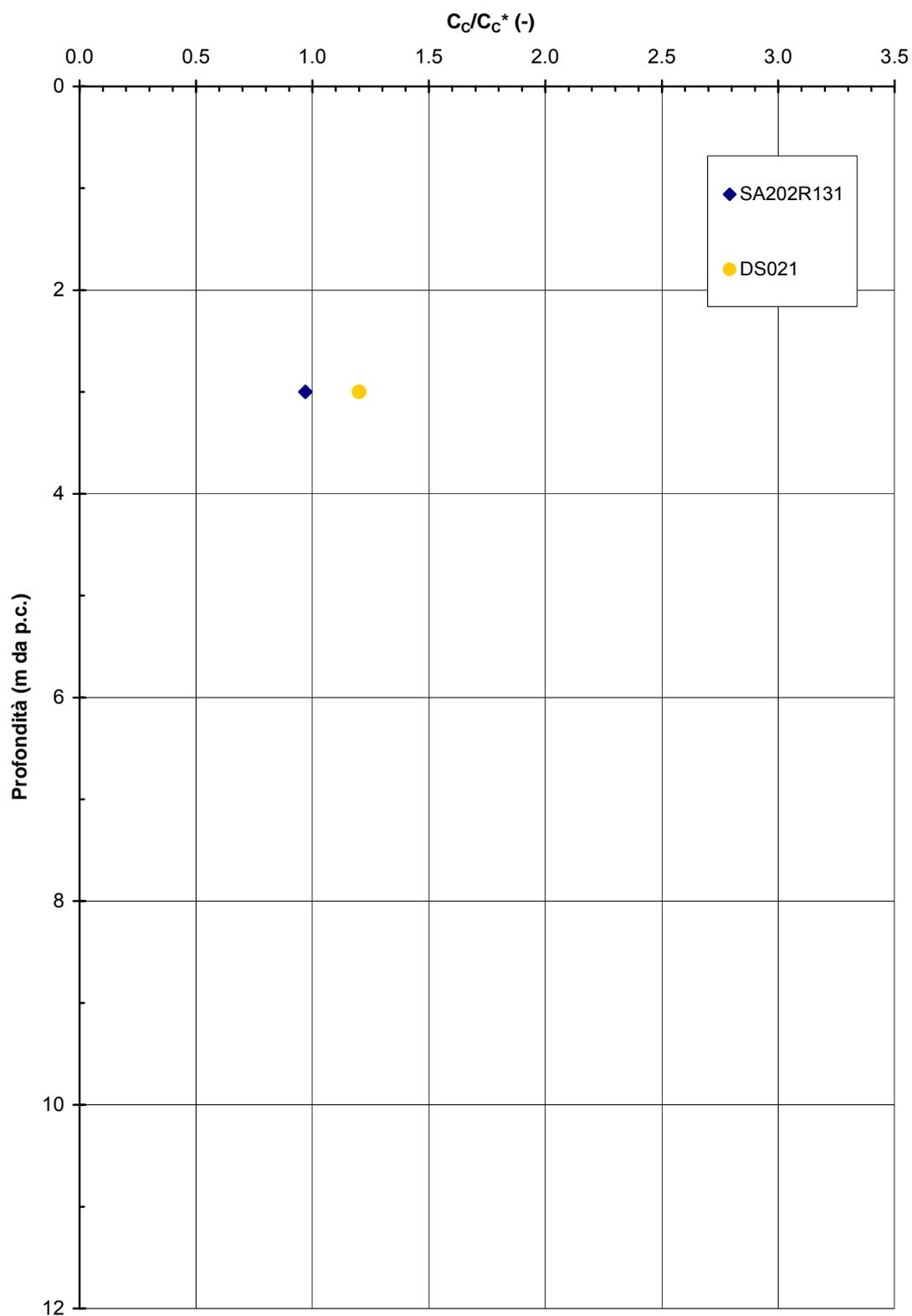


Figura 2.8.13a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

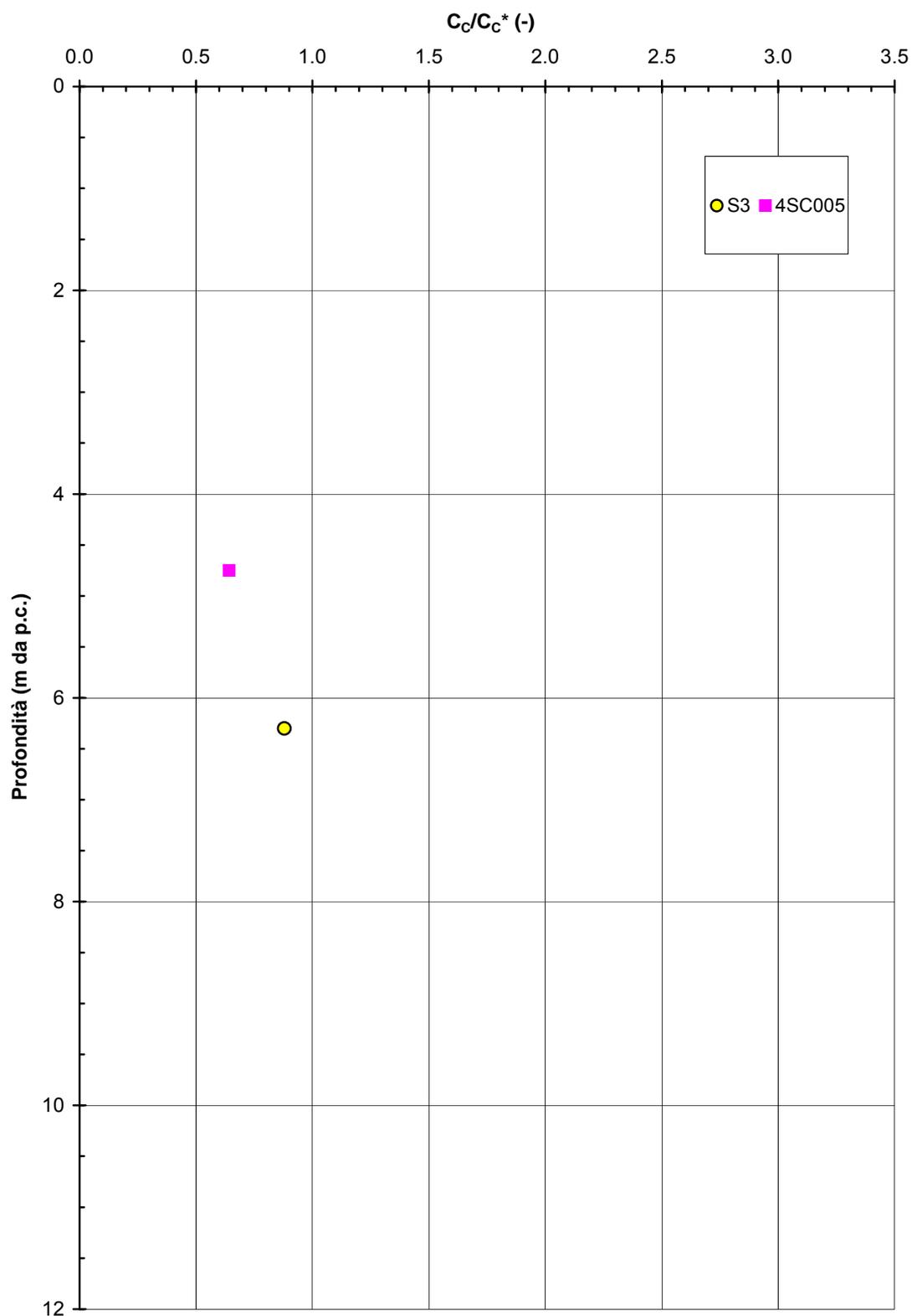


Figura 2.8.13b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

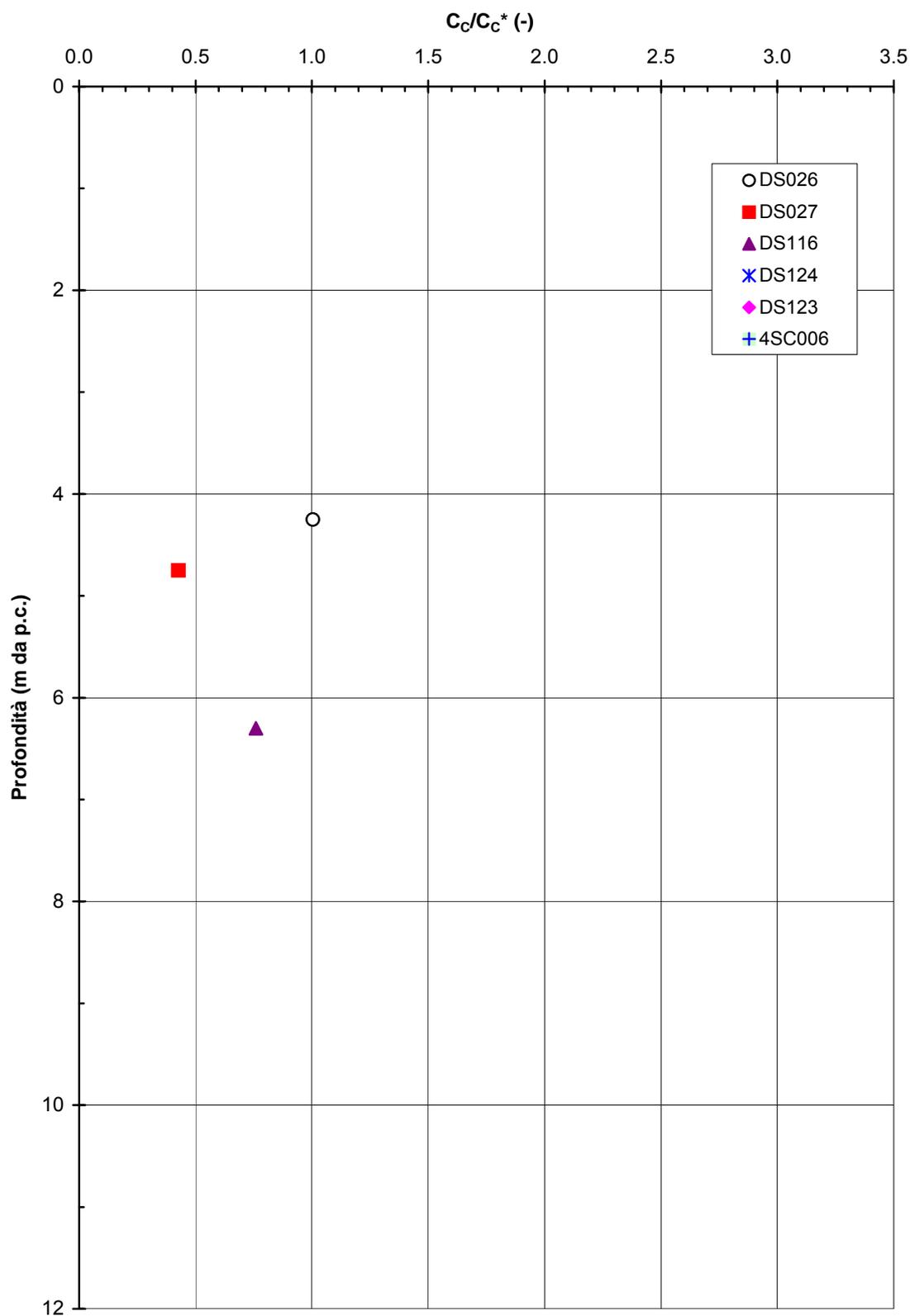


Figura 2.8.13c

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

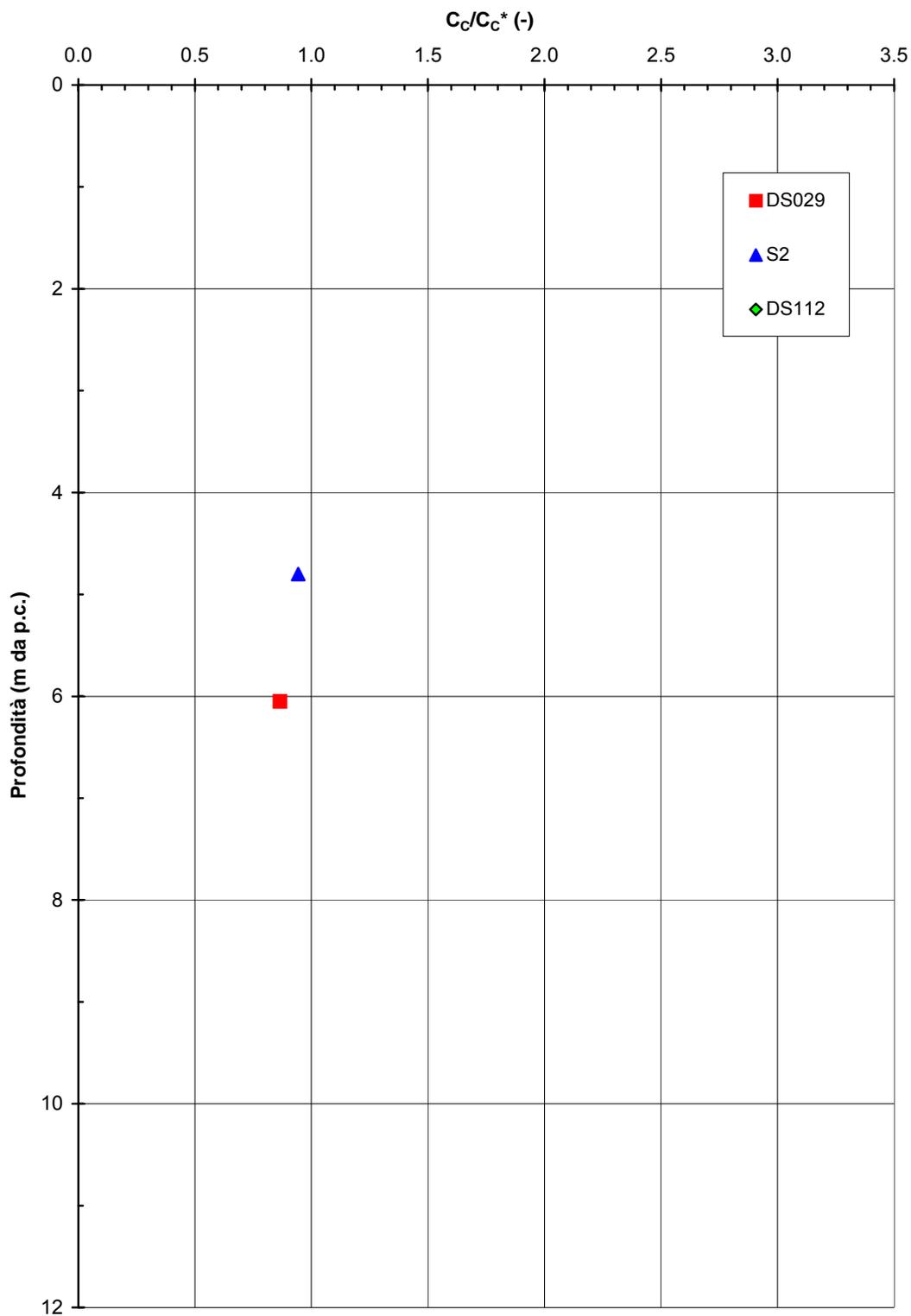


Figura 2.8.13d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

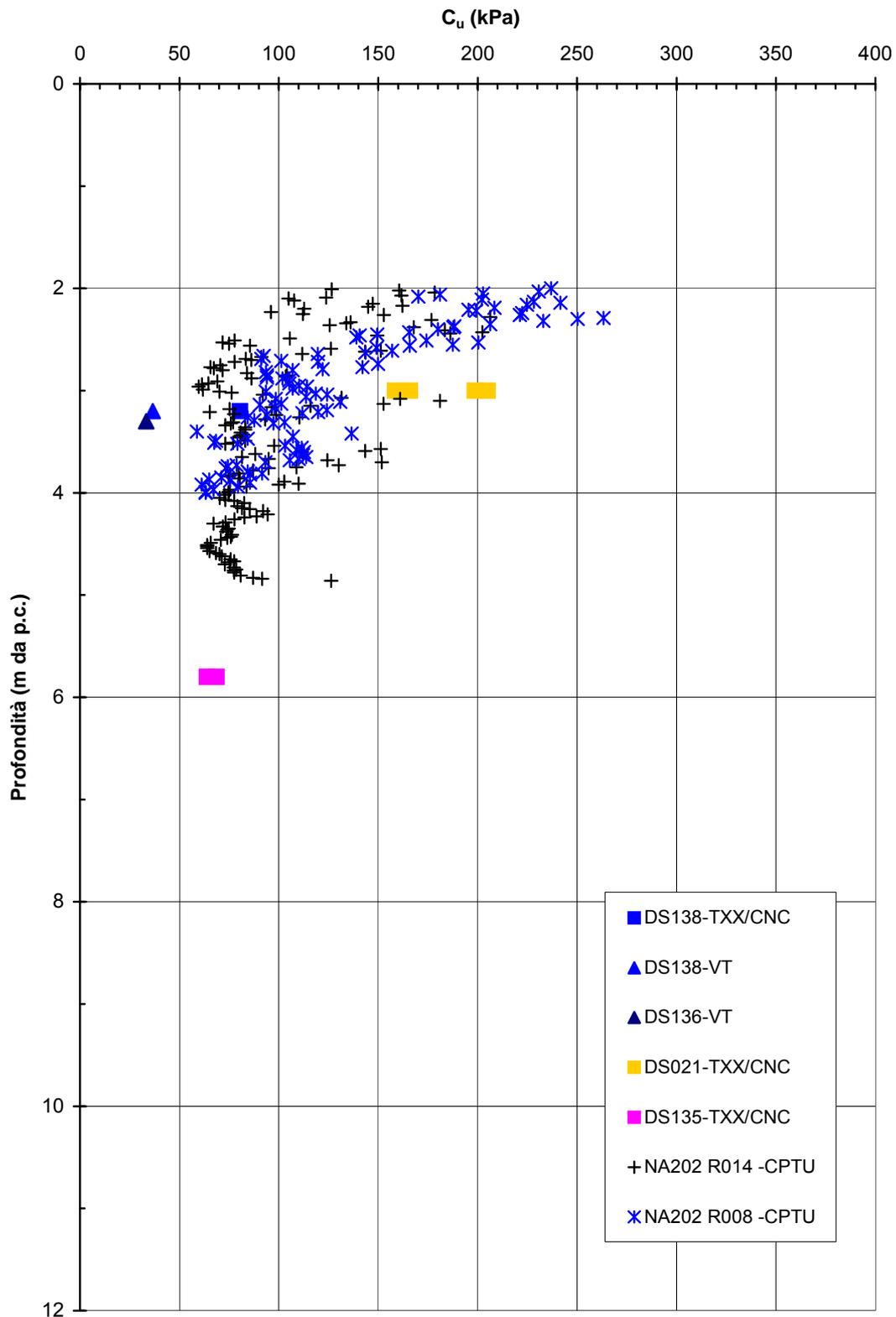


Figura 2.8.14a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

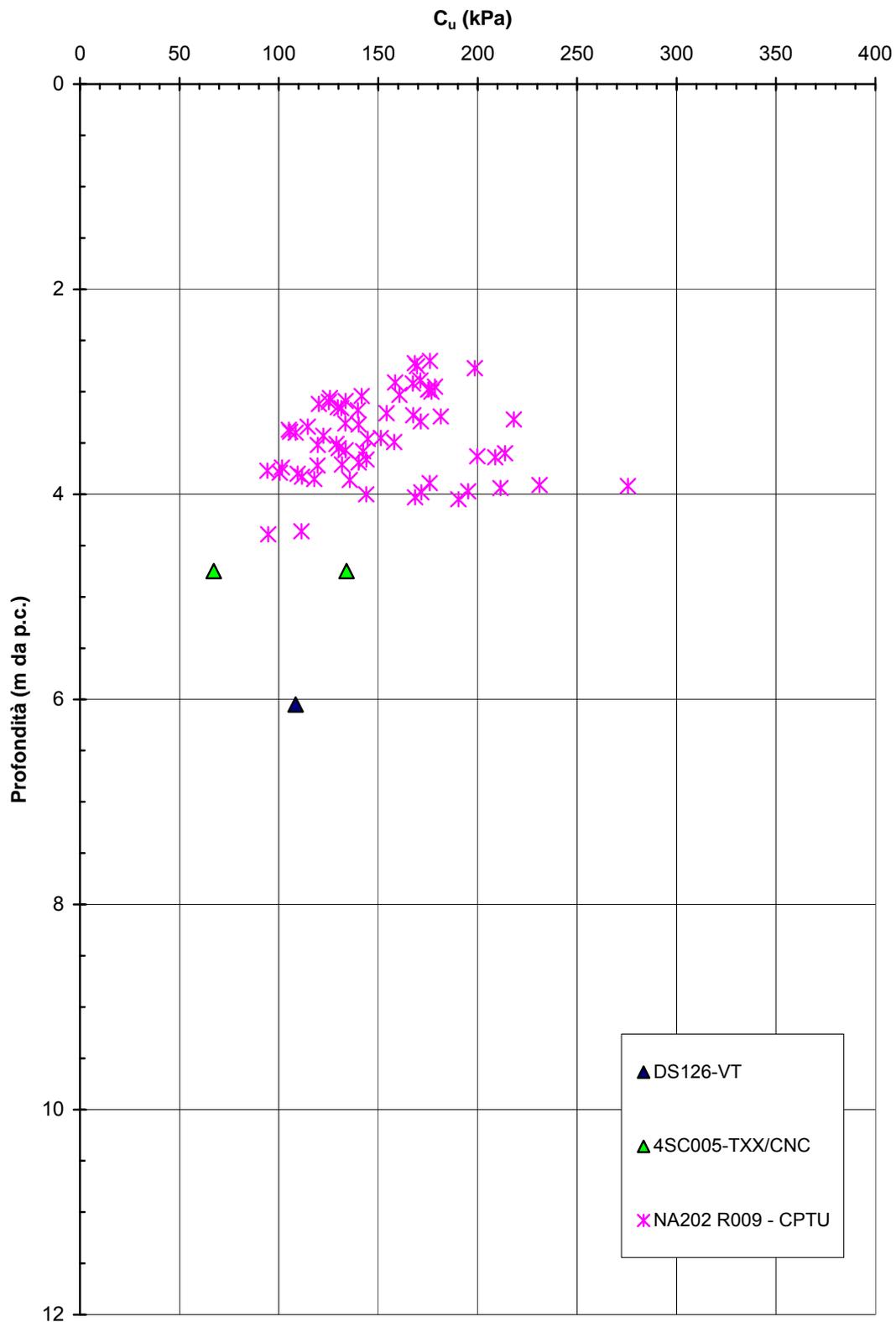


Figura 2.8.14b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 1 - Resistenza al taglio di picco in condizioni non drenate

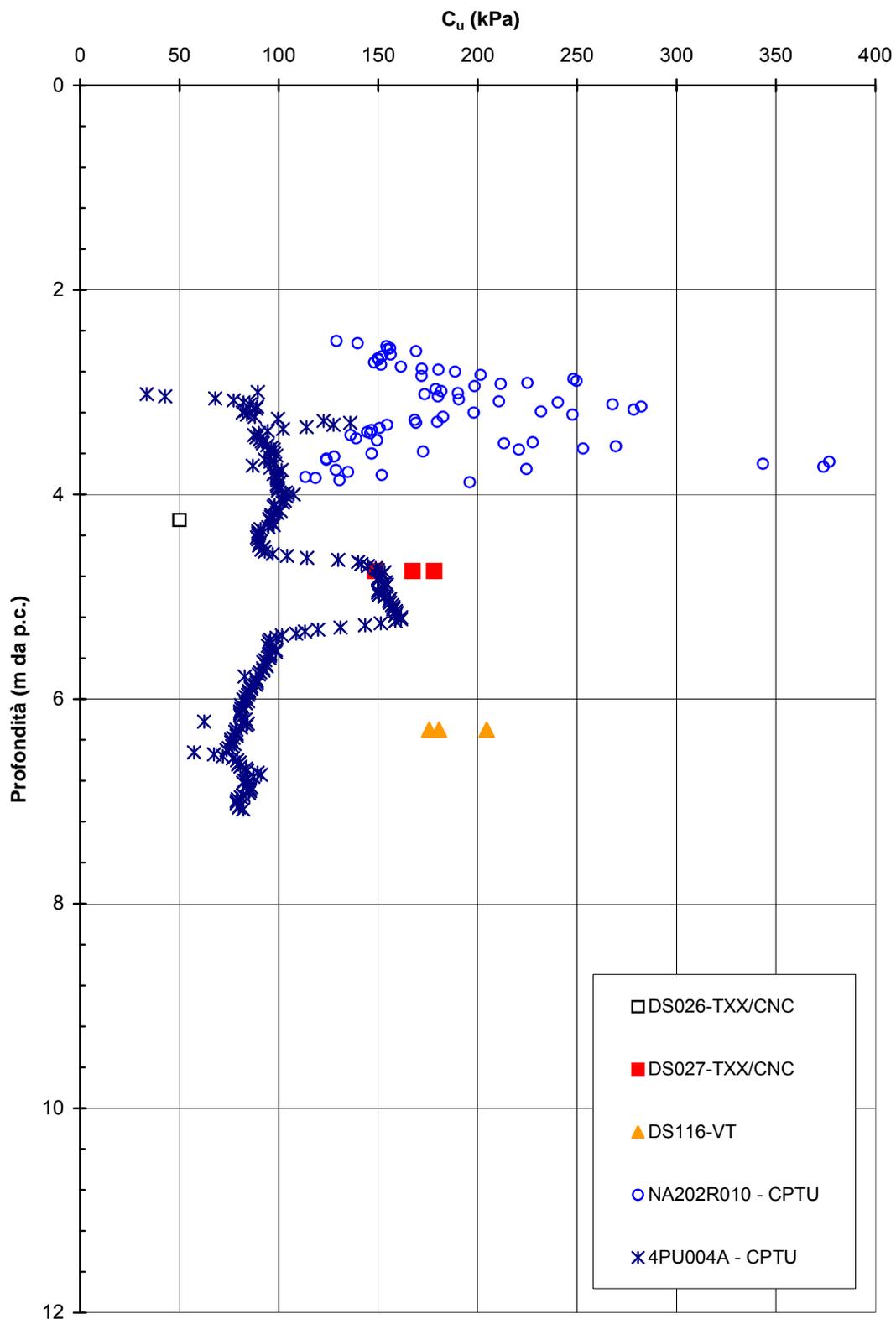


Figura 2.8.14c

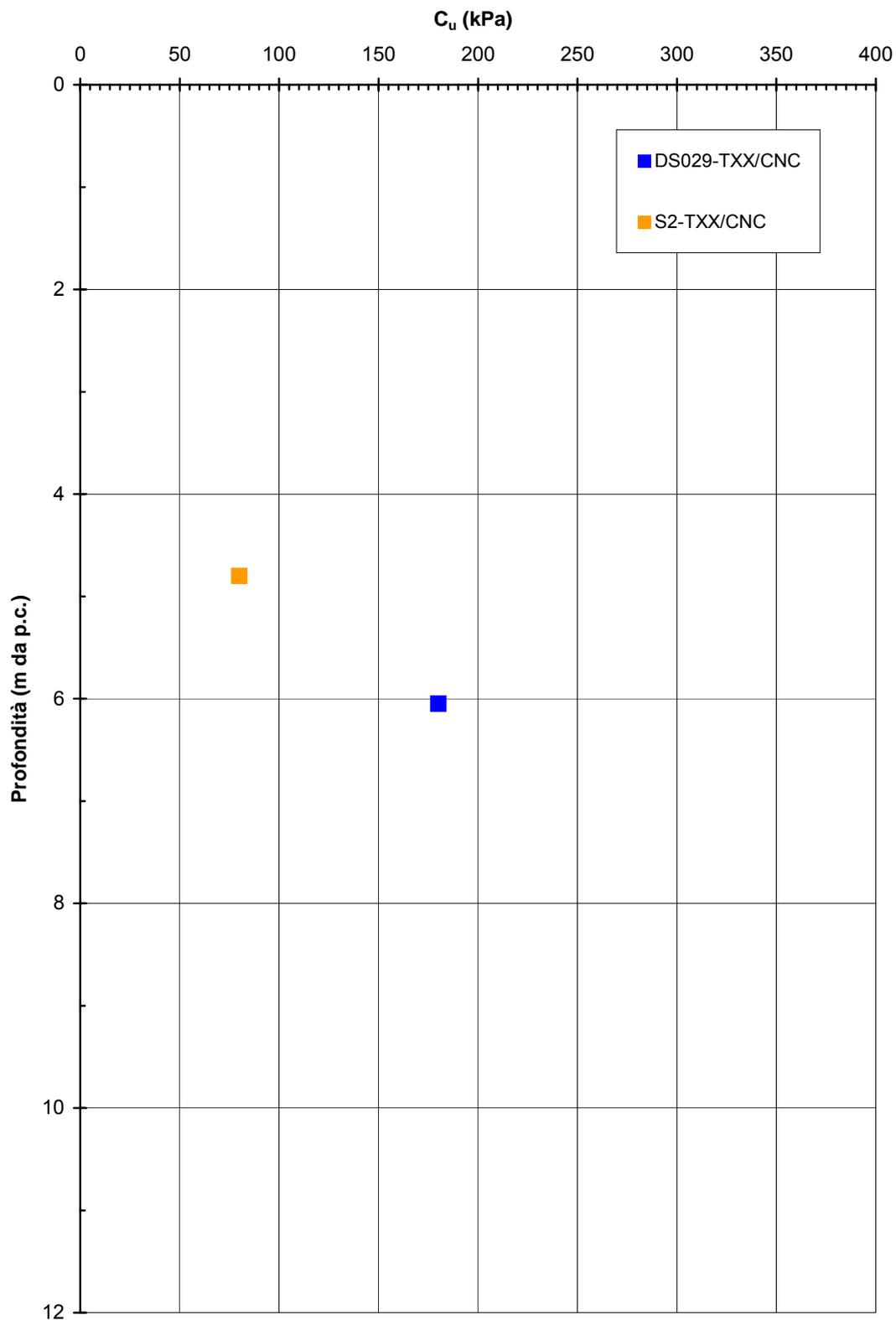
A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 1 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

Figura 2.8.14d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

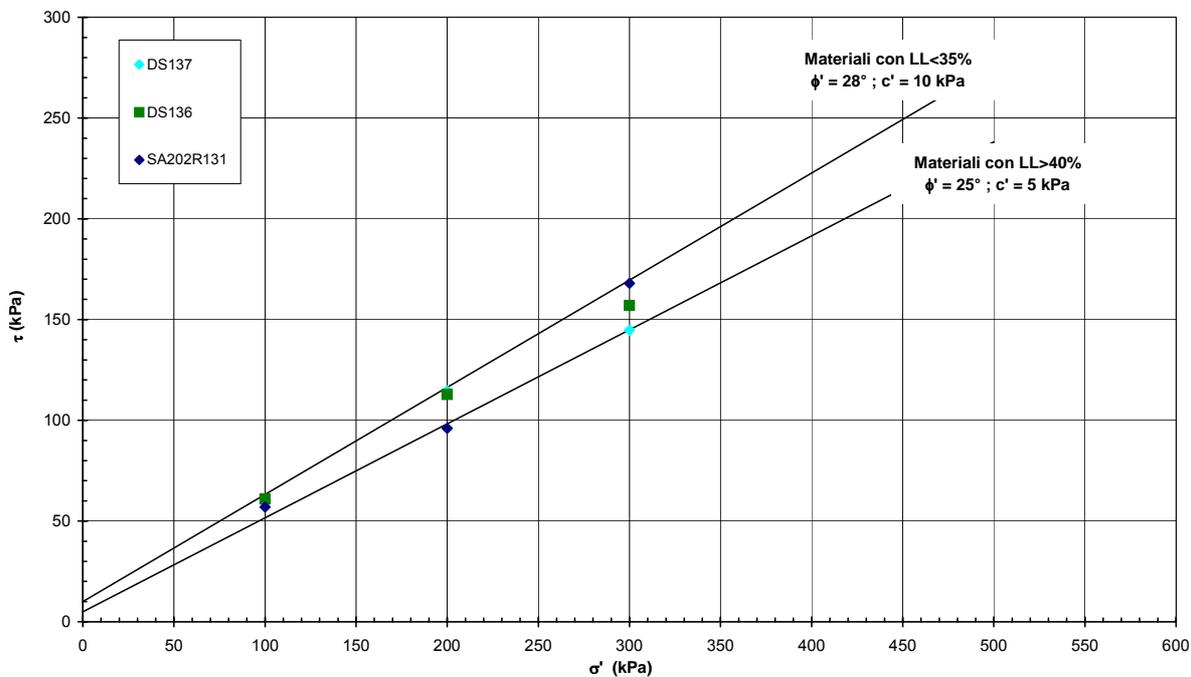


Figura 2.8.15a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

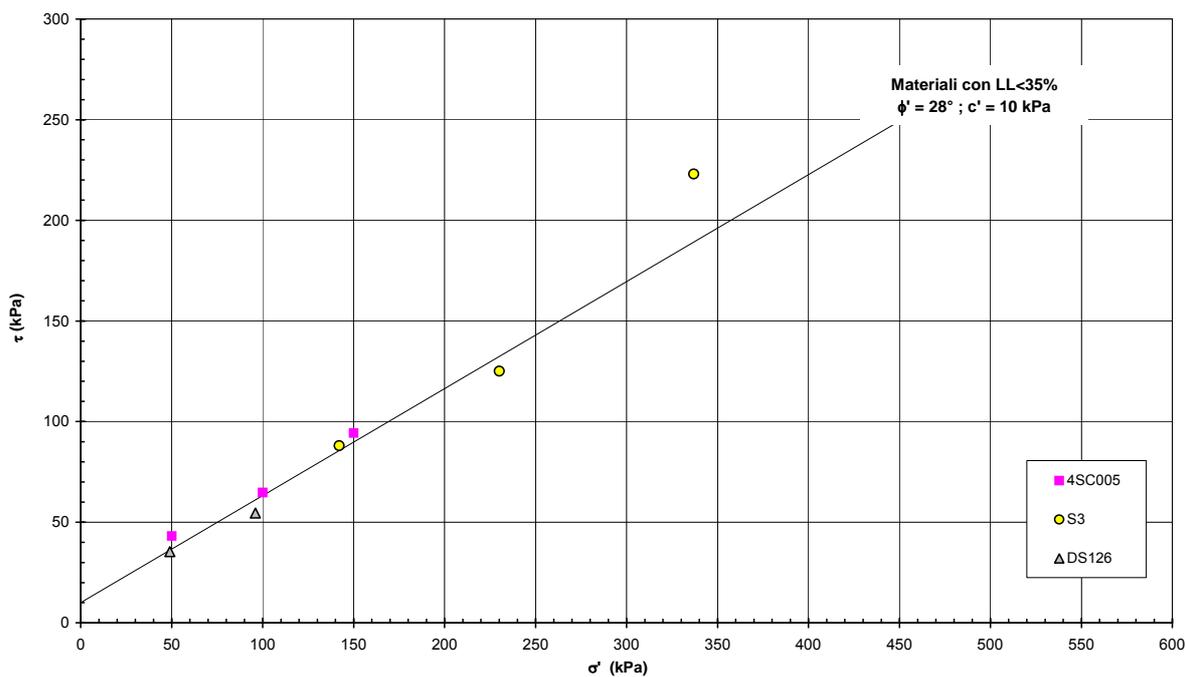


Figura 2.8.15b

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 1 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

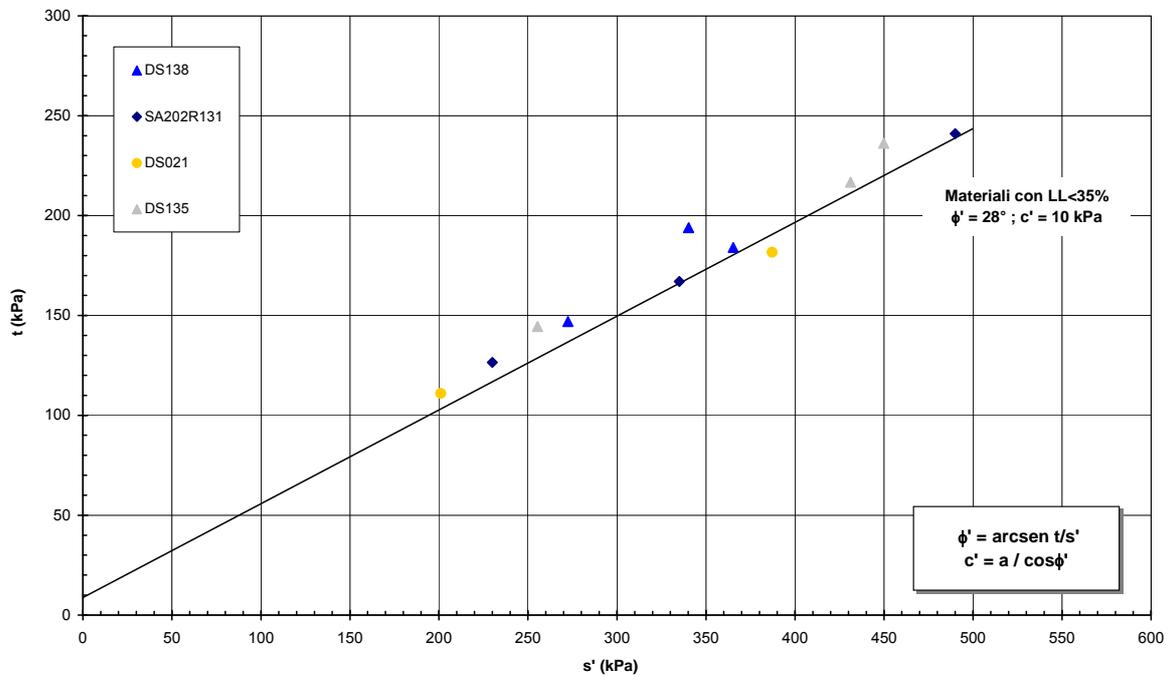


Figura 2.8.16a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 1 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

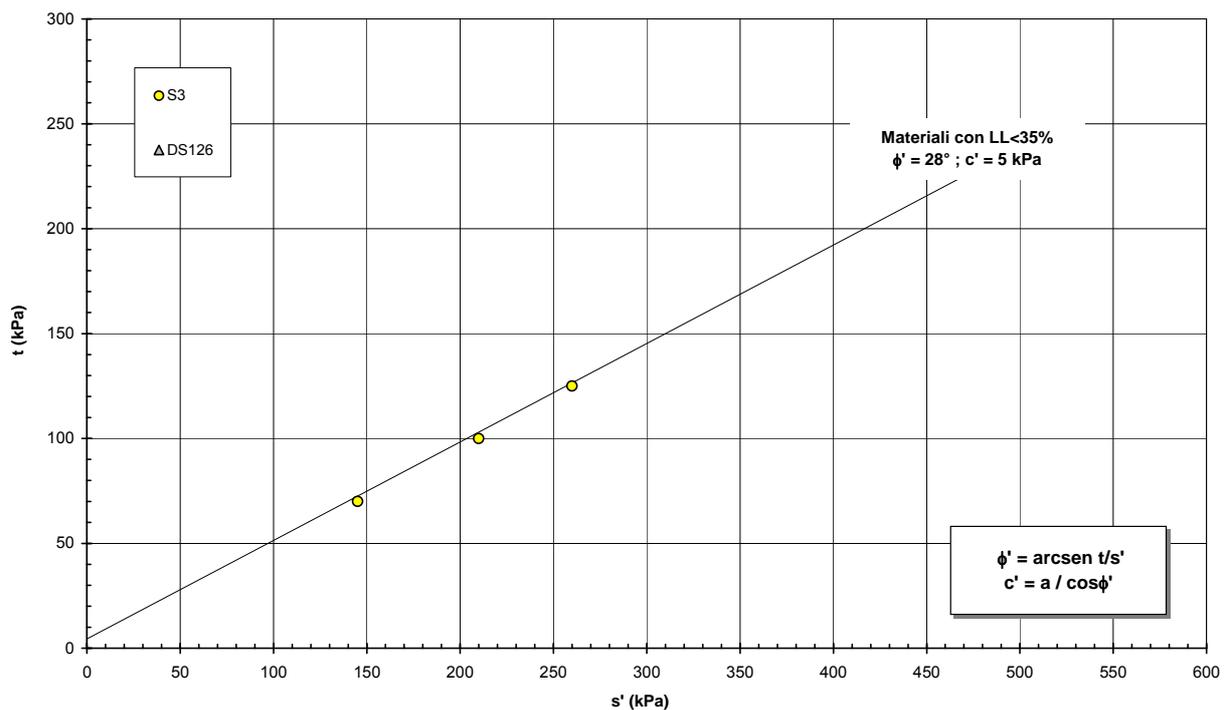


Figura 2.8.16b

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 1 - Pressione massima di preconsolidazione

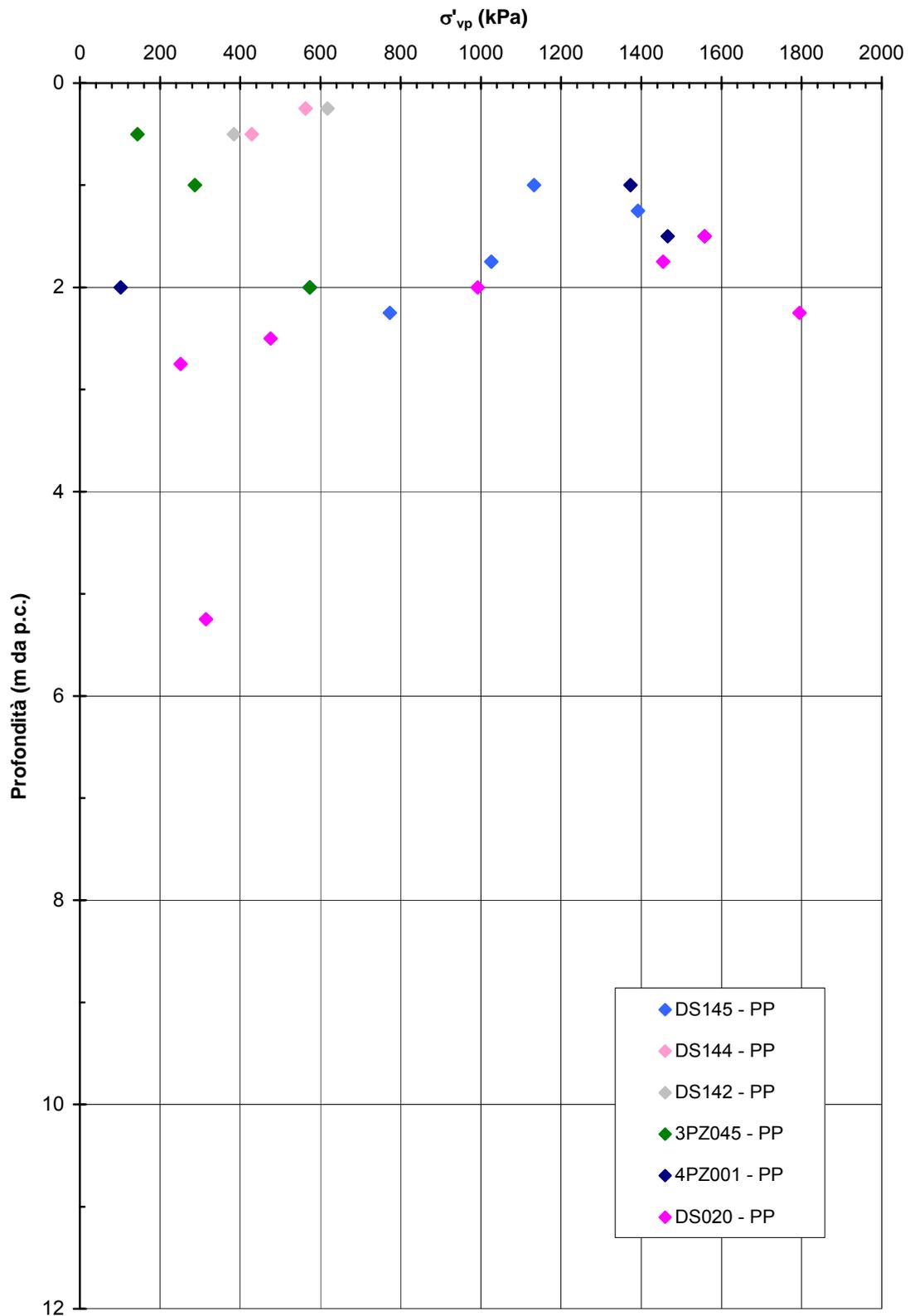


Figura 2.8.17

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 1 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

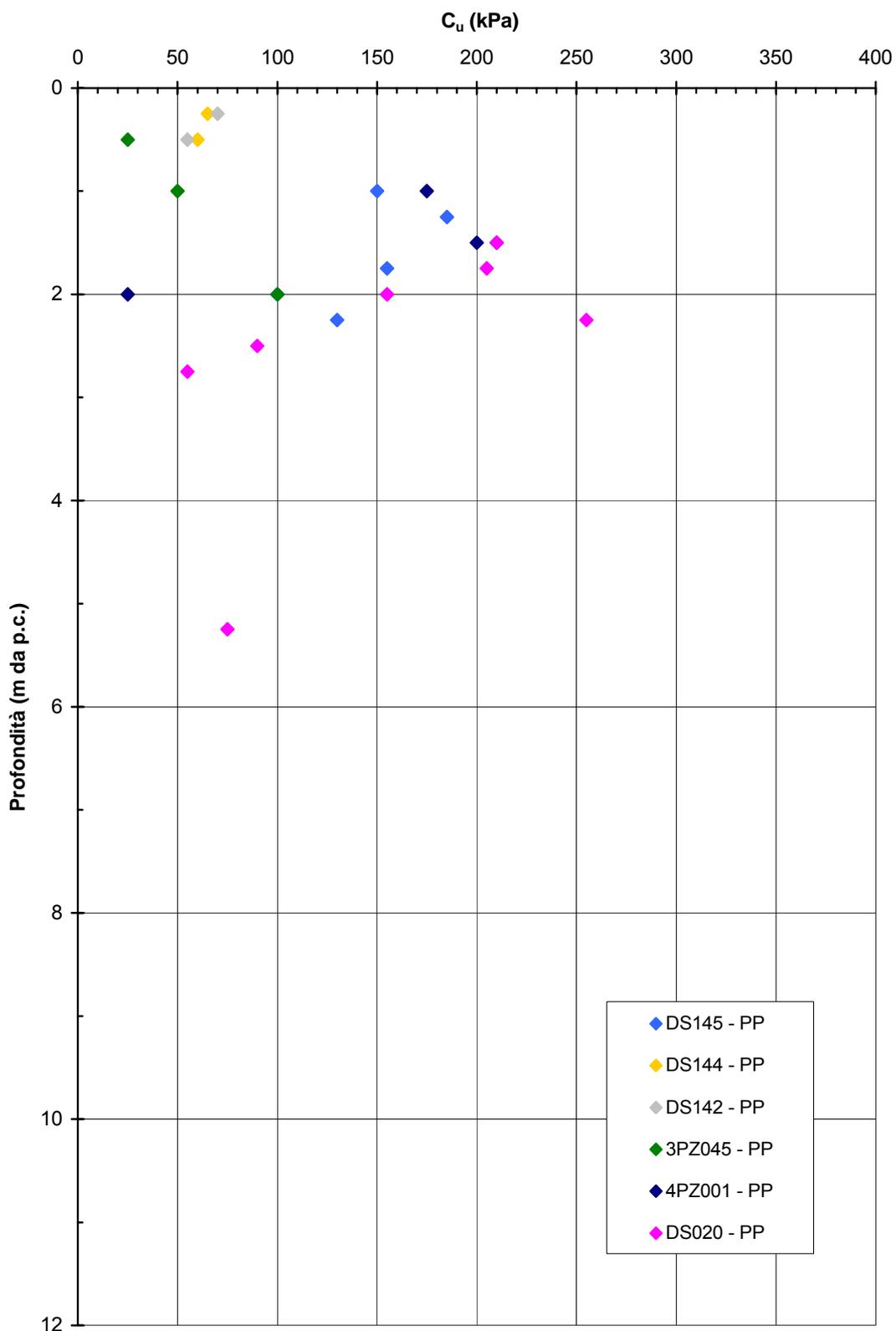


Figura 2.8.18

A.C. Milano-Verona : Tratte 1 e 2
STRATO 2 - Composizione granulometrica caratteristica

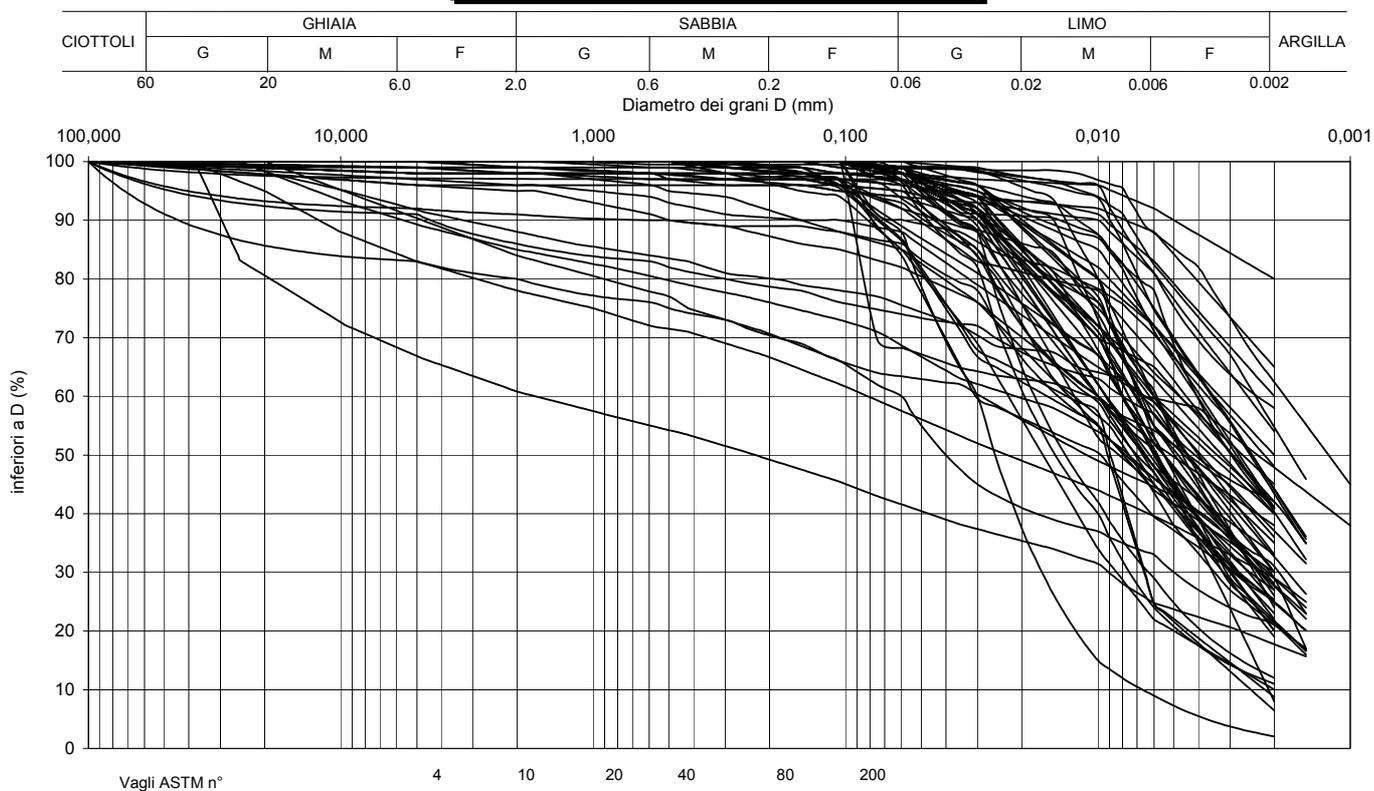


Figura 2.8.19a

**A.C. Milano-Verona : Tratte 3, 4 e 5
STRATO 2 - Composizione granulometrica caratteristica**

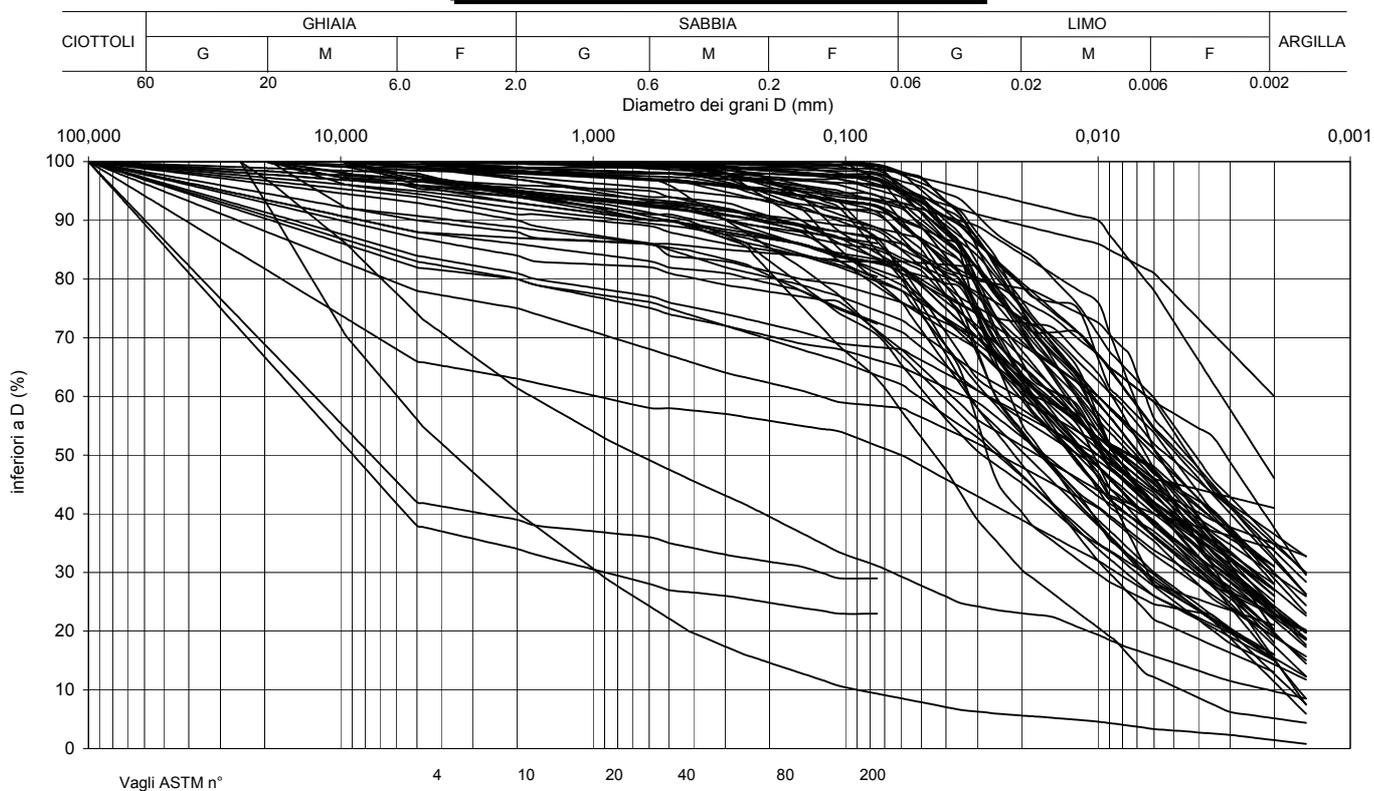


Figura 2.8.19b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Peso di volume naturale**

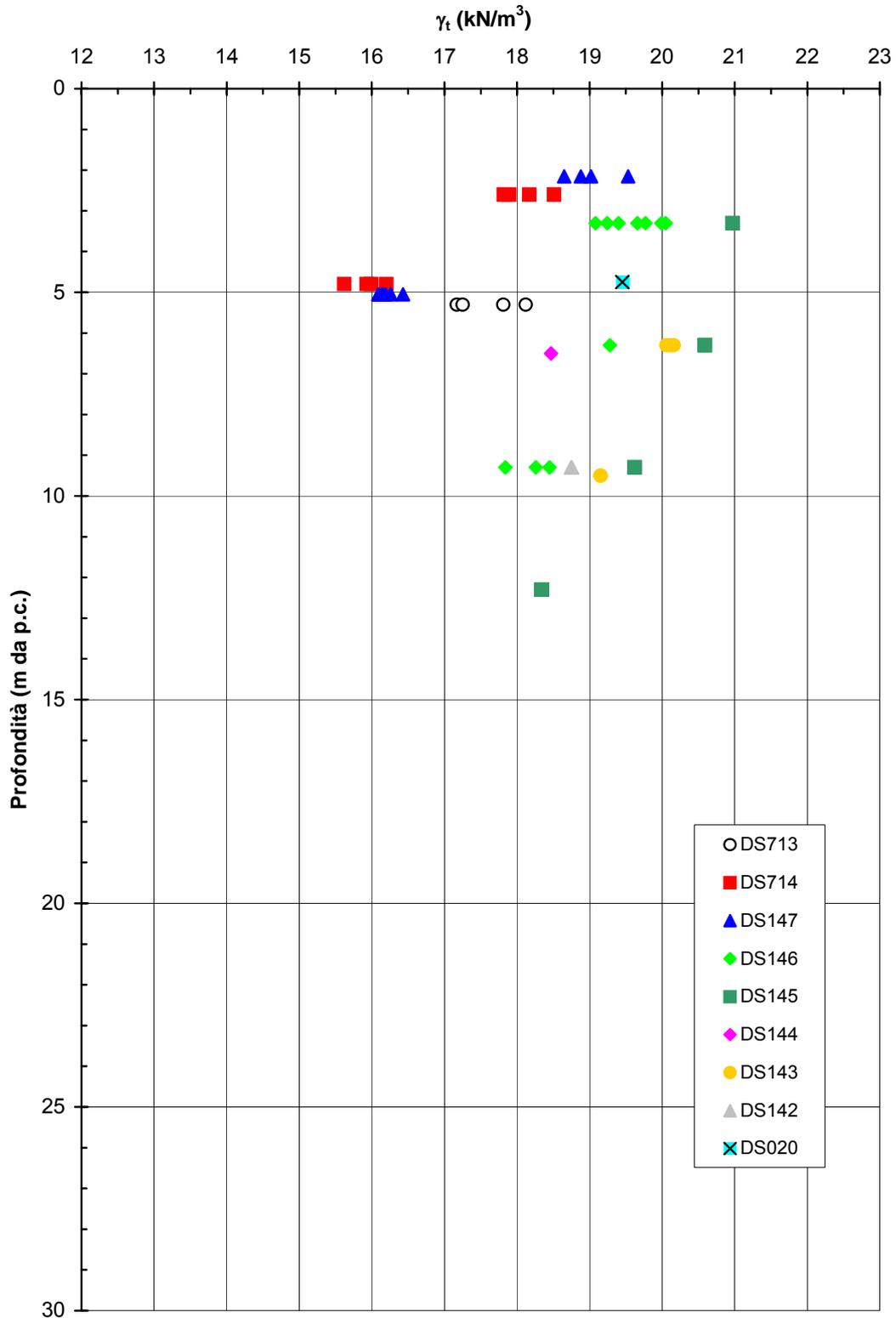


Figura 2.8.20a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Peso di volume naturale**

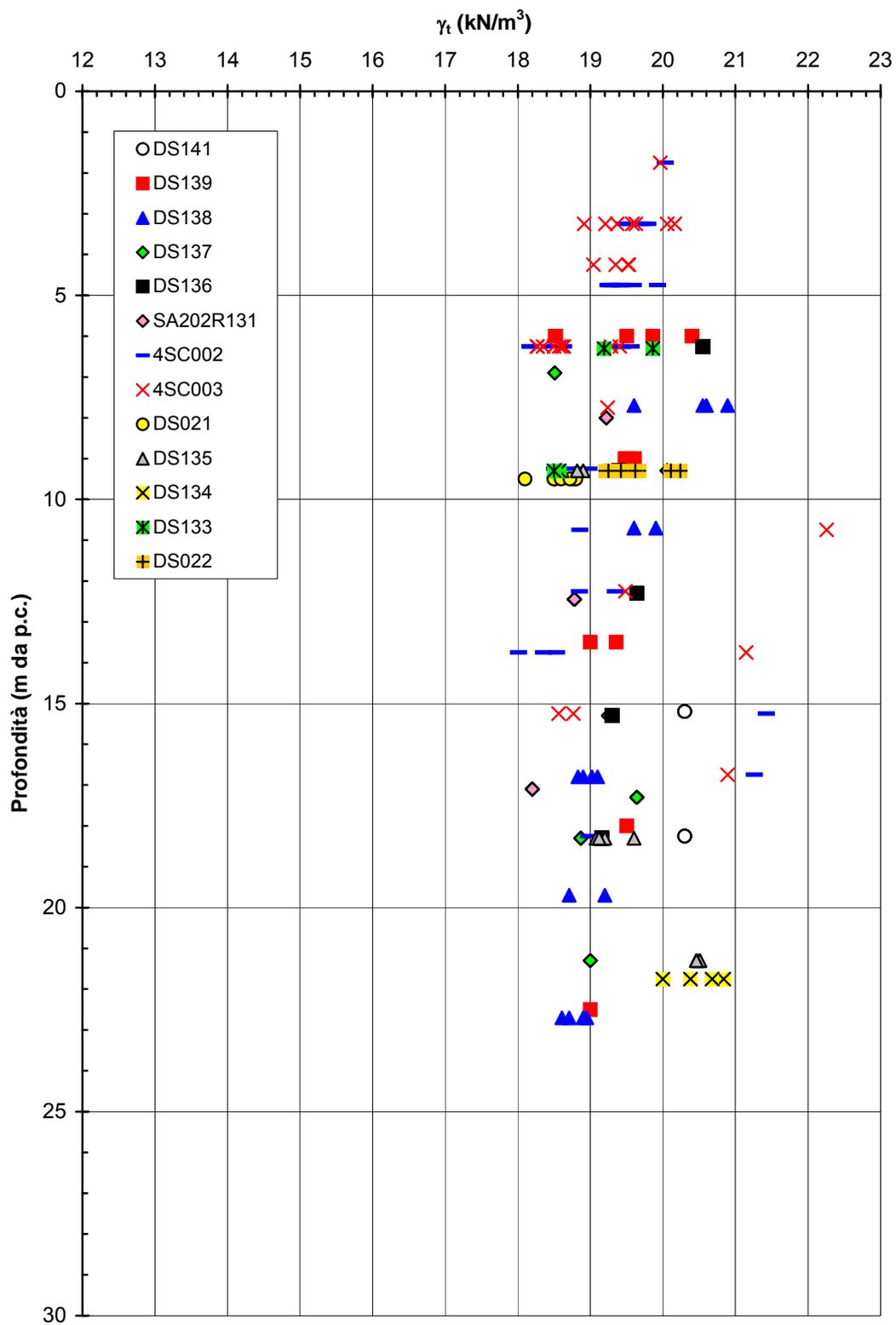
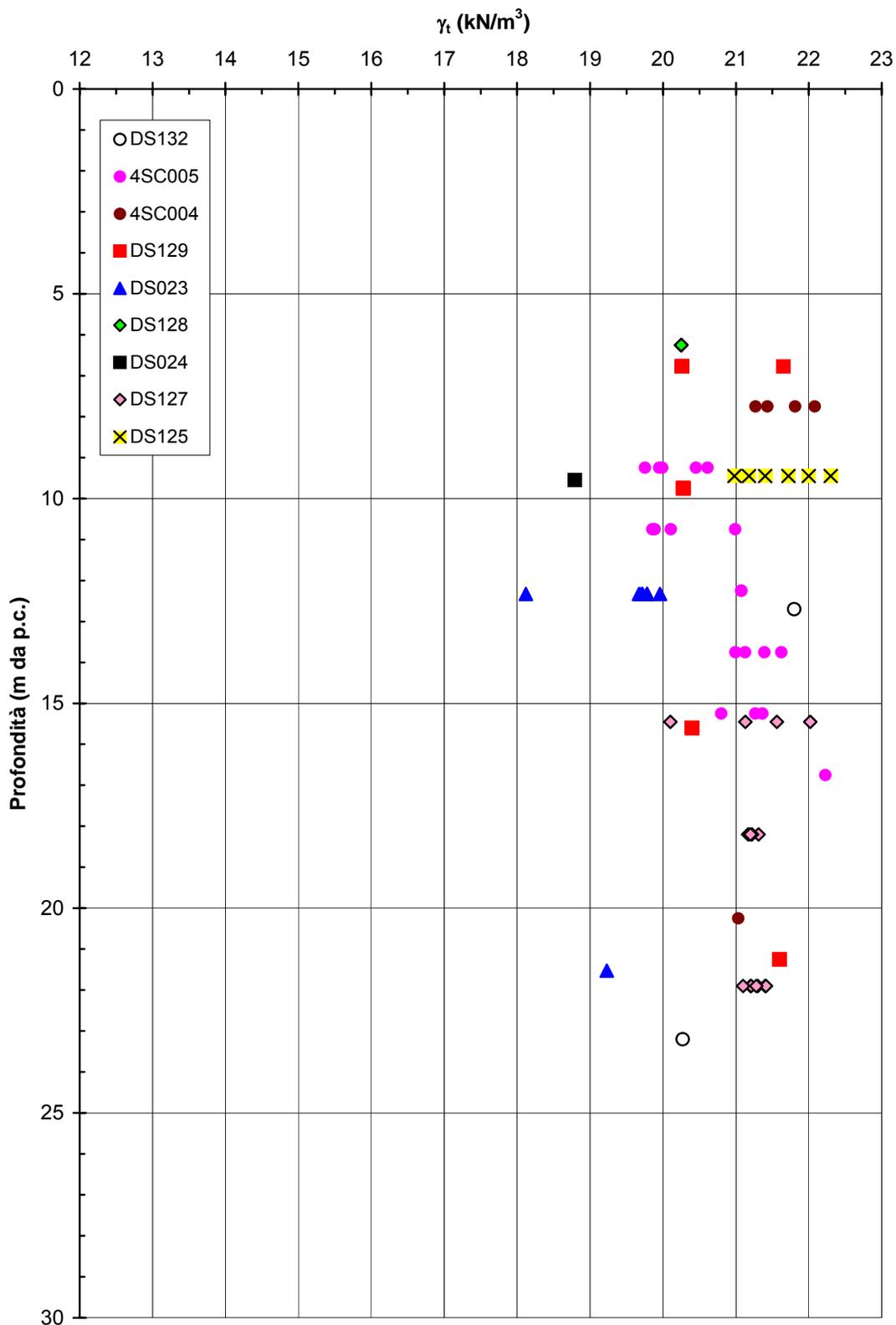


Figura 2.8.20b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Peso di volume naturale**



**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Peso di volume naturale**

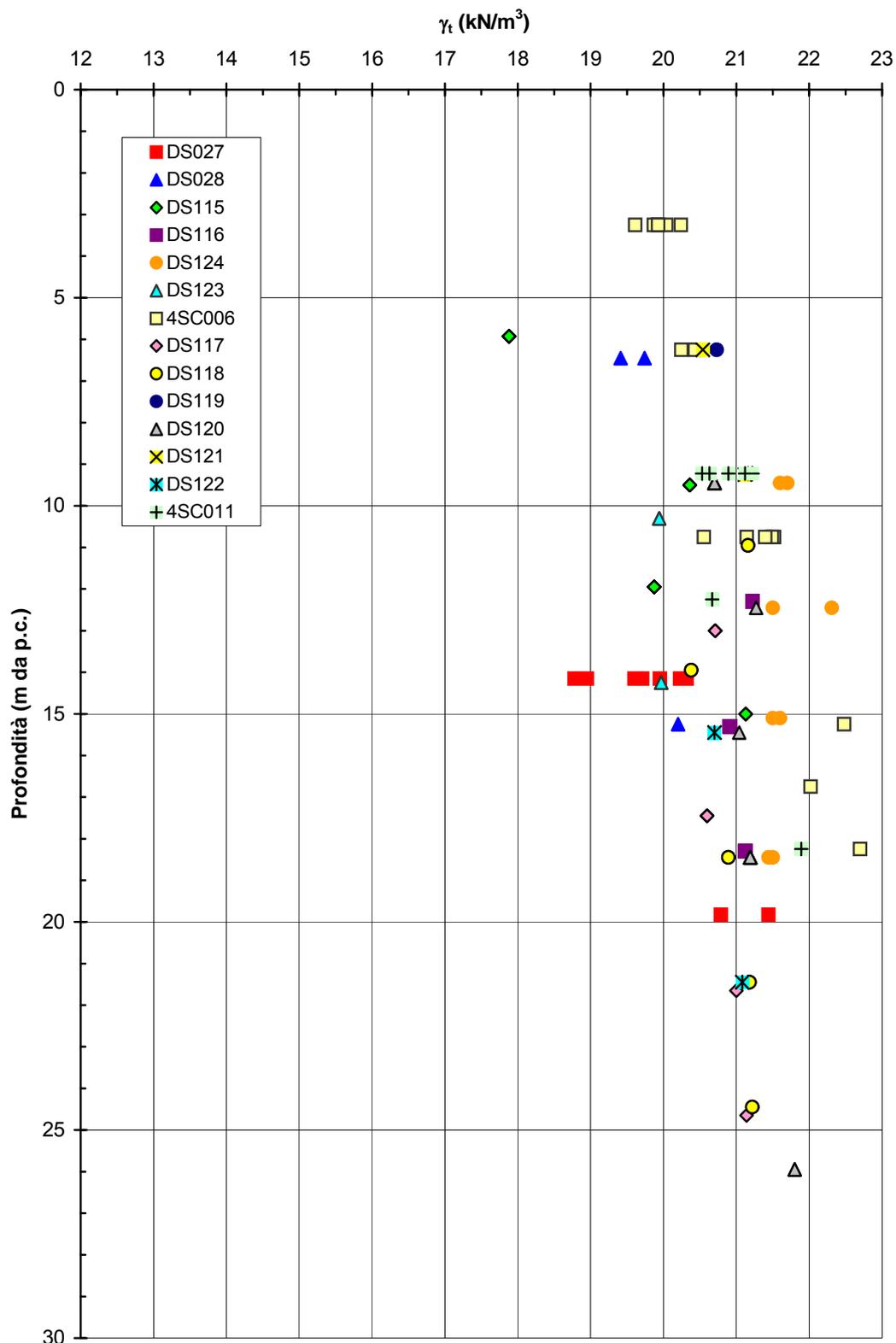


Figura 2.8.20d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Peso di volume naturale**

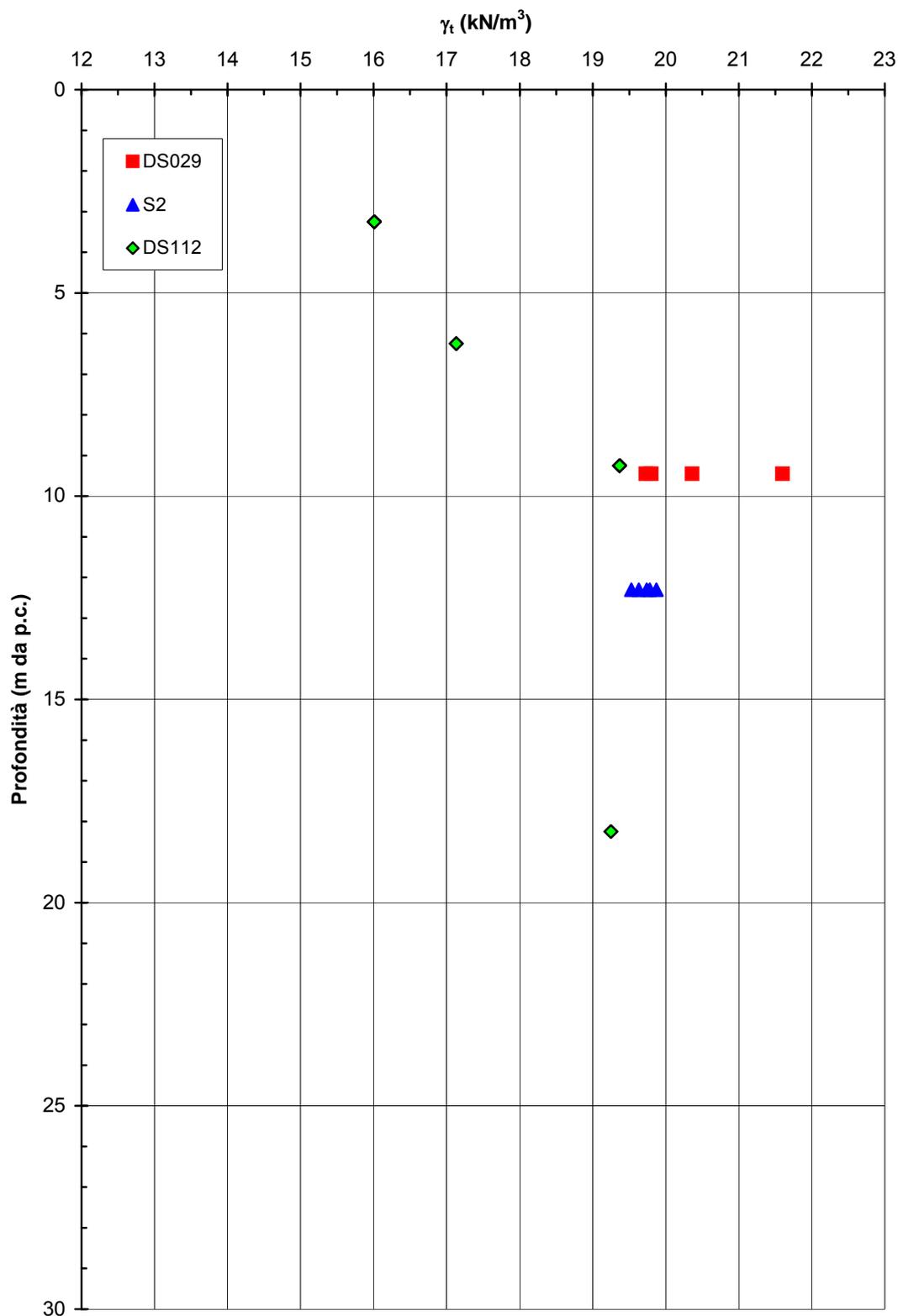


Figura 2.8.20e

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Limite Liquido**

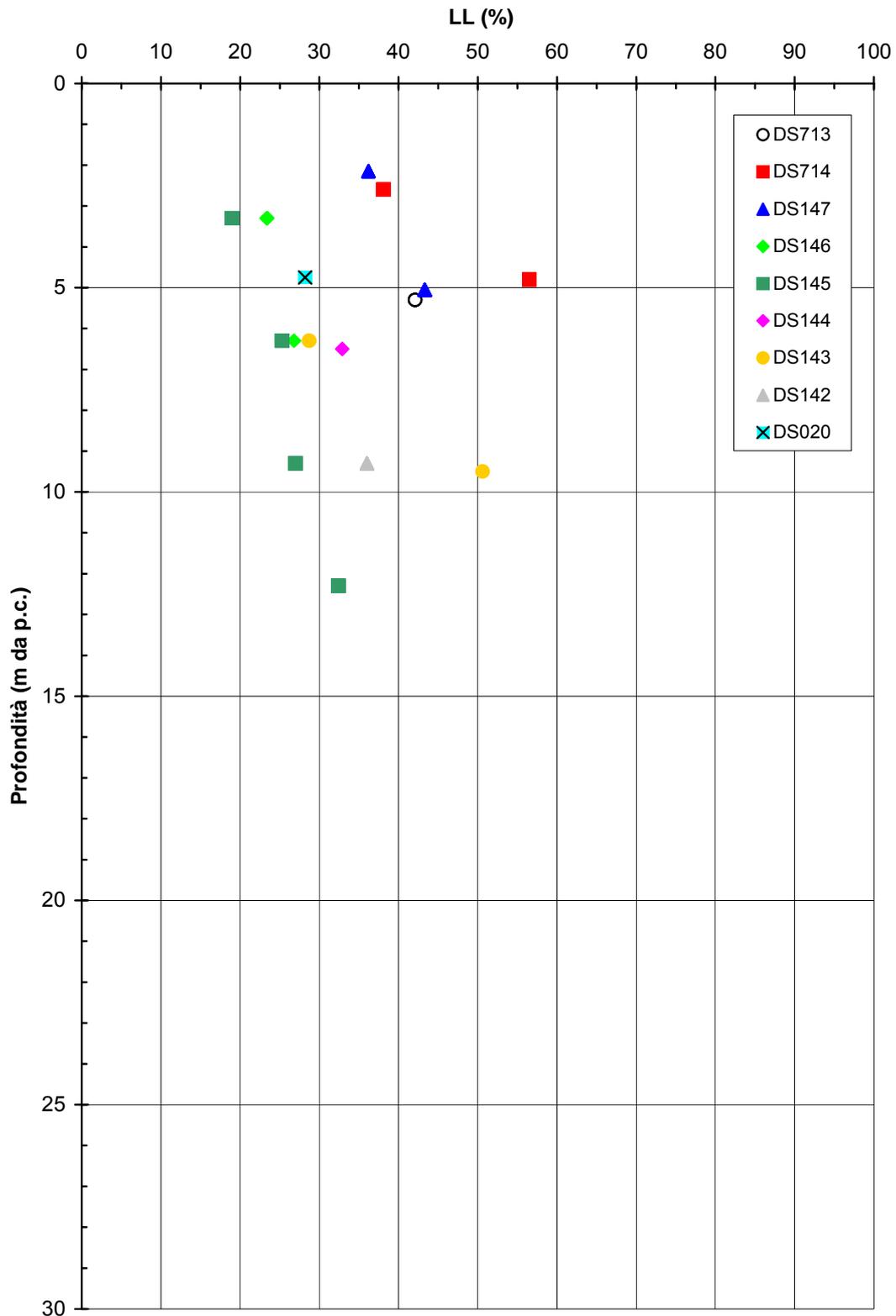


Figura 2.8.21a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Limite Liquido**

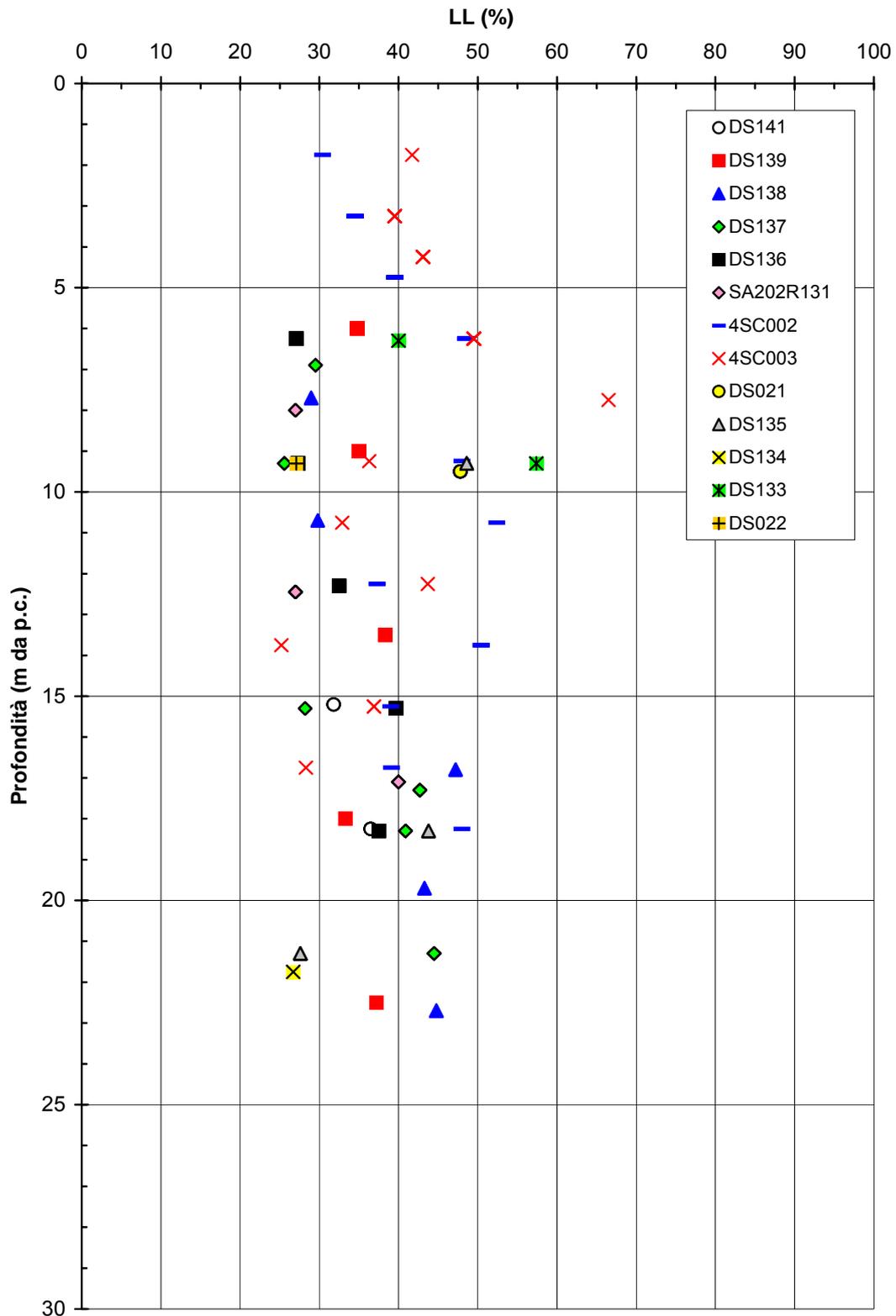


Figura 2.8.21b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Limite Liquido**

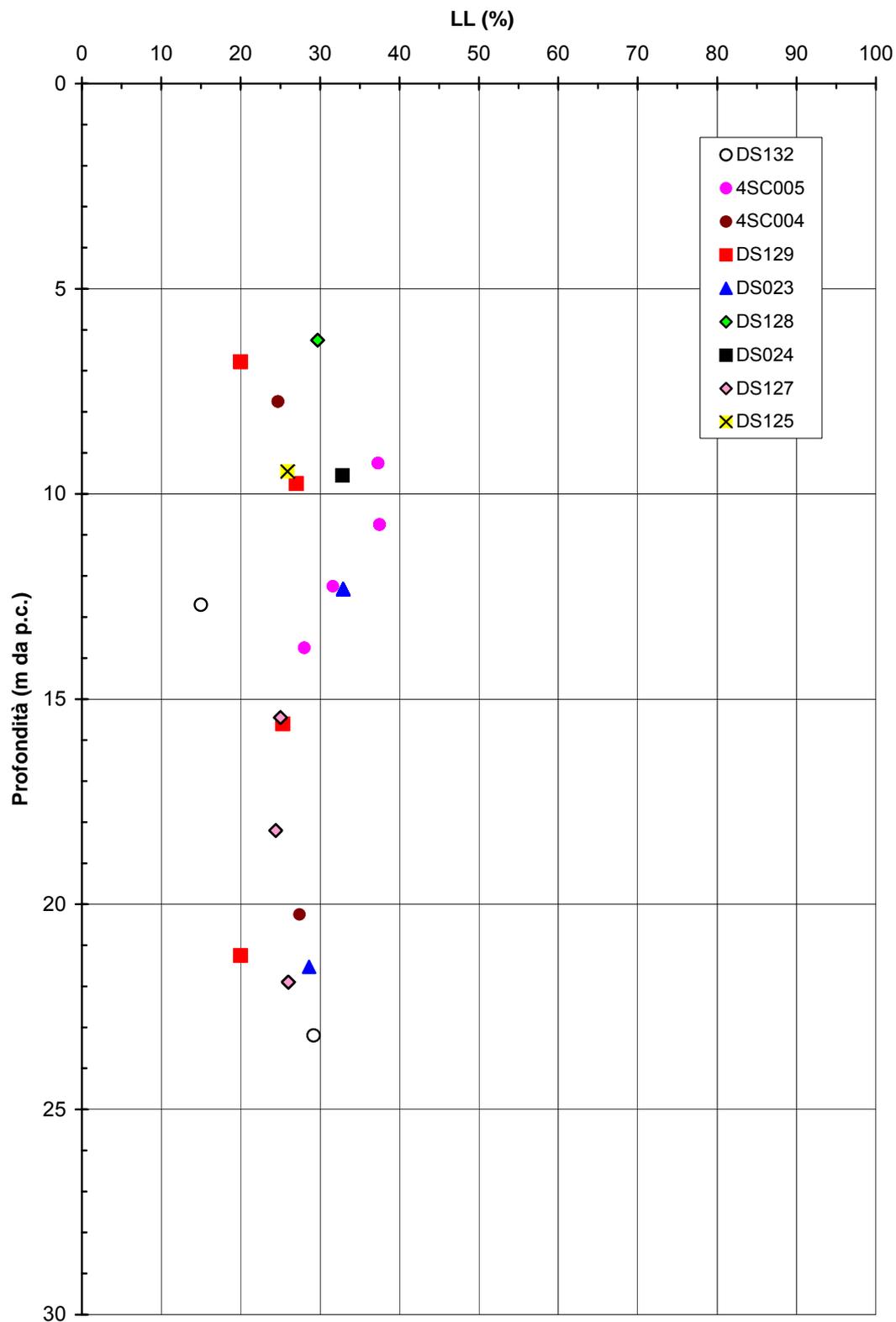


Figura 2.8.21c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Limite Liquido**

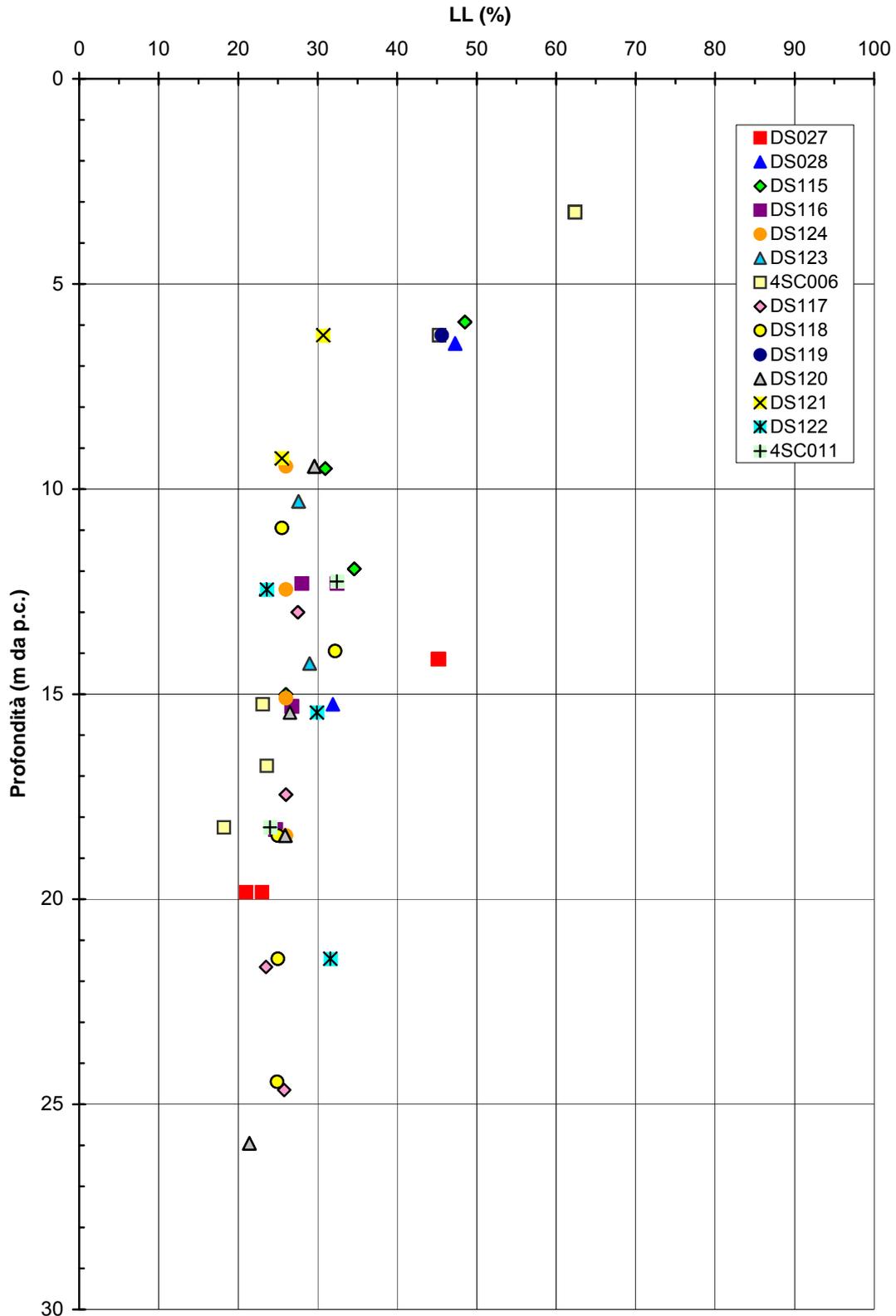


Figura 2.8.21d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Limite Liquido**

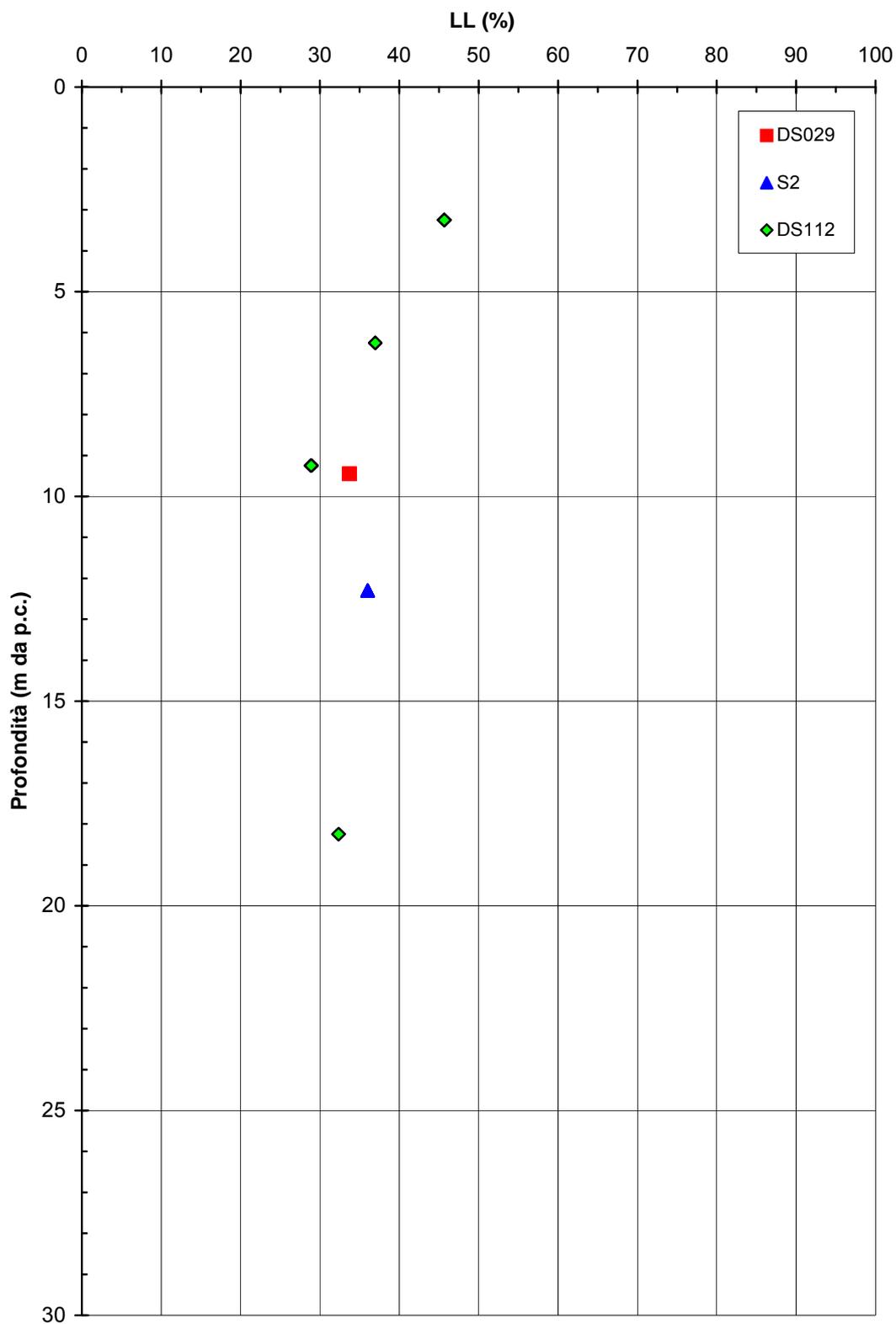


Figura 2.8.21e

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Saturazione**

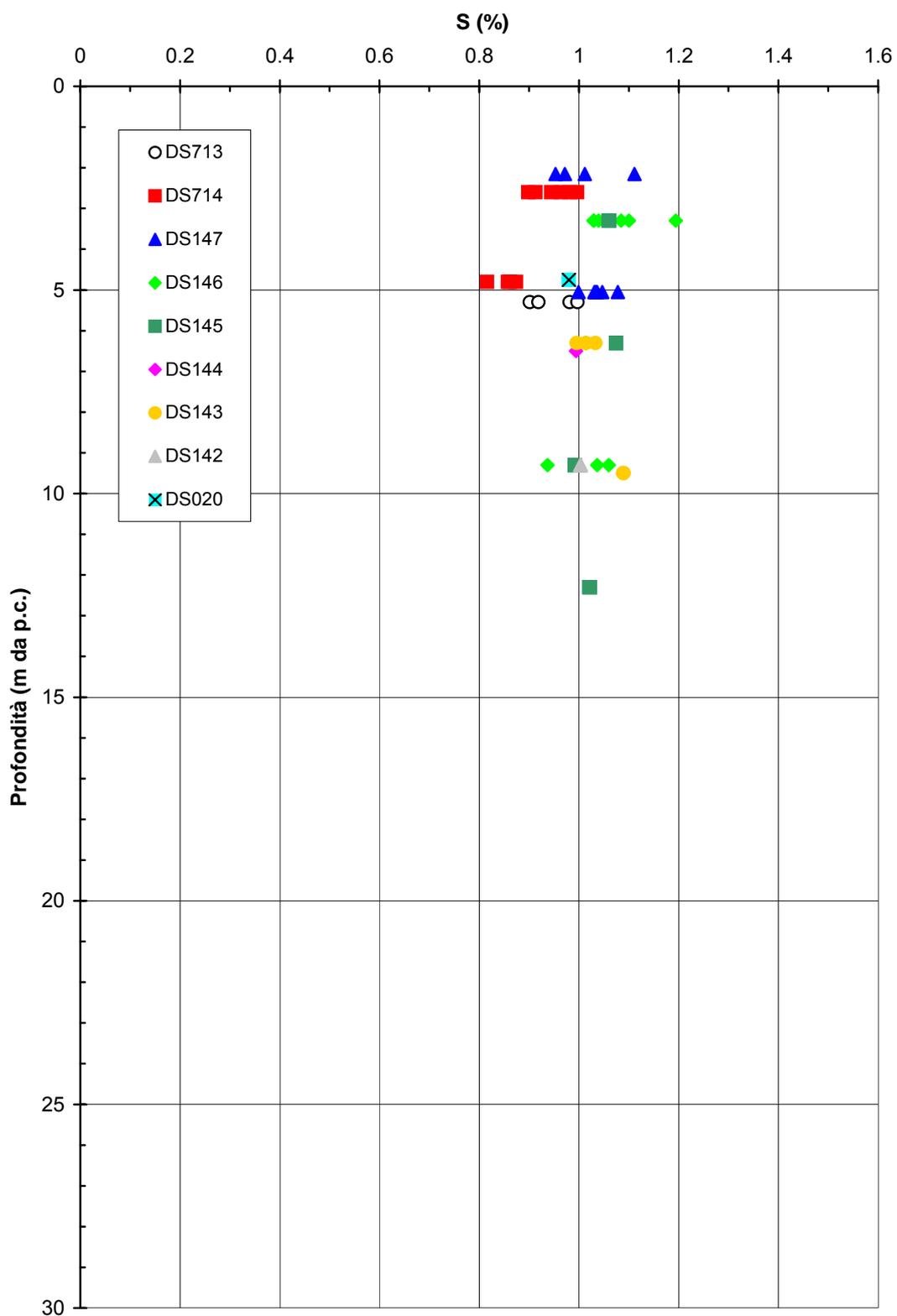


Figura 2.8.22a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Saturazione**

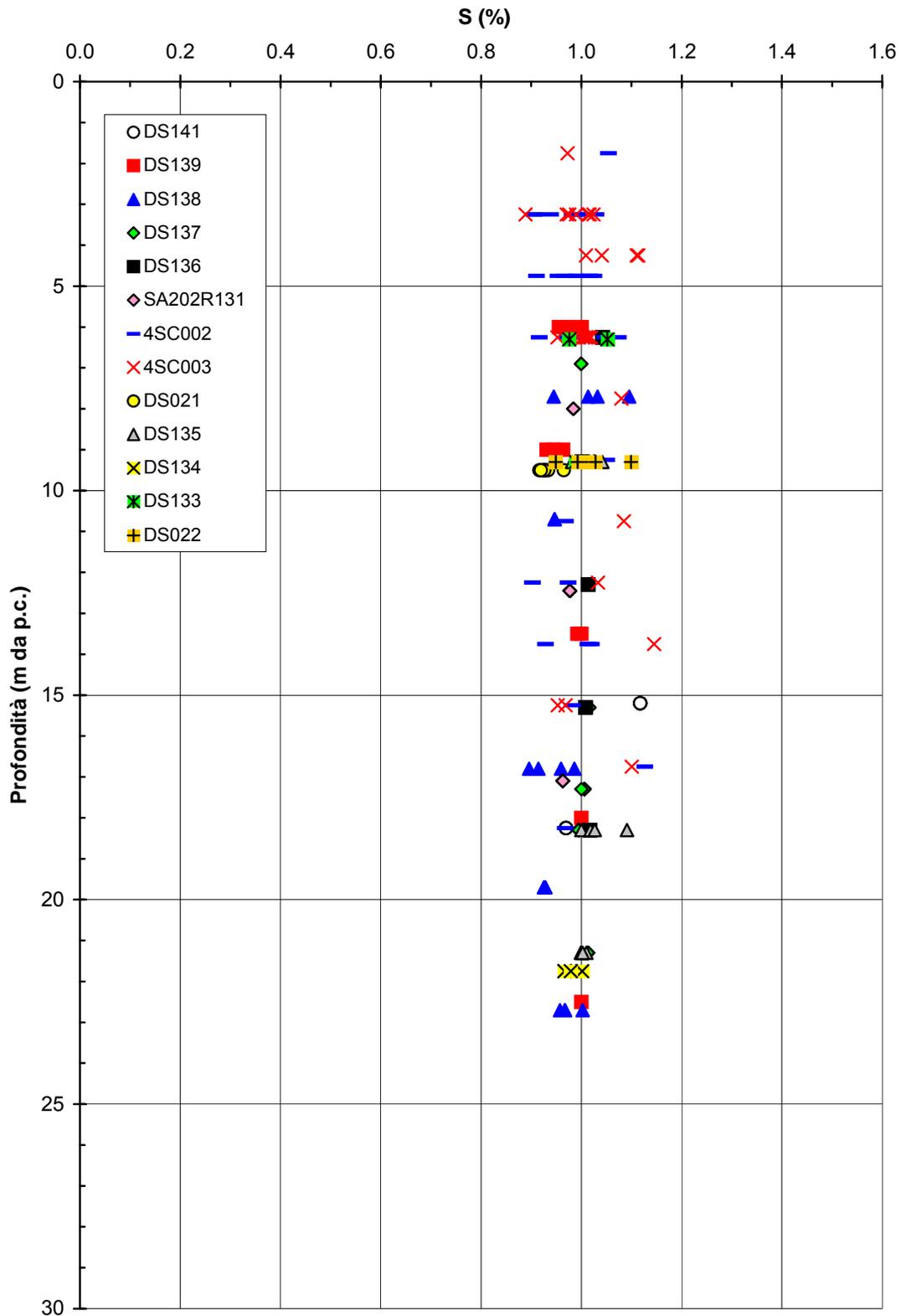


Figura 2.8.22b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Saturazione**

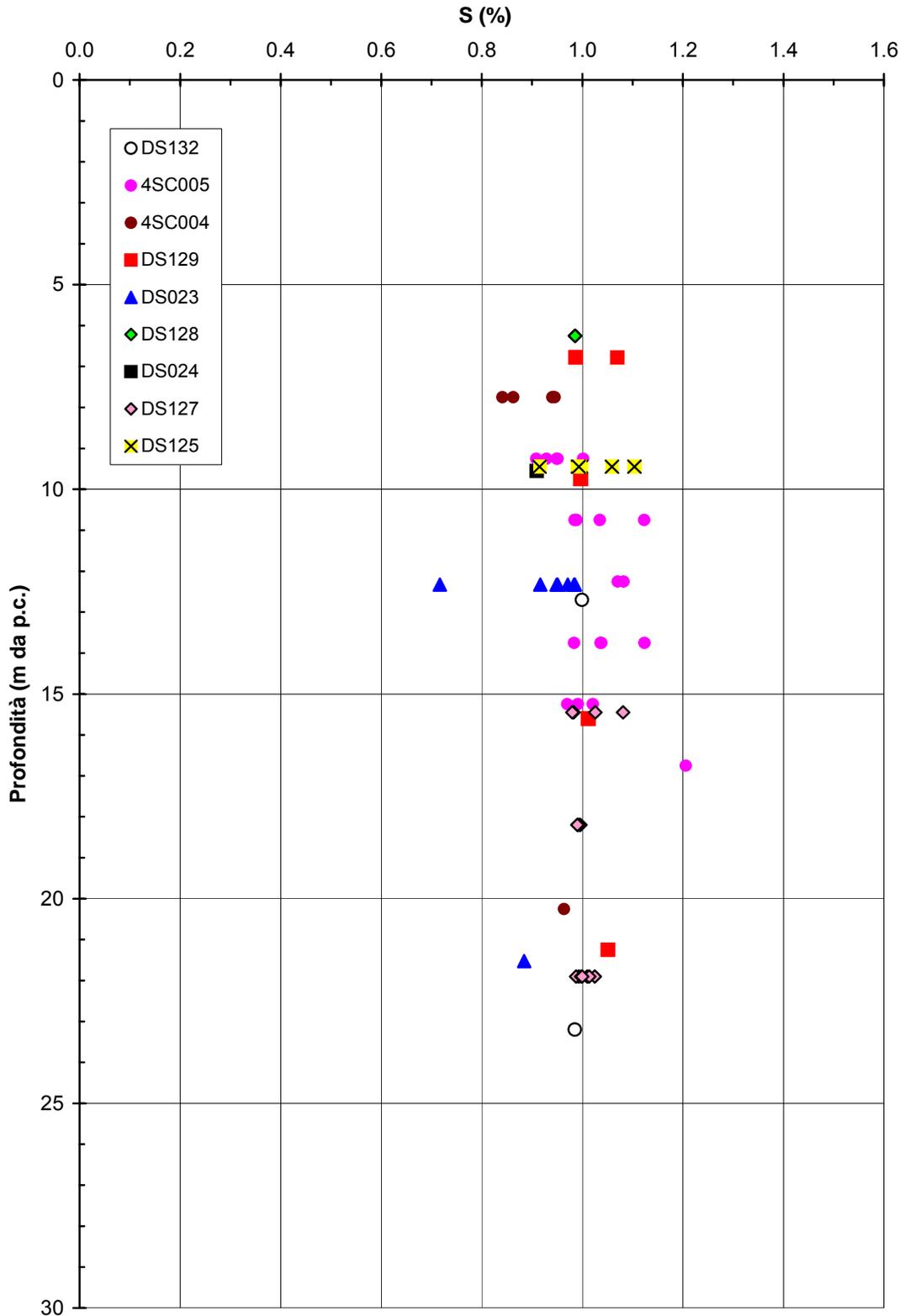


Figura 2.8.22c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Saturazione**

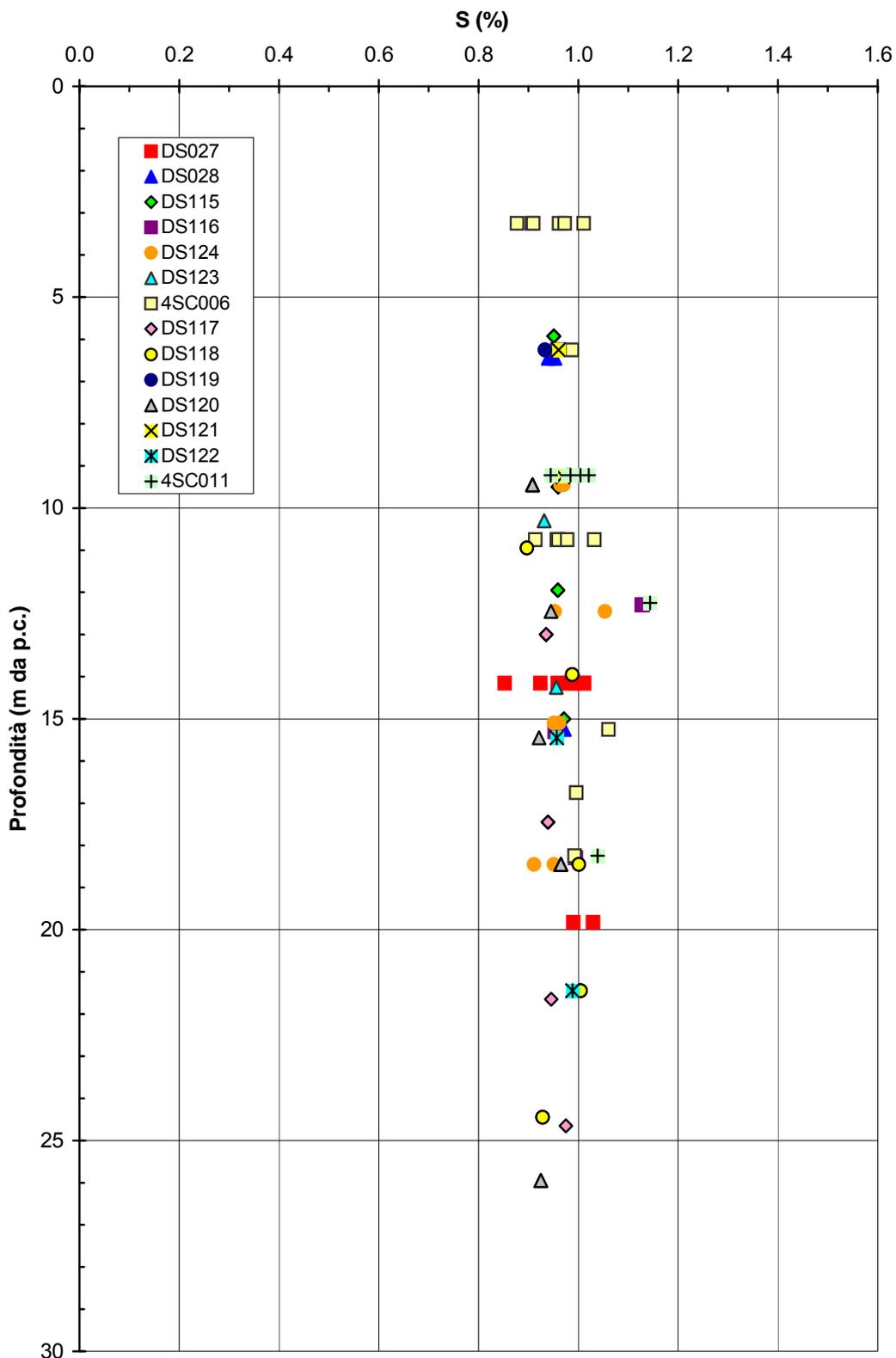


Figura 2.8.22d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Saturazione**

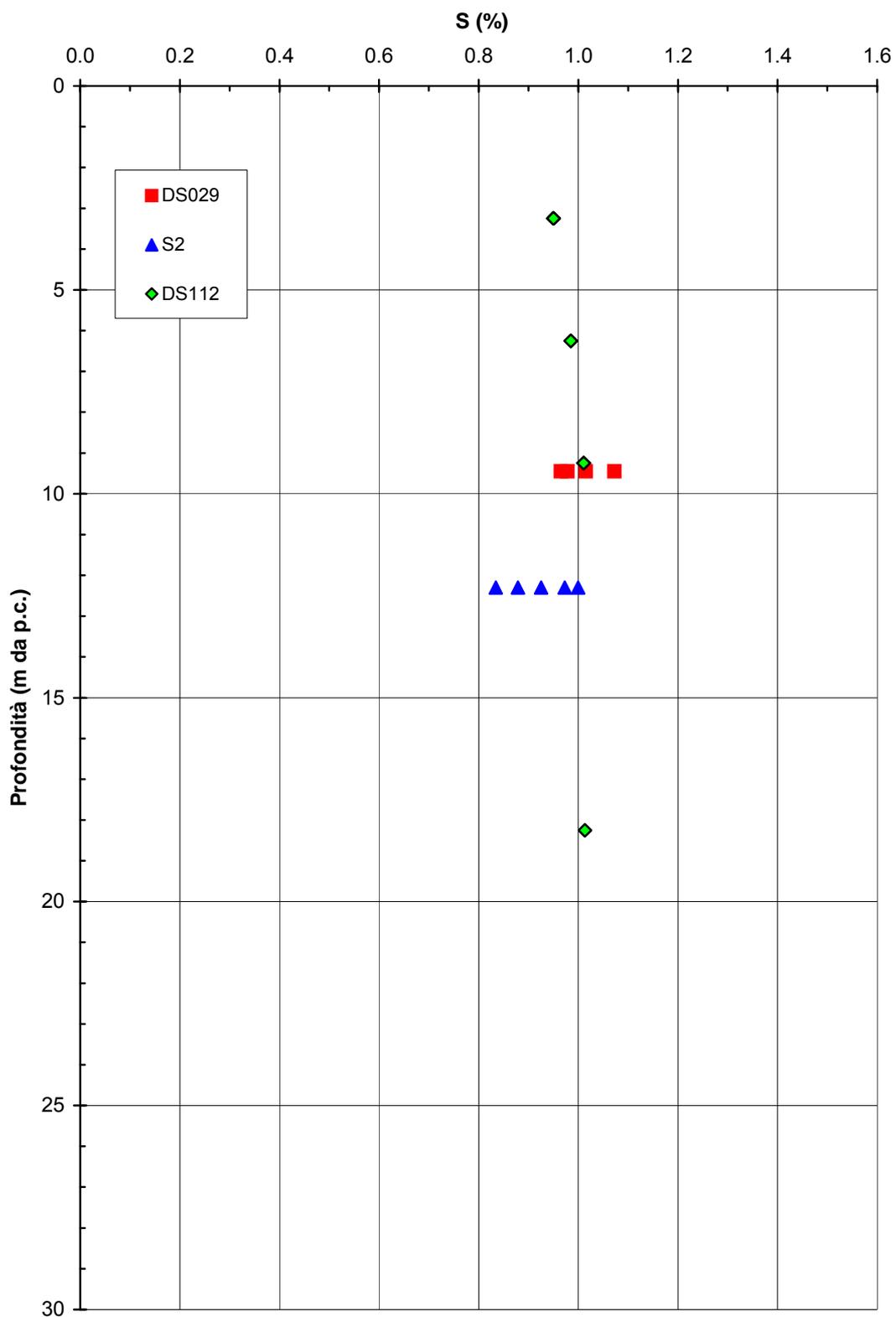


Figura 2.8.22e

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Indice dei vuoti**

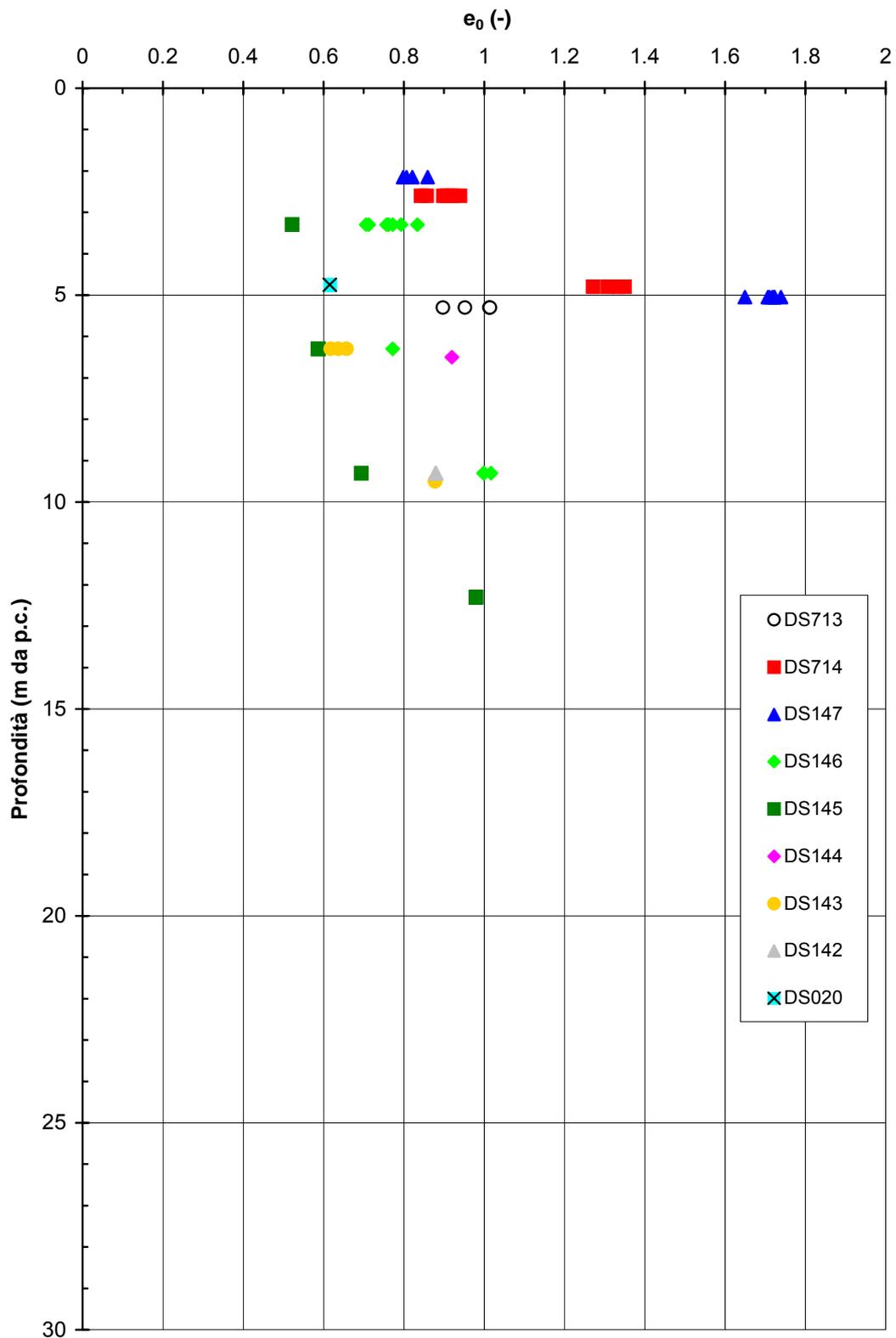


Figura 2.8.23a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Indice dei vuoti**

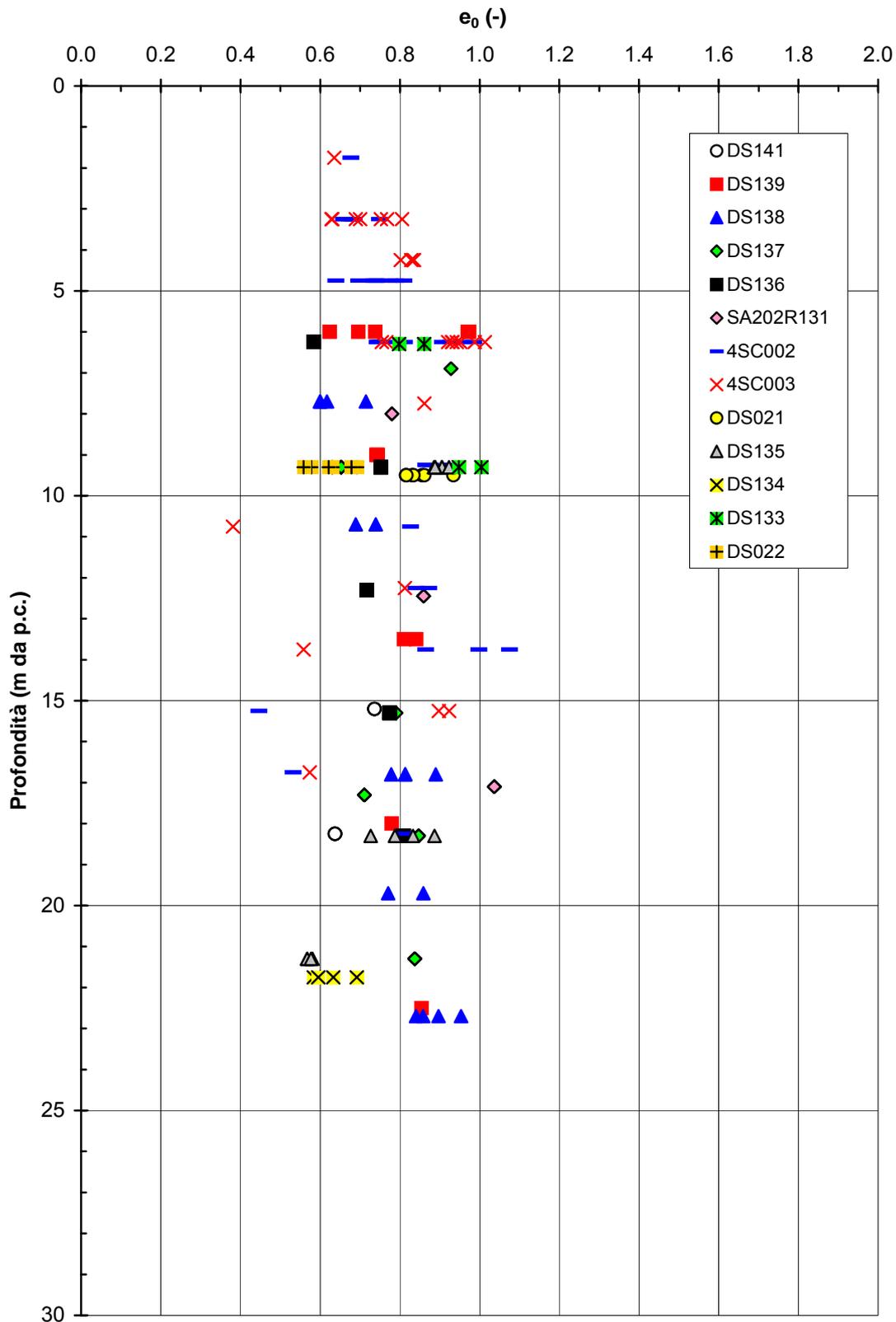


Figura 2.8.23b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Indice dei vuoti**

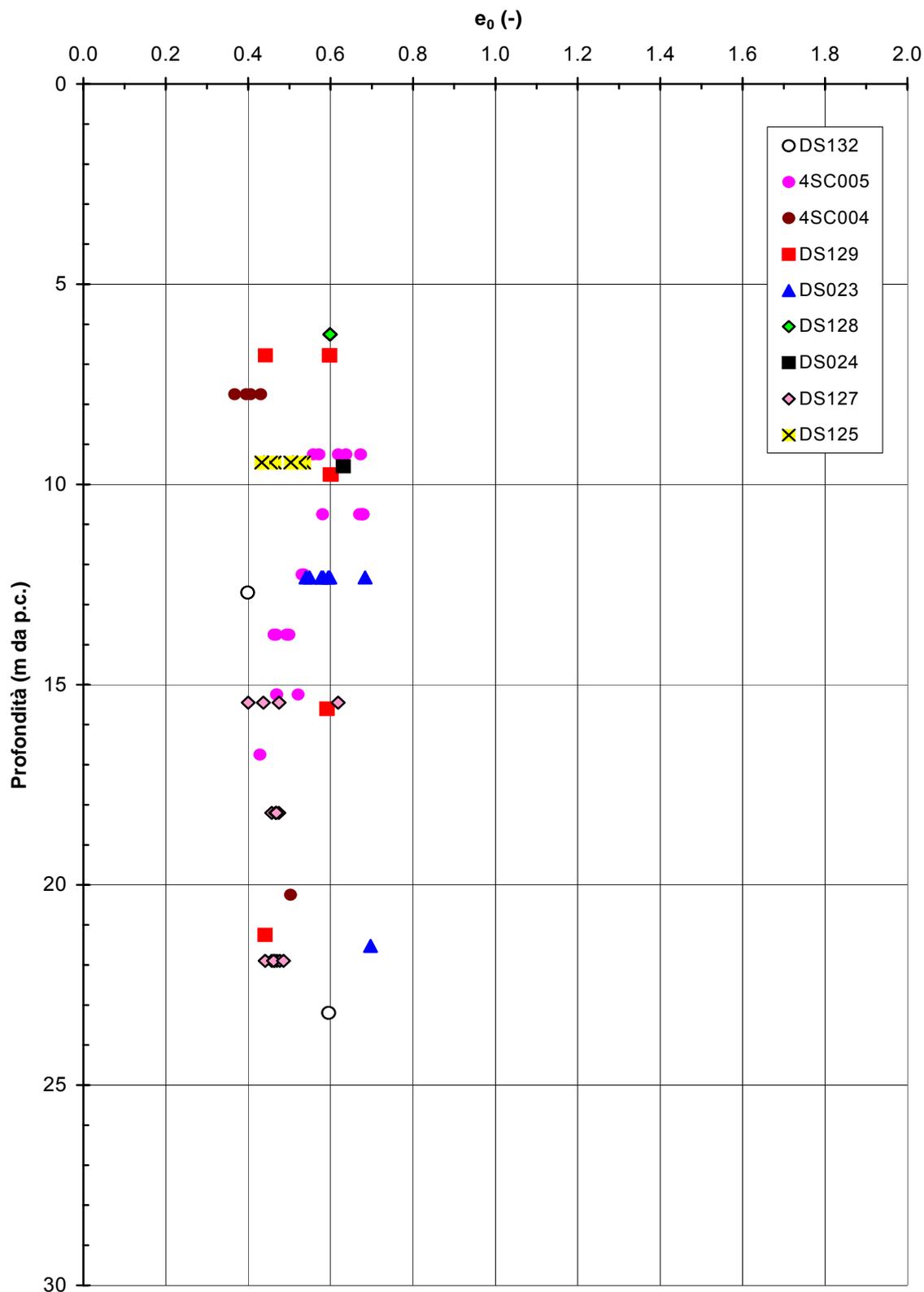


Figura 2.8.23c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Indice dei vuoti**

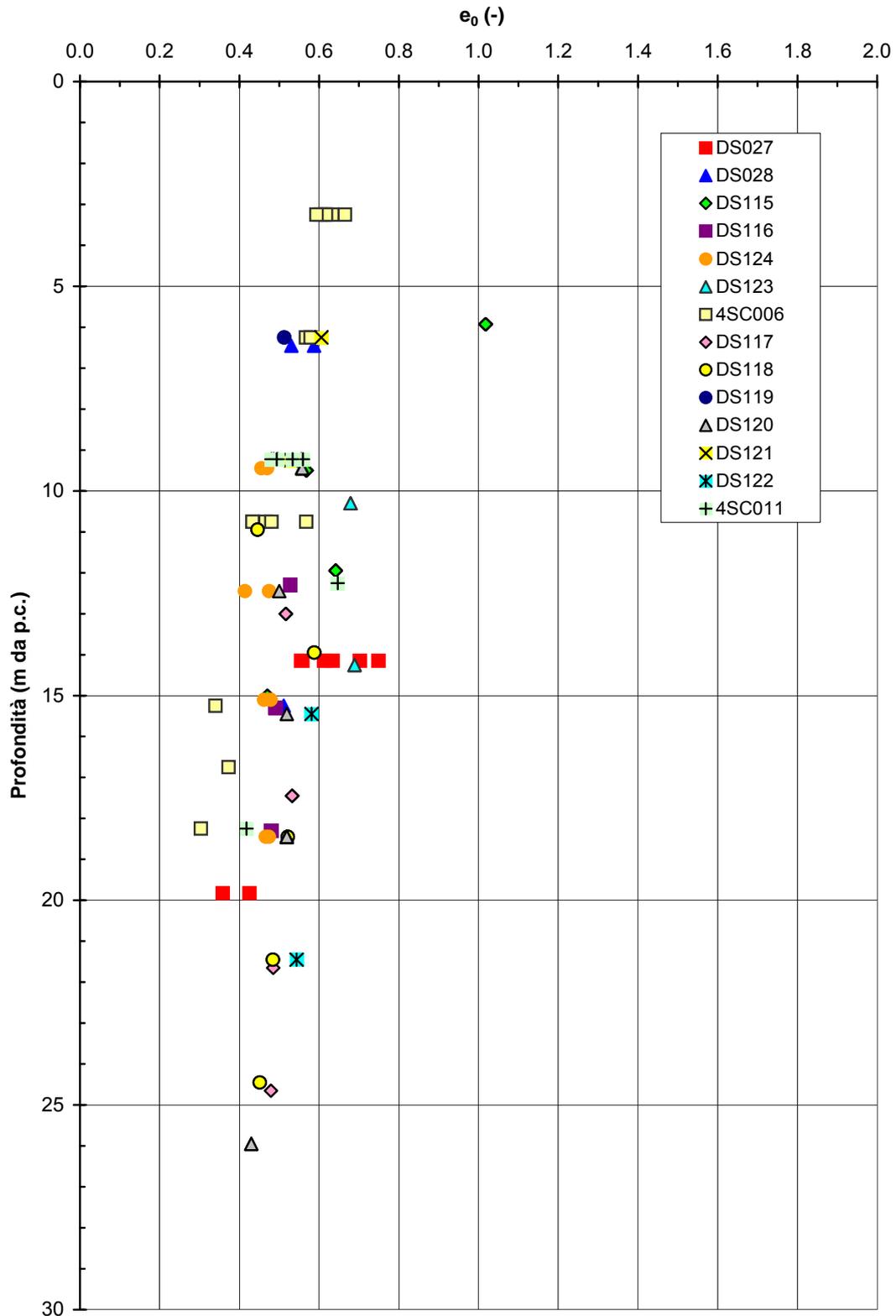


Figura 2.8.23d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Indice dei vuoti**

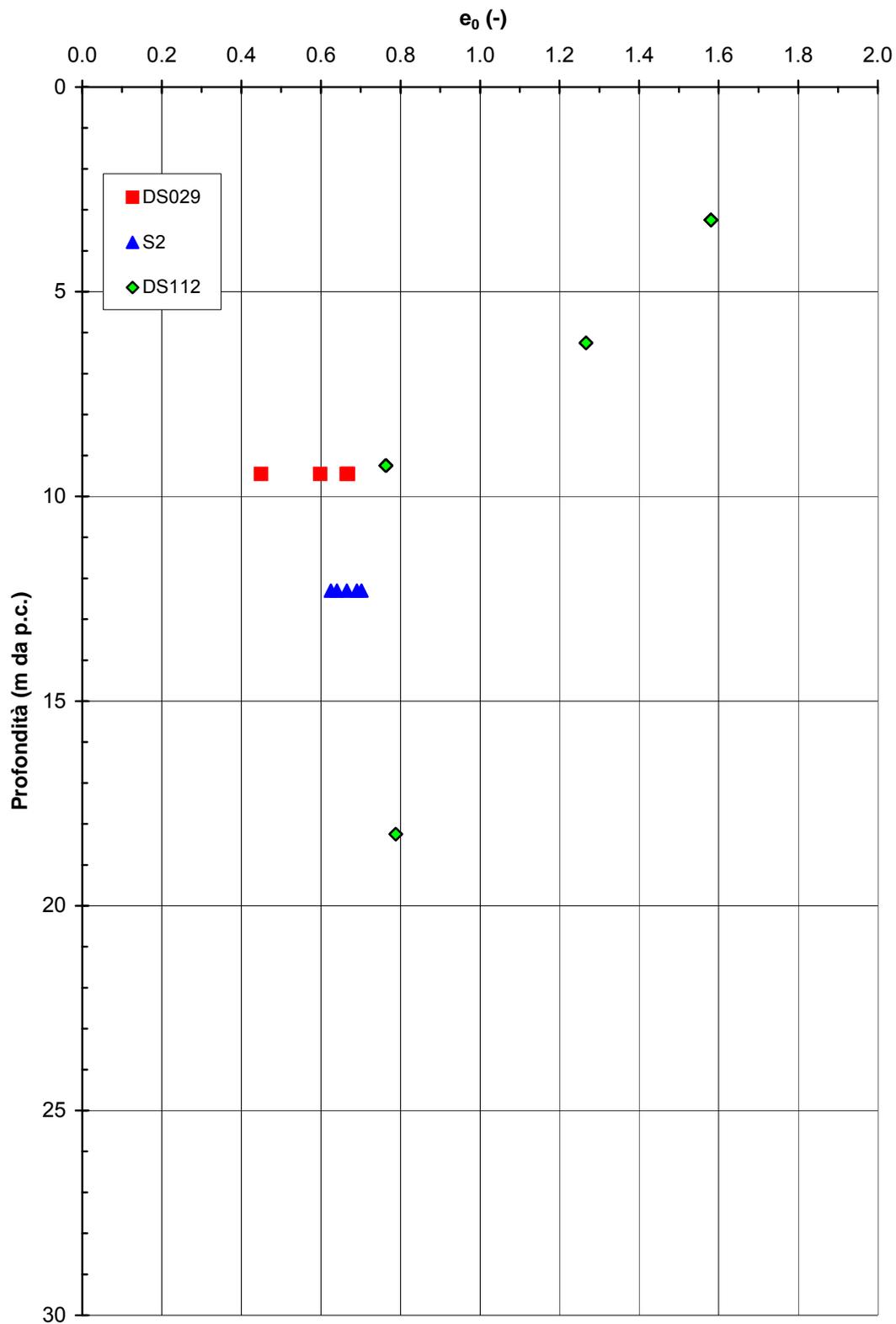


Figura 2.8.23e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

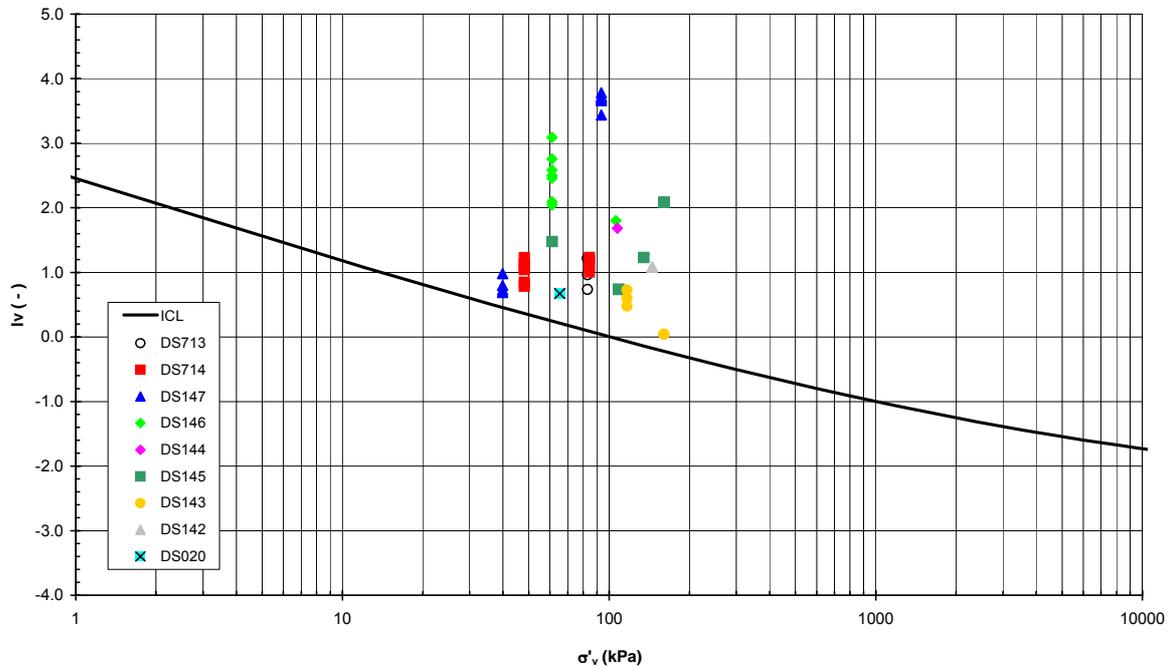


Figura 2.8.24a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

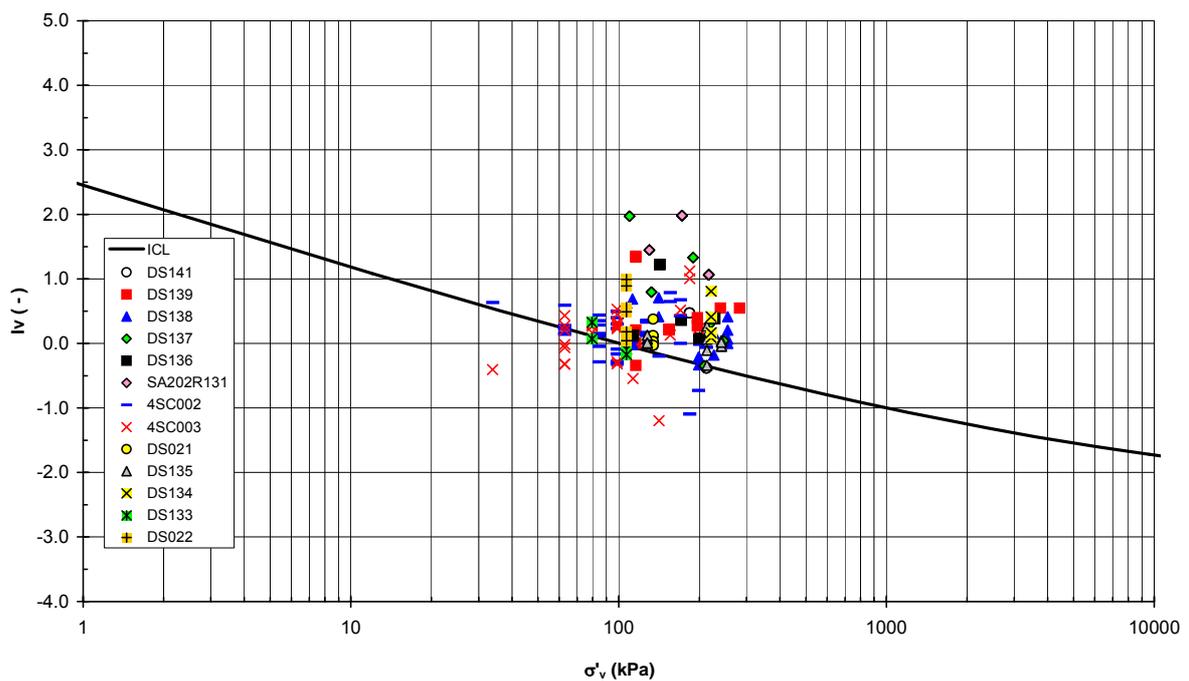


Figura 2.8.24b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

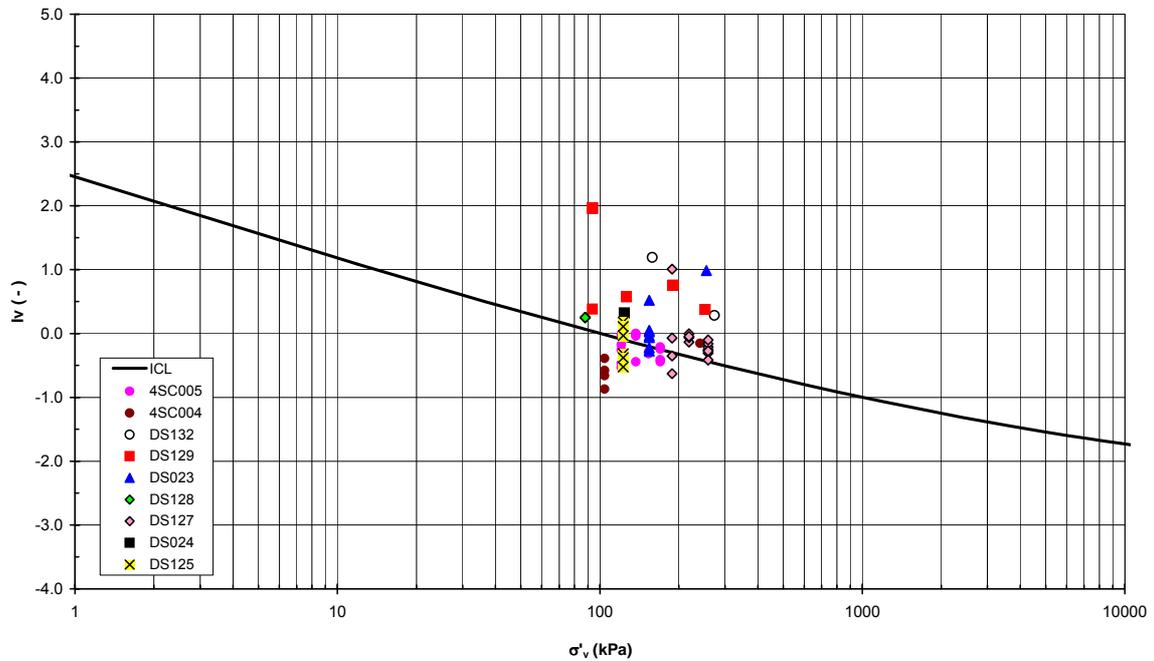


Figura 2.8.24c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

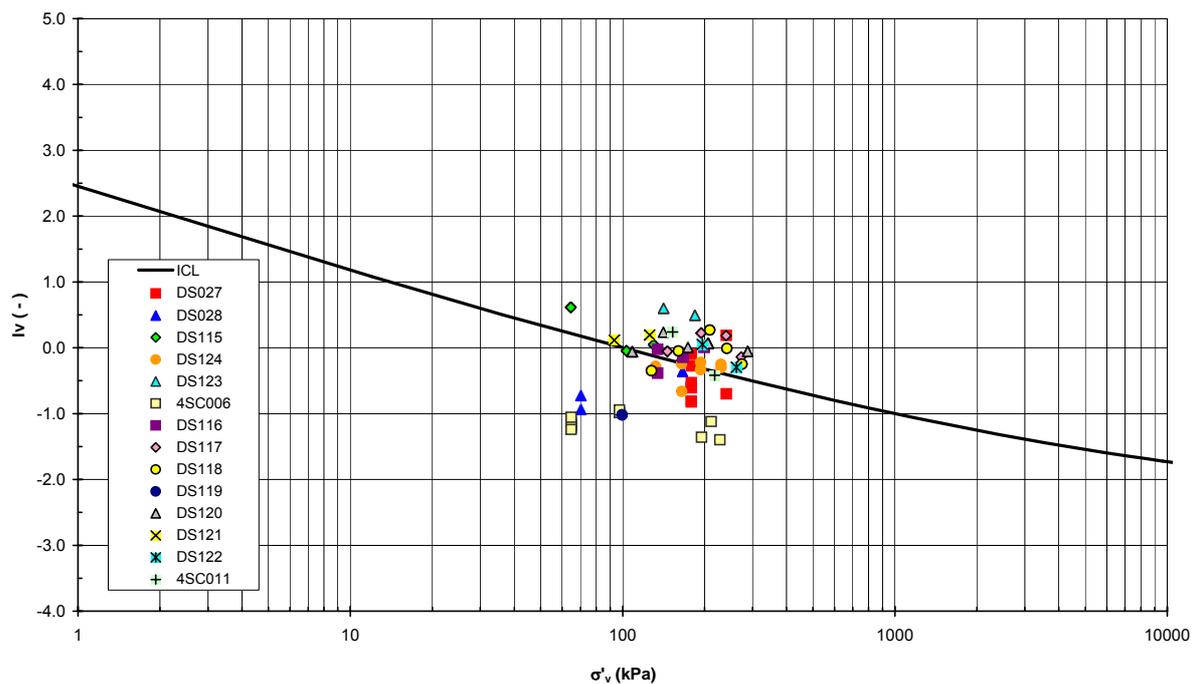


Figura 2.8.24d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

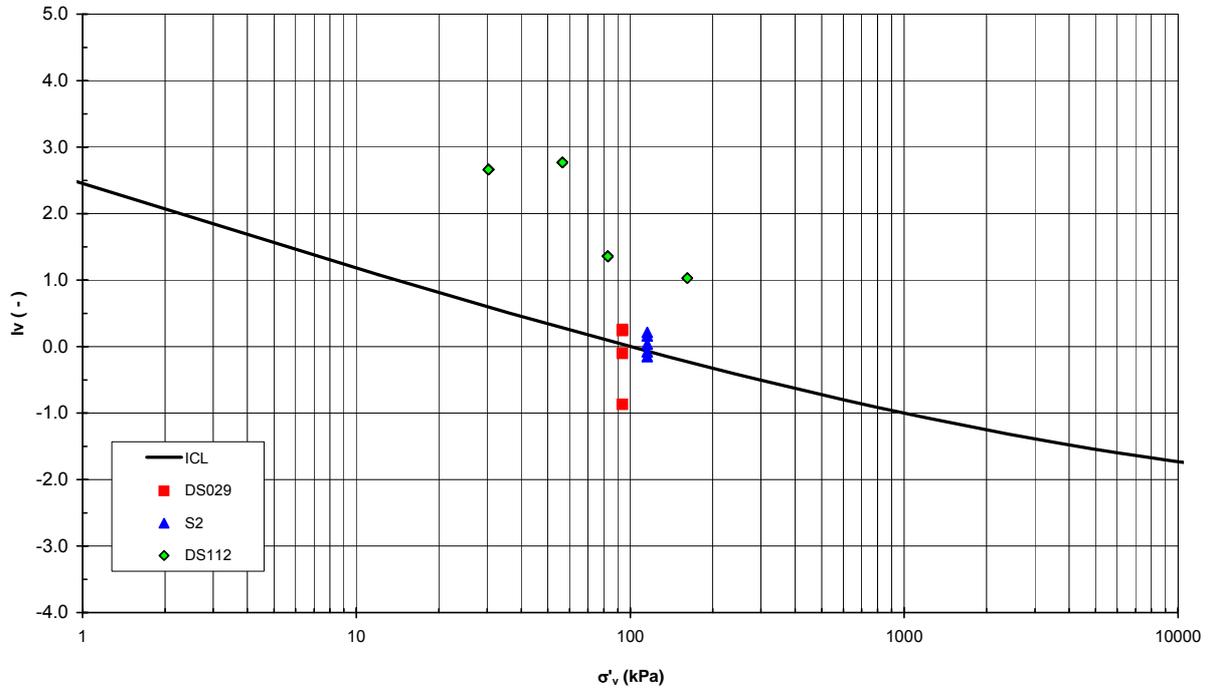


Figura 2.8.24e

A.C. Milano-Verona : Tratta Sirmione
STRATO 2 - Curva di compressibilità intrinseca e curva edometrica nel piano di Burland (1990)

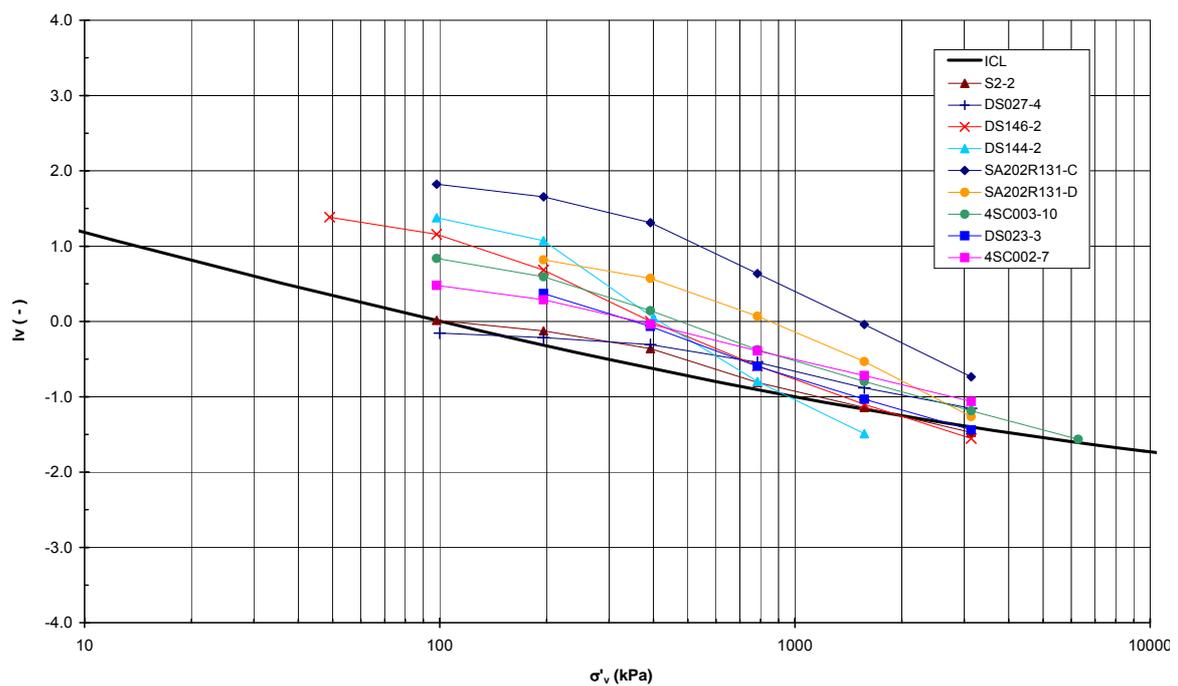


Figura 2.8.25

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Coefficiente di permeabilità**

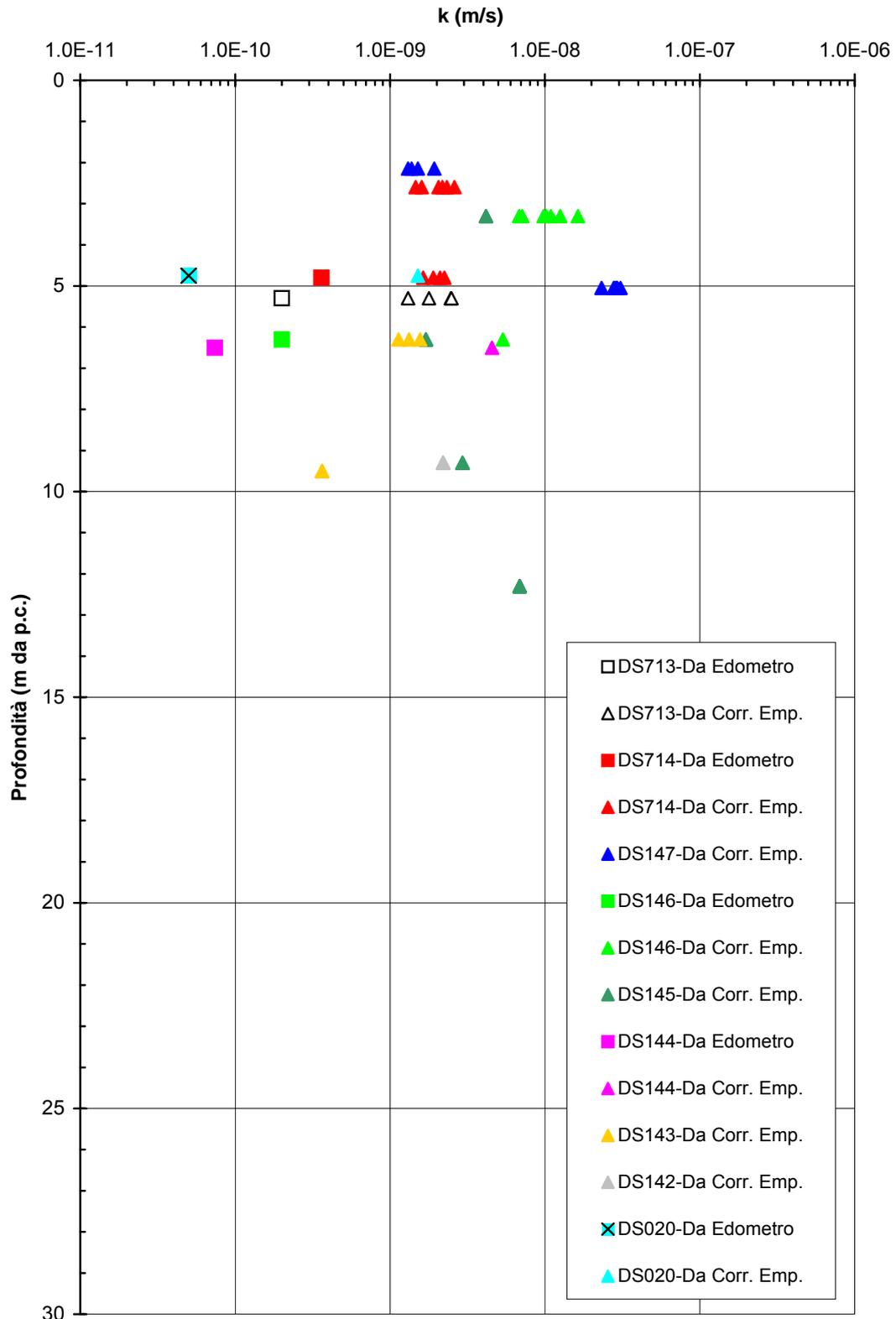


Figura 2.8.26a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Coefficiente di permeabilità**

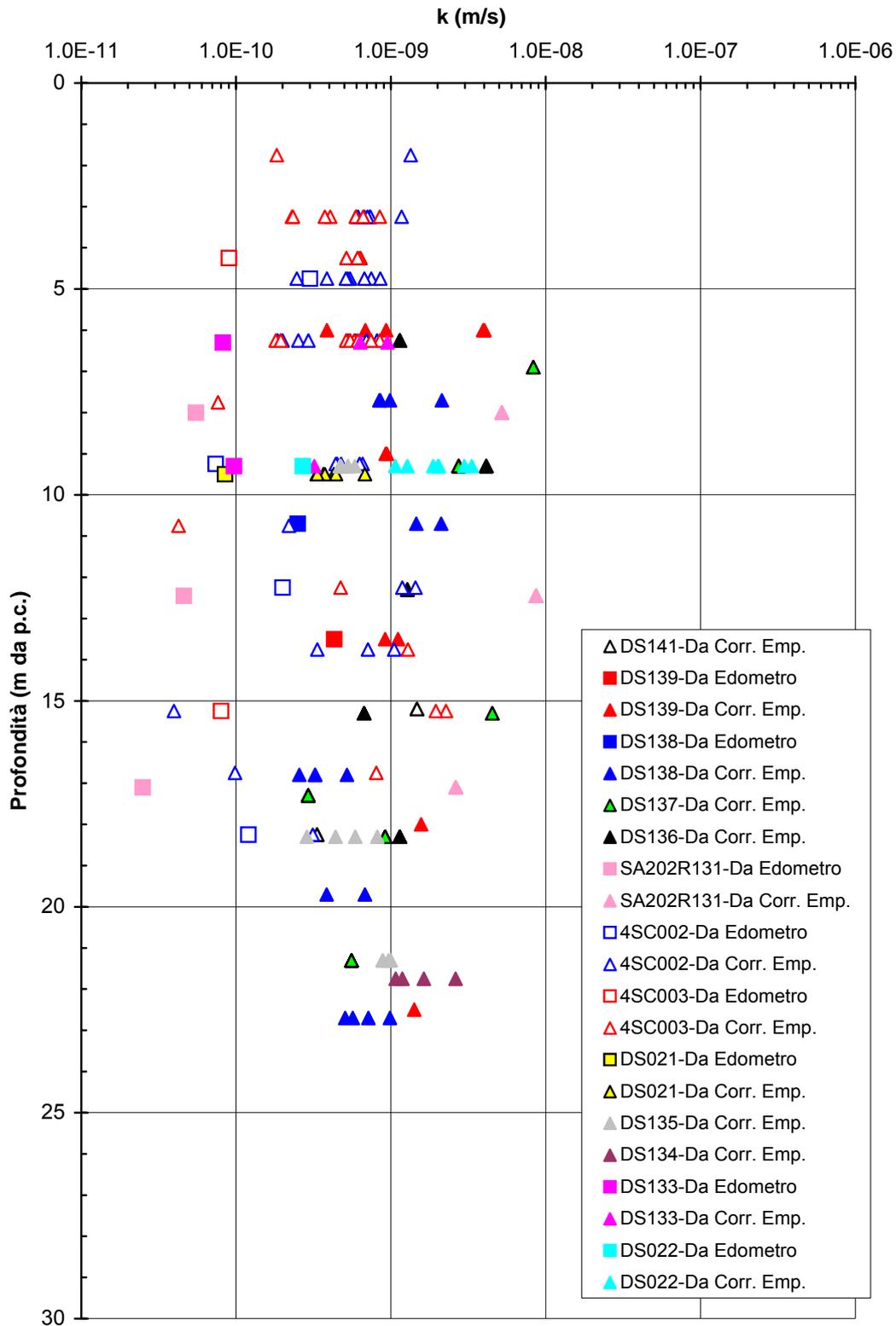


Figura 2.8.26b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Coefficiente di permeabilità**

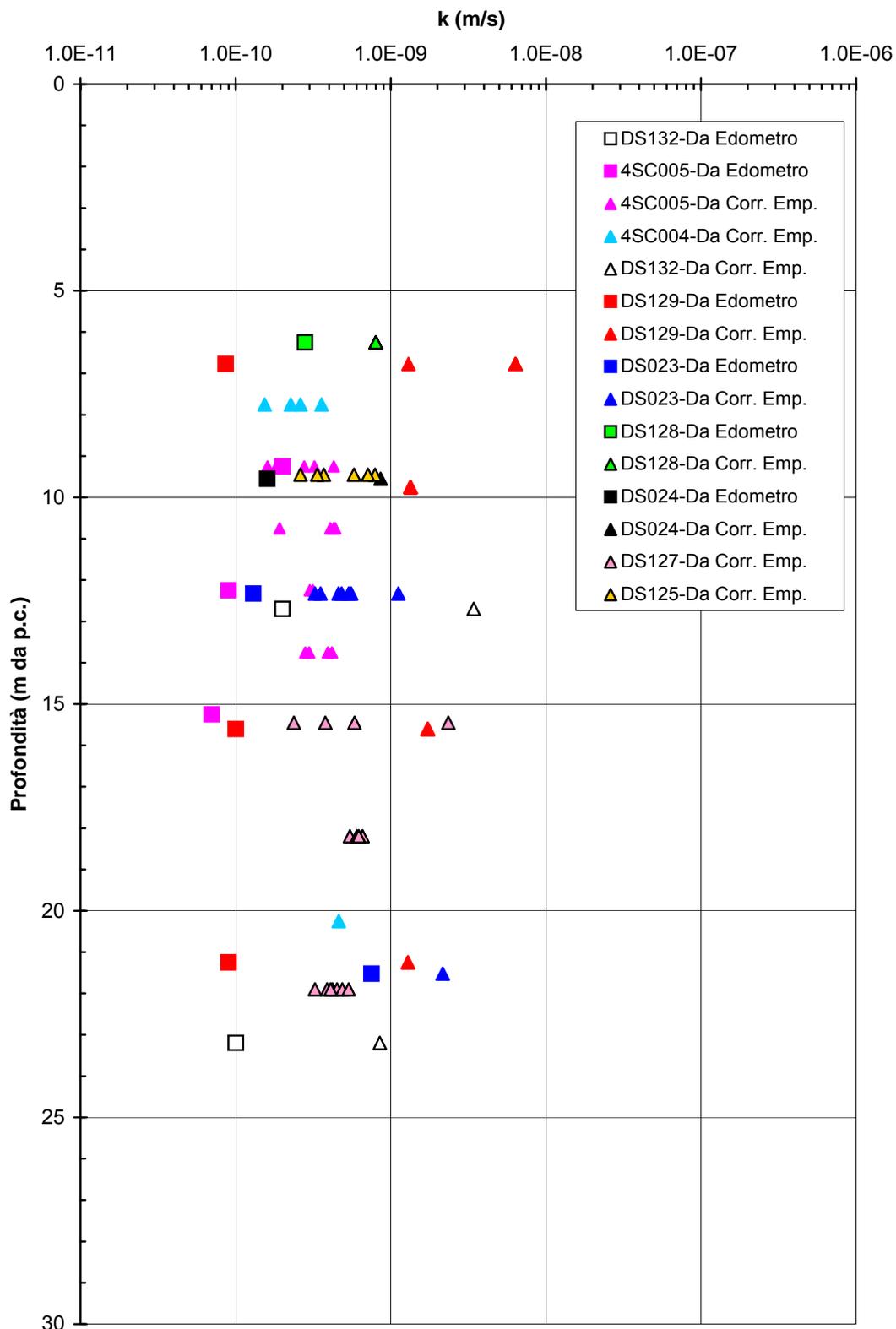


Figura 2.8.26c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Coefficiente di permeabilità**

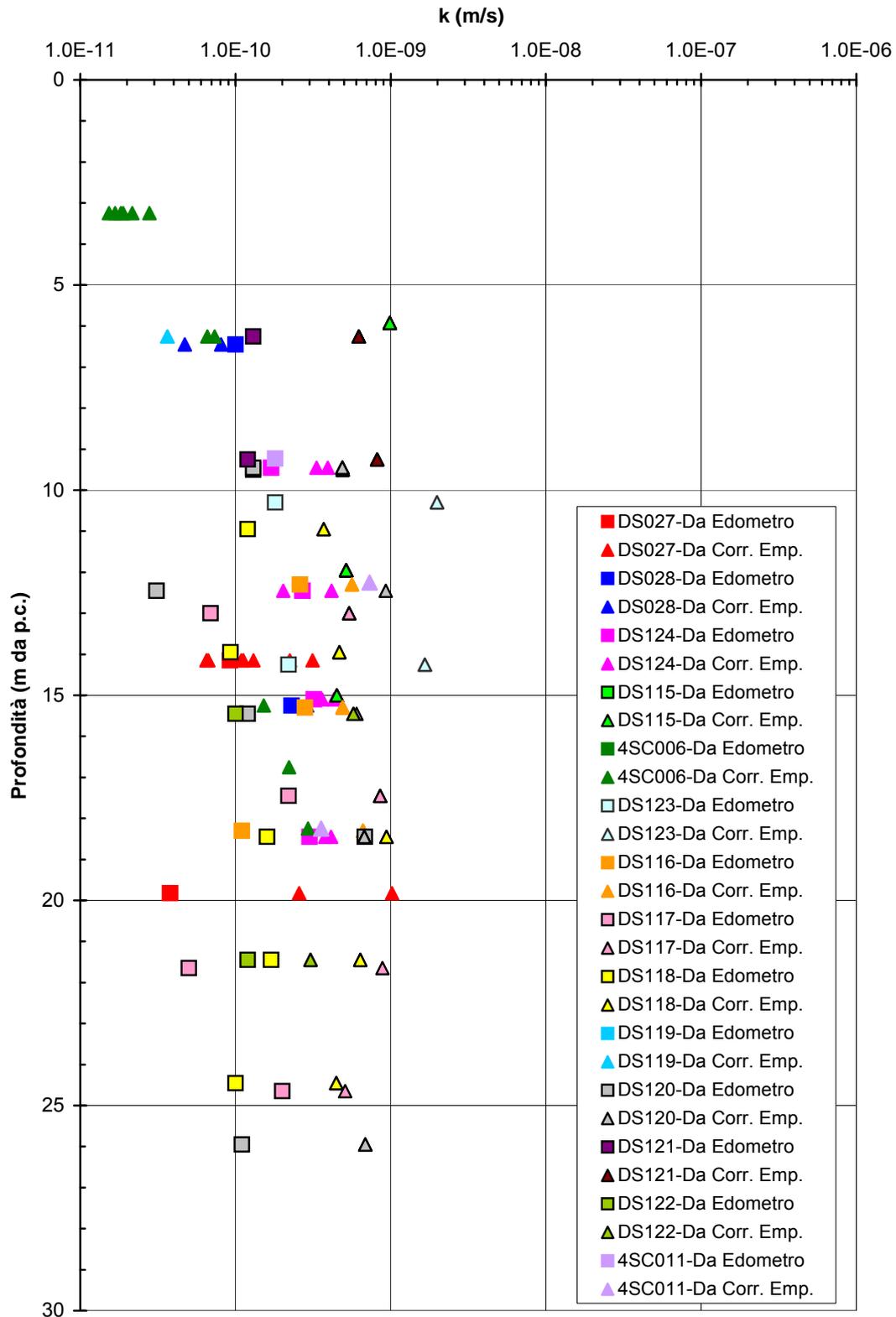


Figura 2.8.26d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Coefficiente di permeabilità

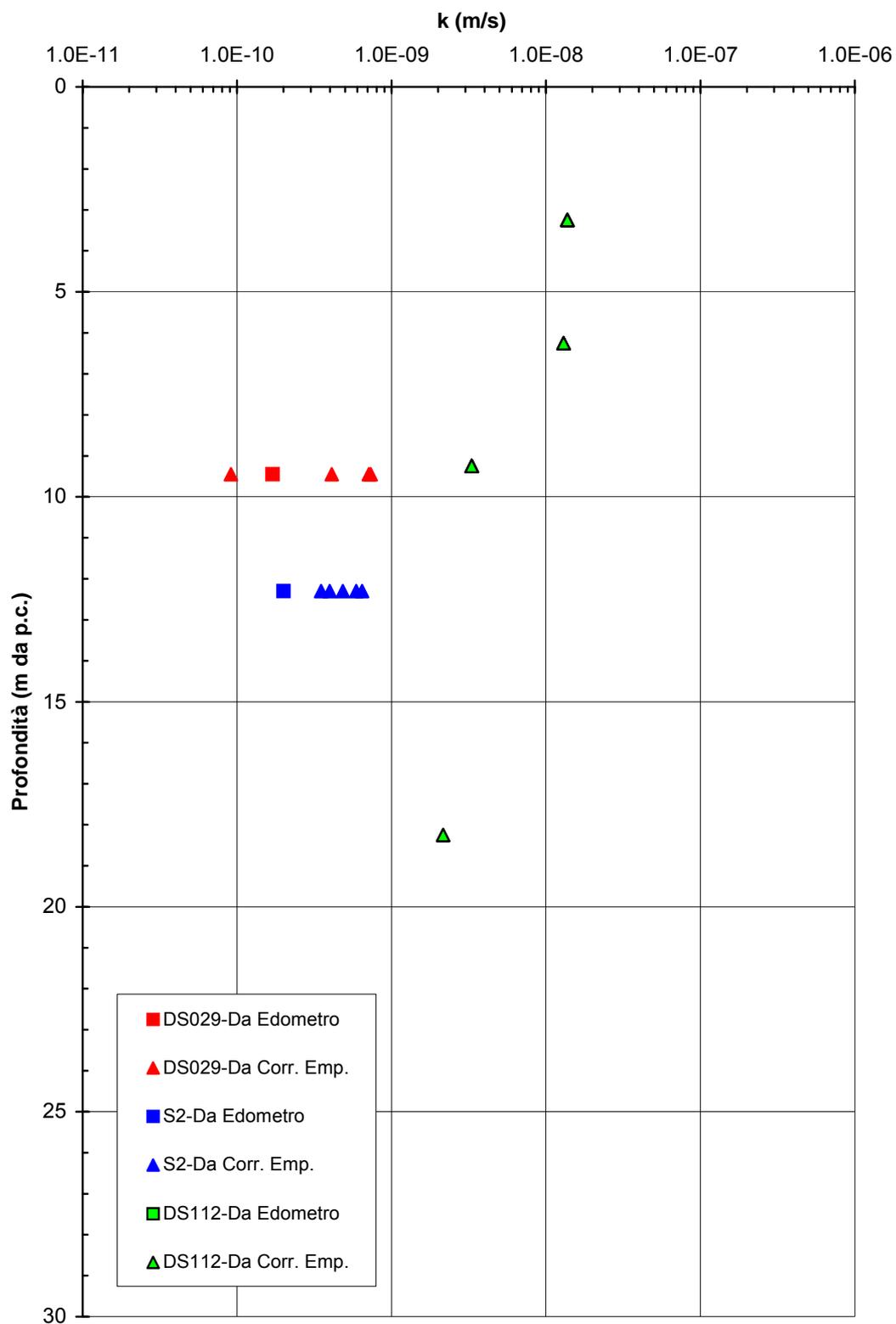


Figura 2.8.26e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Pressione massima di preconsolidazione

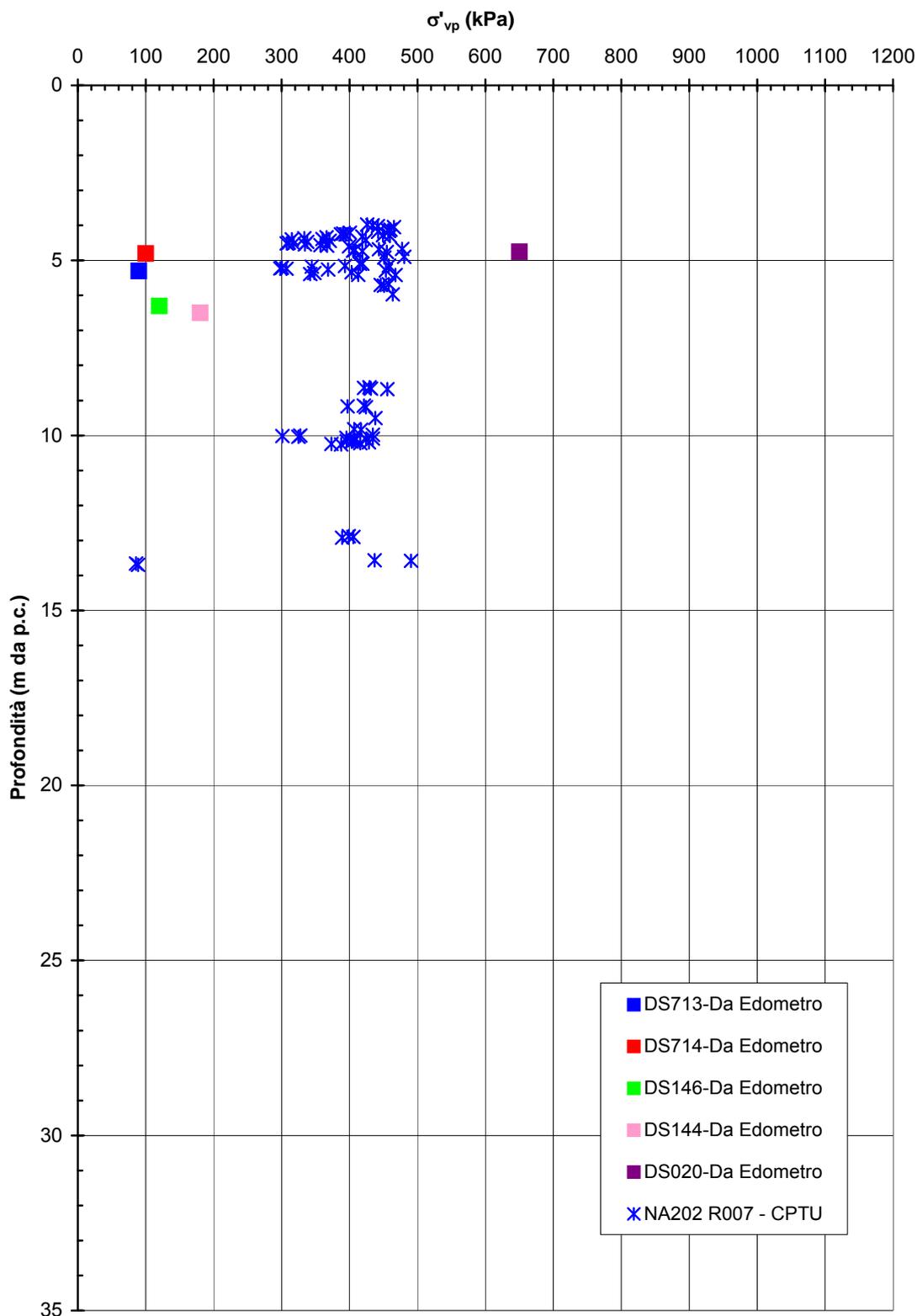


Figura 2.8.27a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Pressione massima di preconsolidazione**

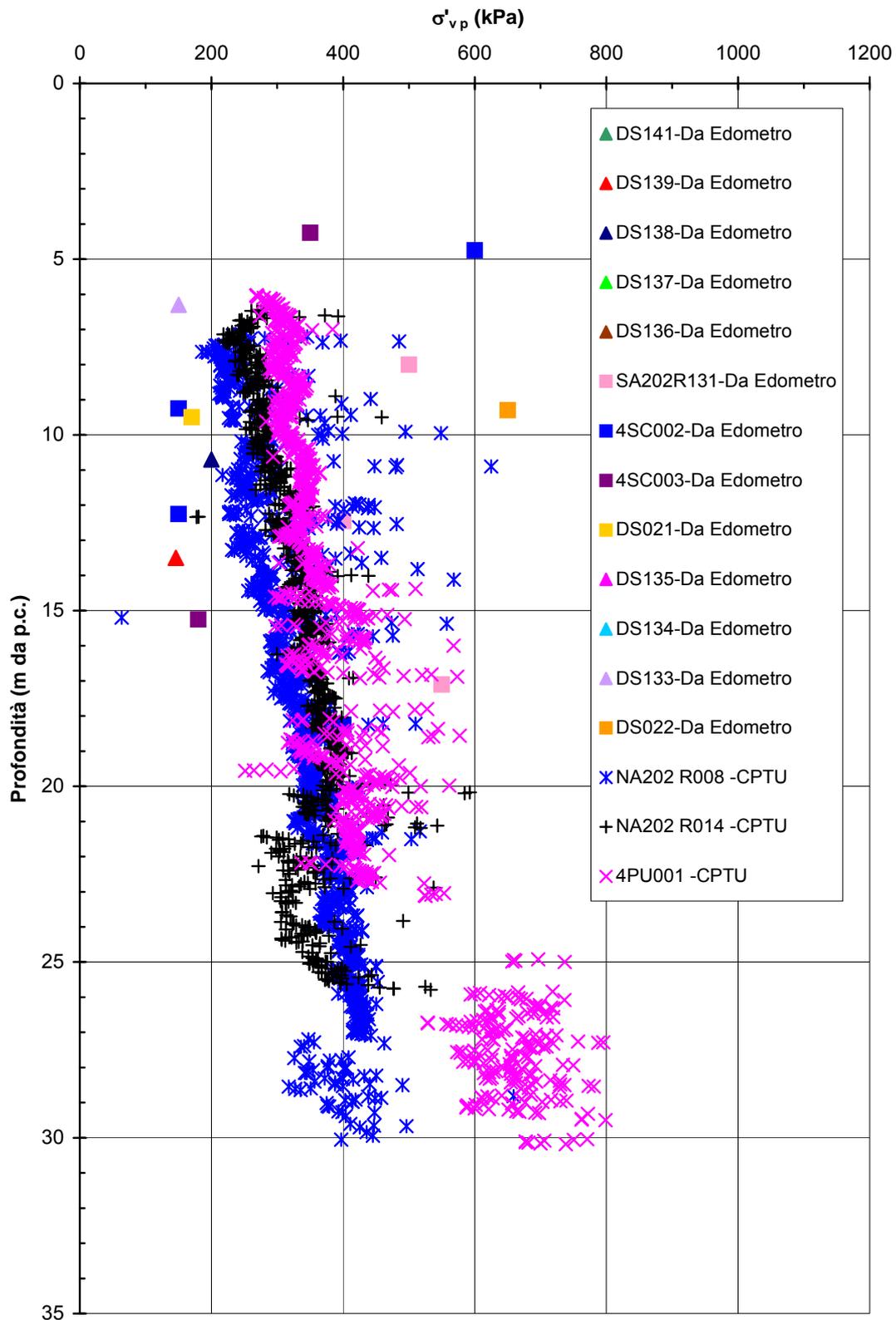


Figura 2.8.27b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Pressione massima di preconsolidazione

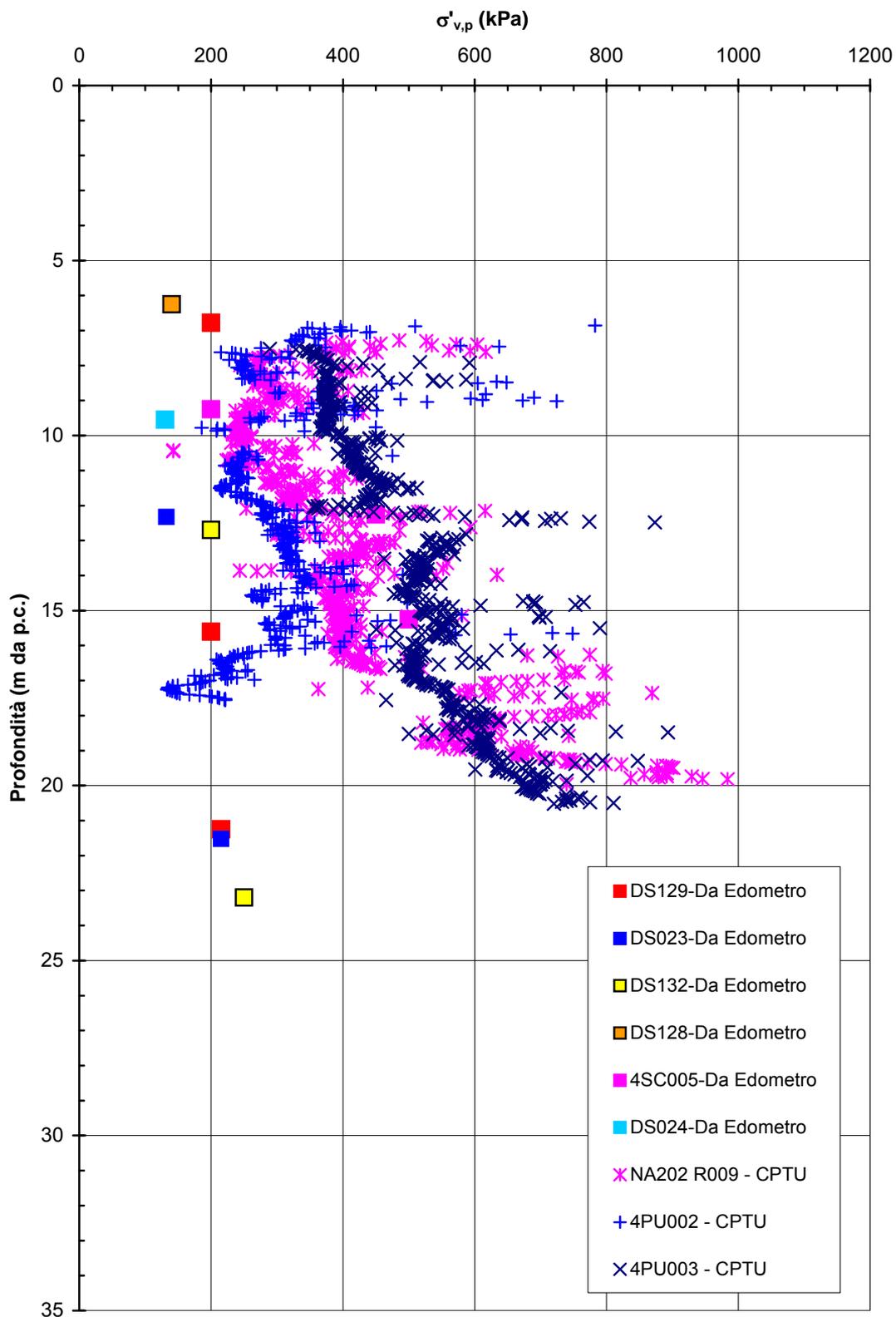


Figura 2.8.27c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Pressione massima di preconsolidazione

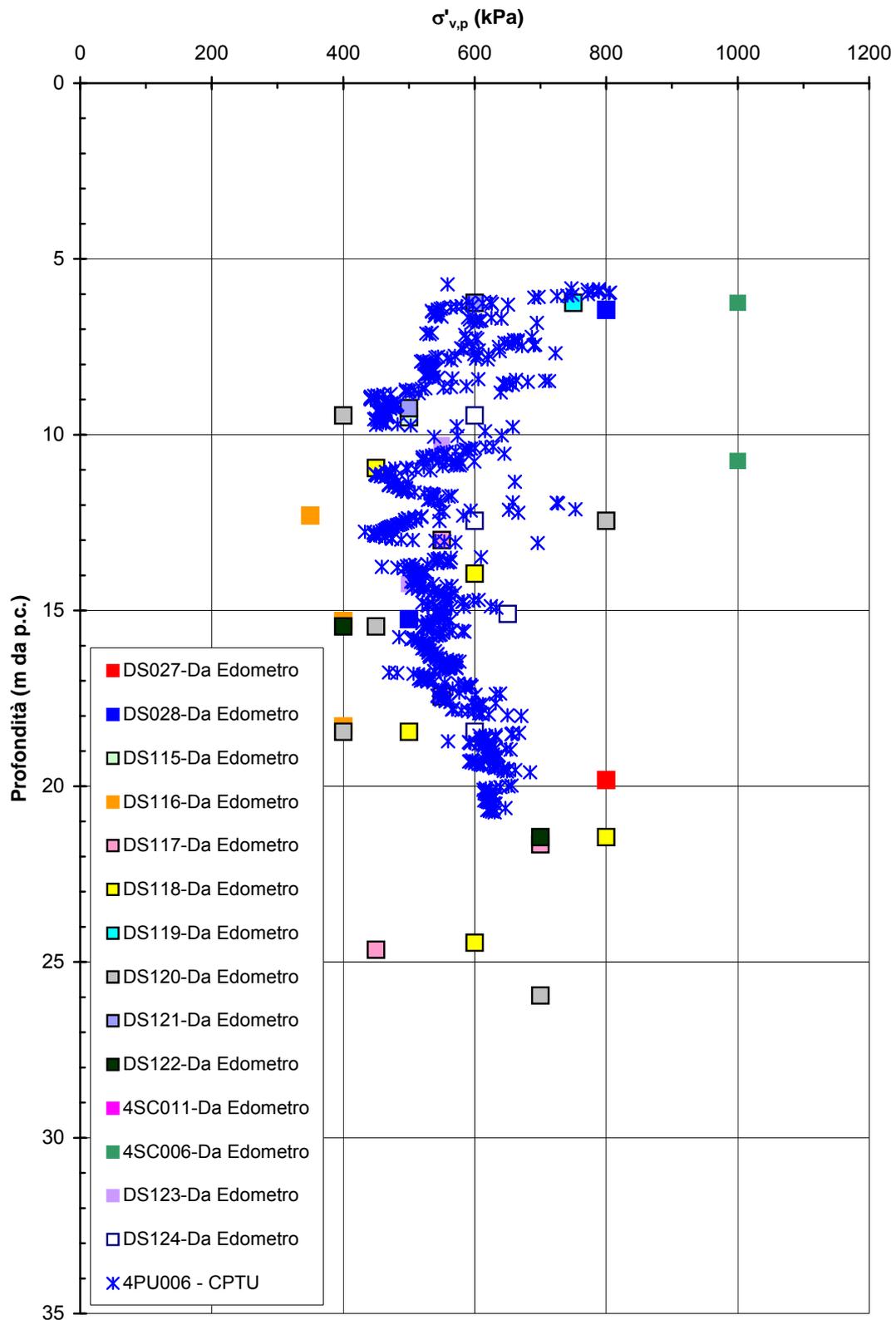


Figura 2.8.27d

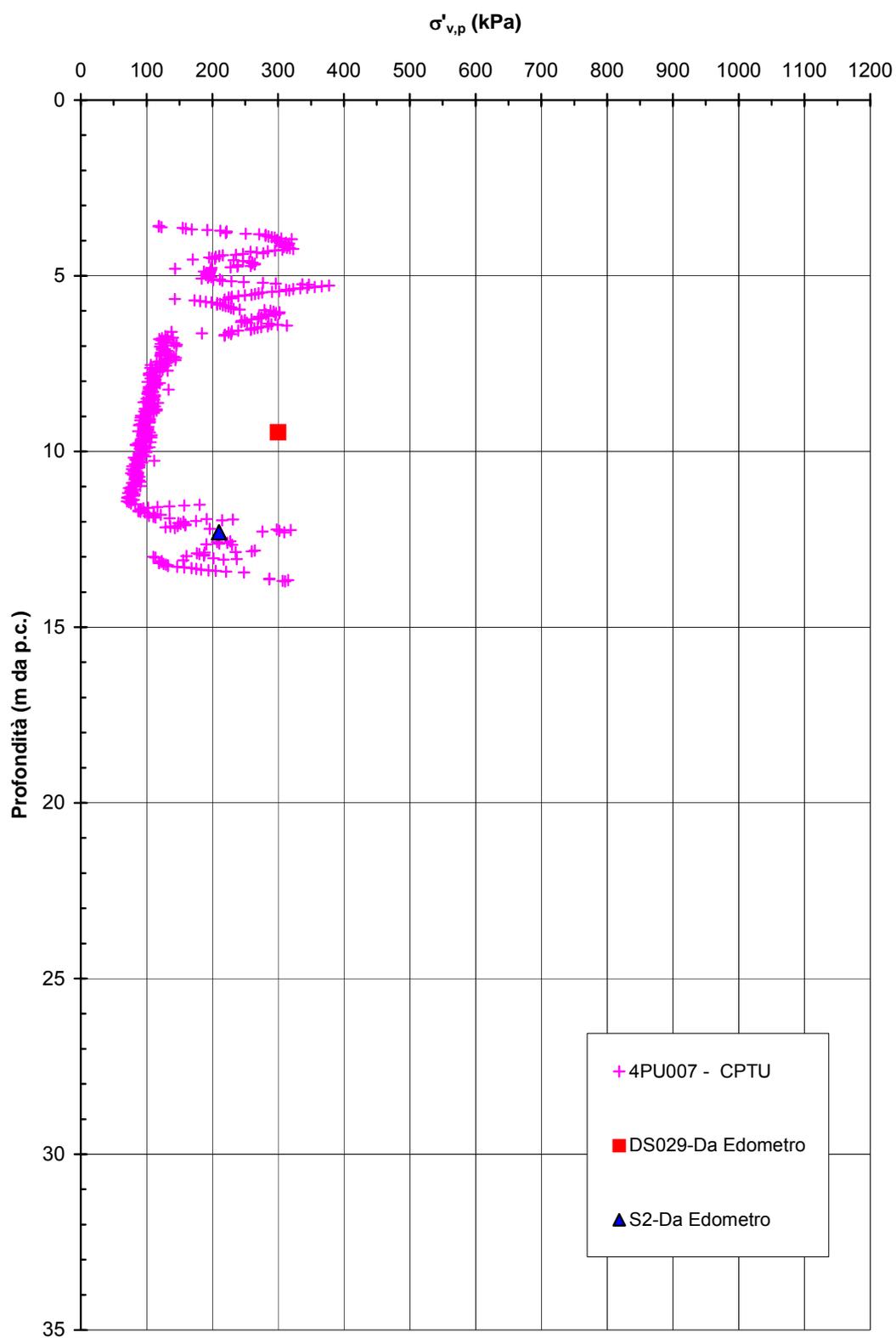
A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Pressione massima di preconsolidazione

Figura 2.8.27e

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Grado di preconsolidazione**

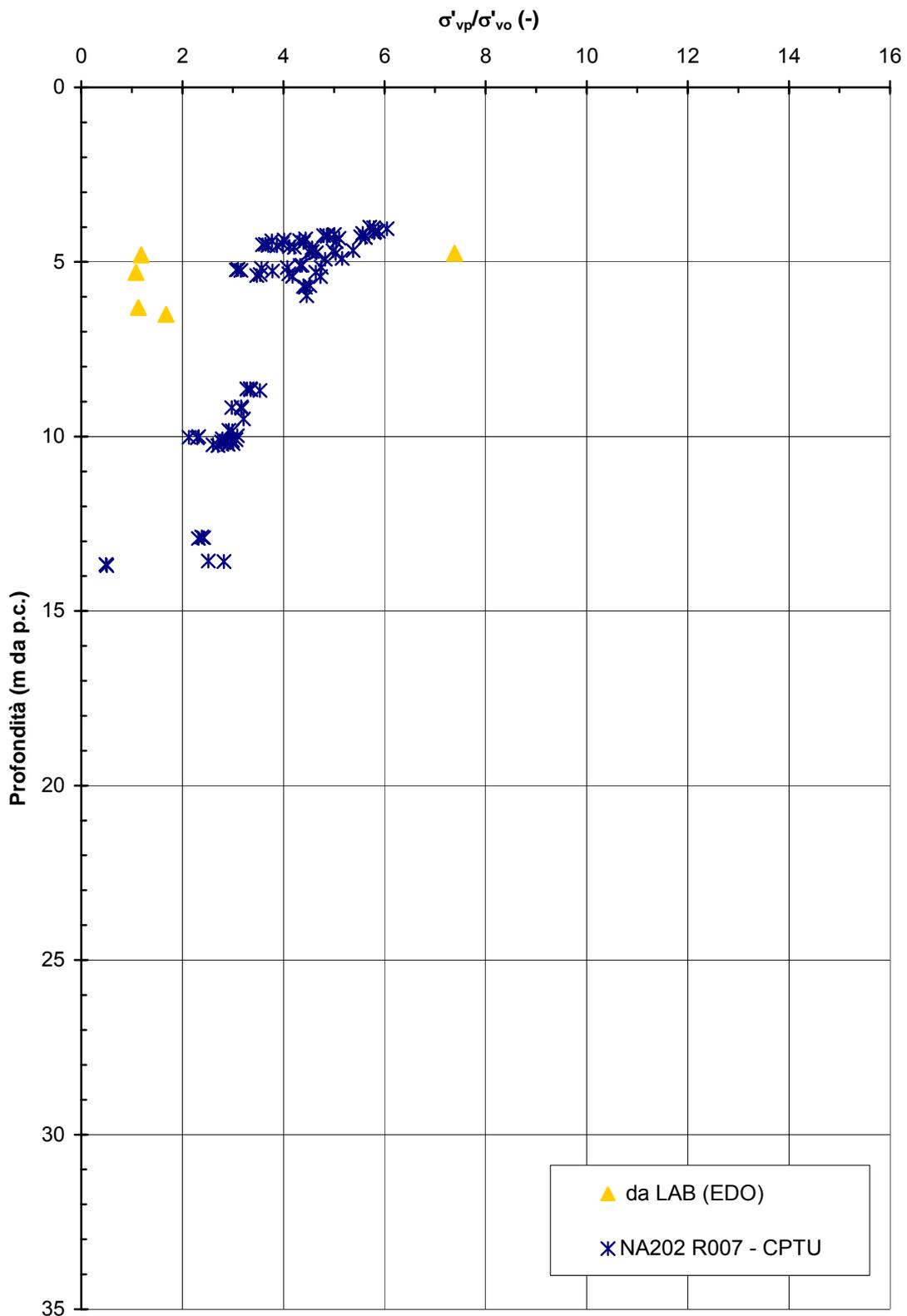


Figura 2.8.28a

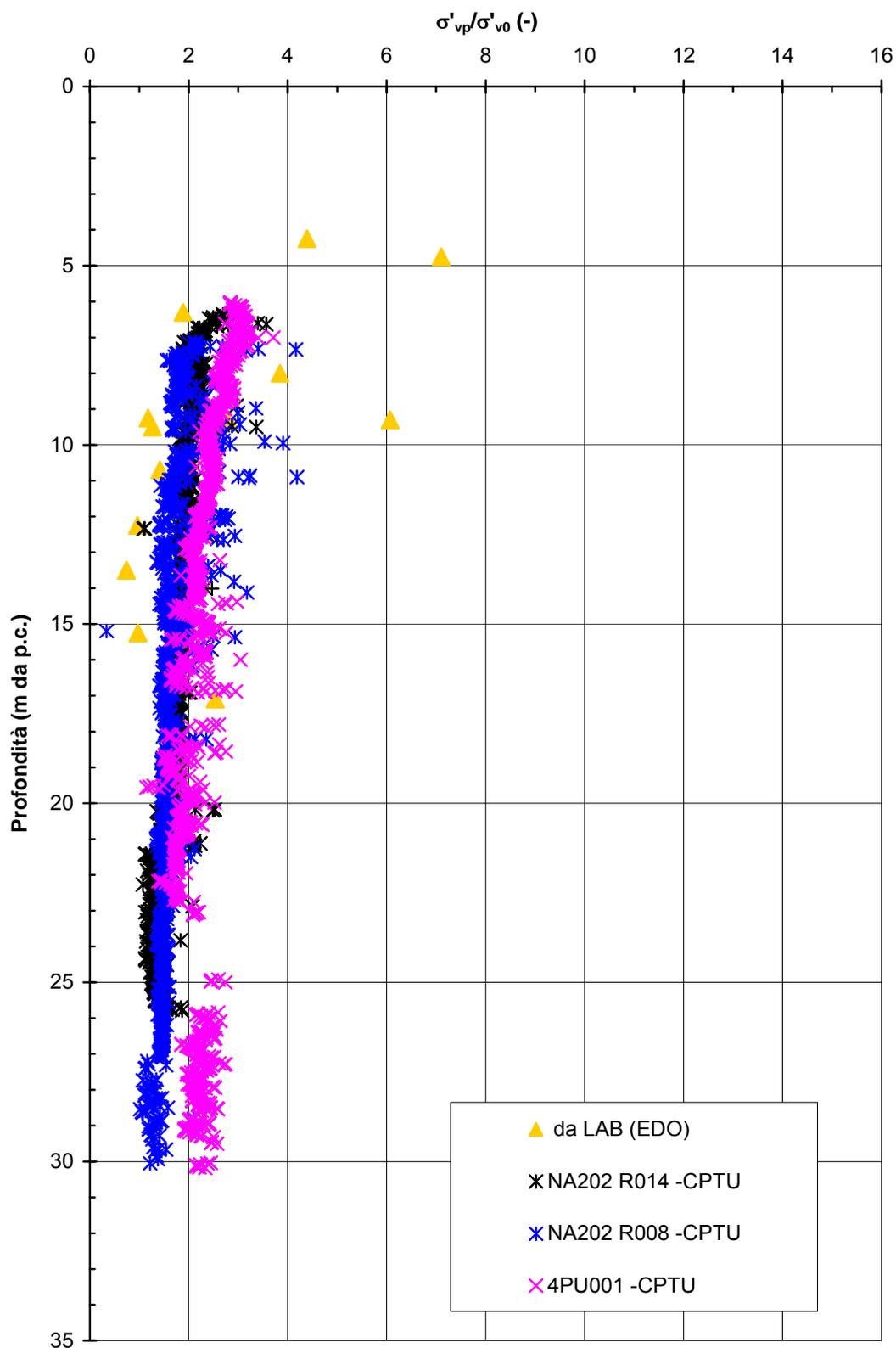
**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Grado di preconsolidazione**

Figura 2.8.28b

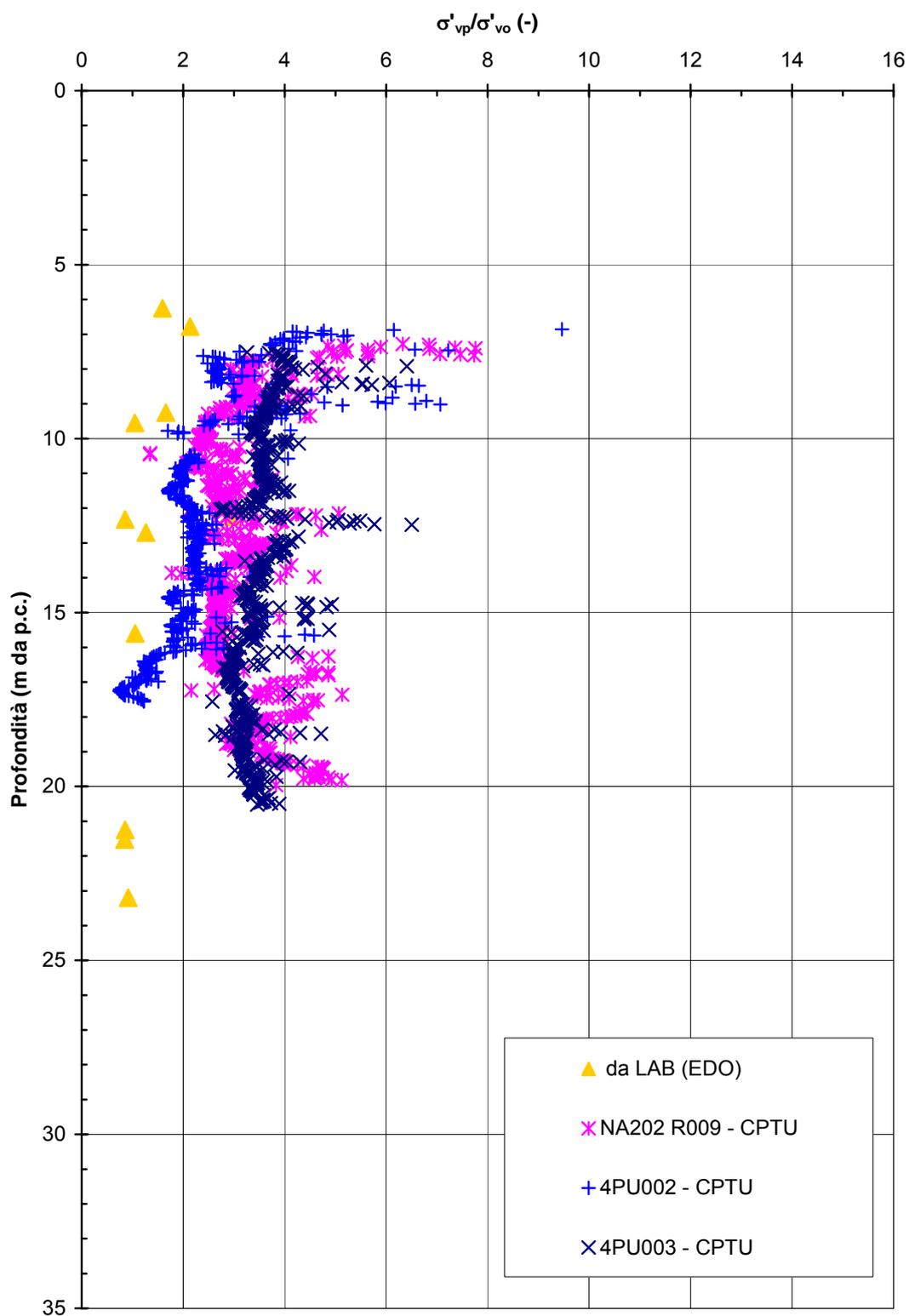
**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Grado di preconsolidazione**

Figura 2.8.28c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Grado di preconsolidazione**

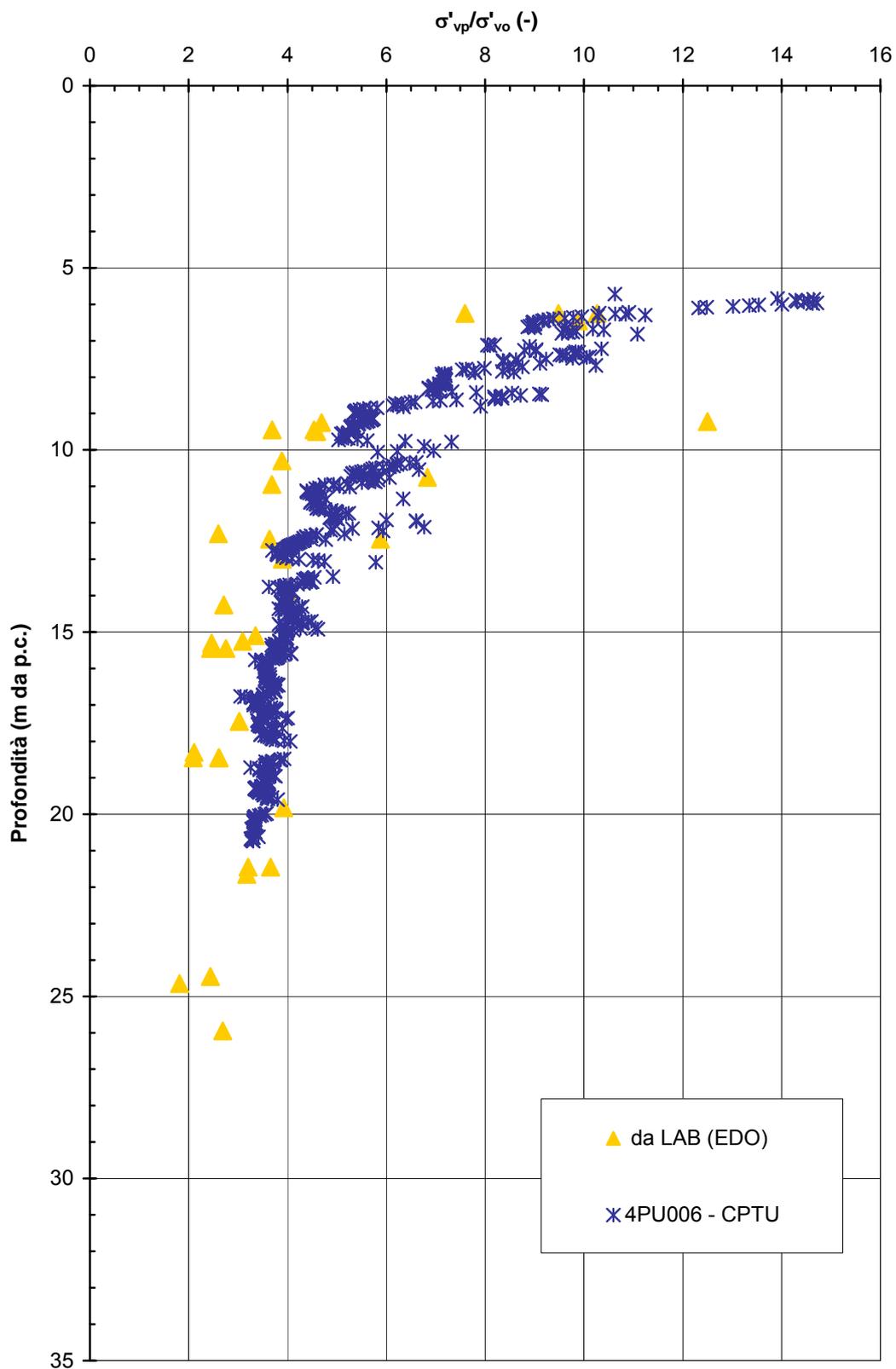


Figura 2.8.28d

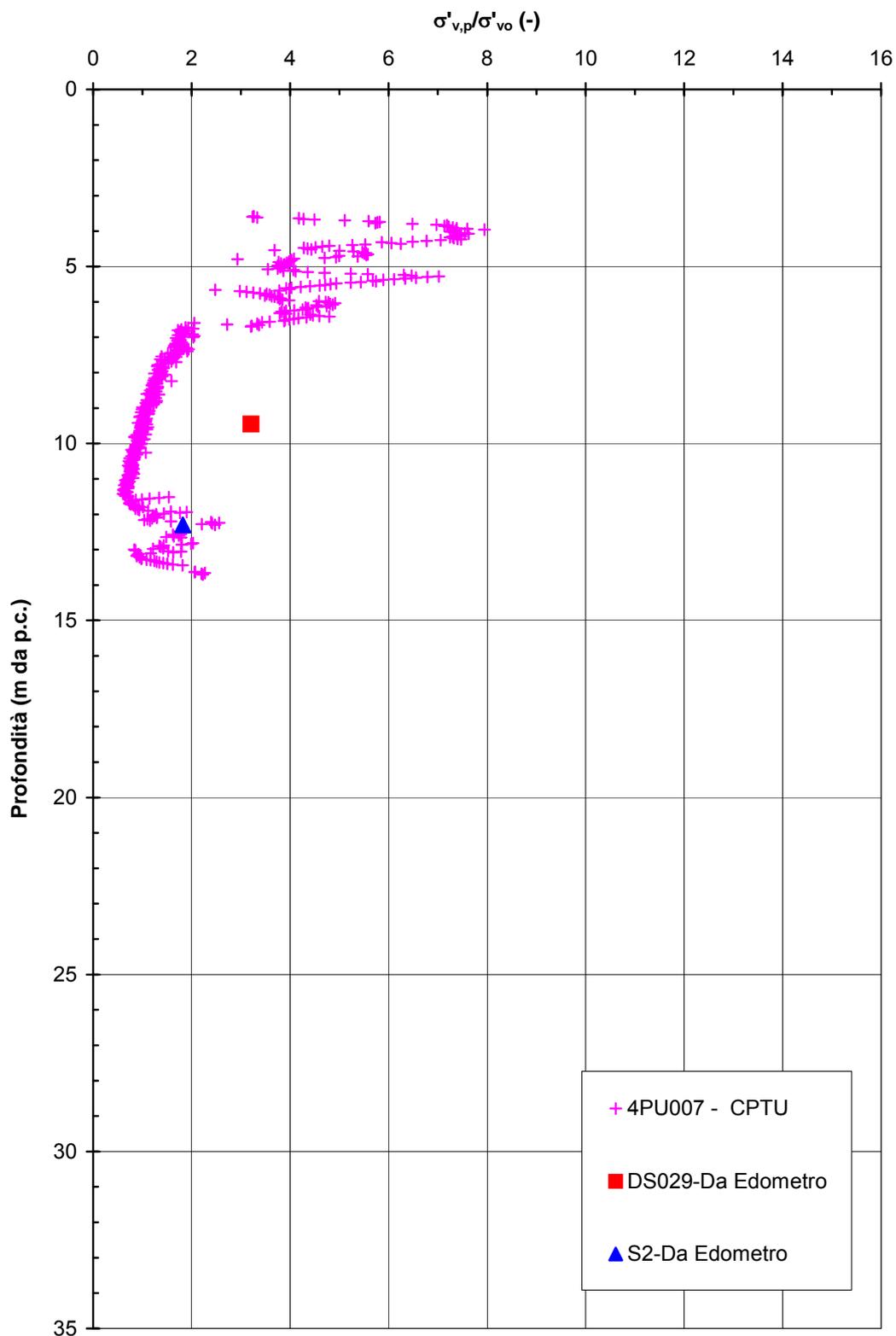
**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Grado di preconsolidazione**

Figura 2.8.28e

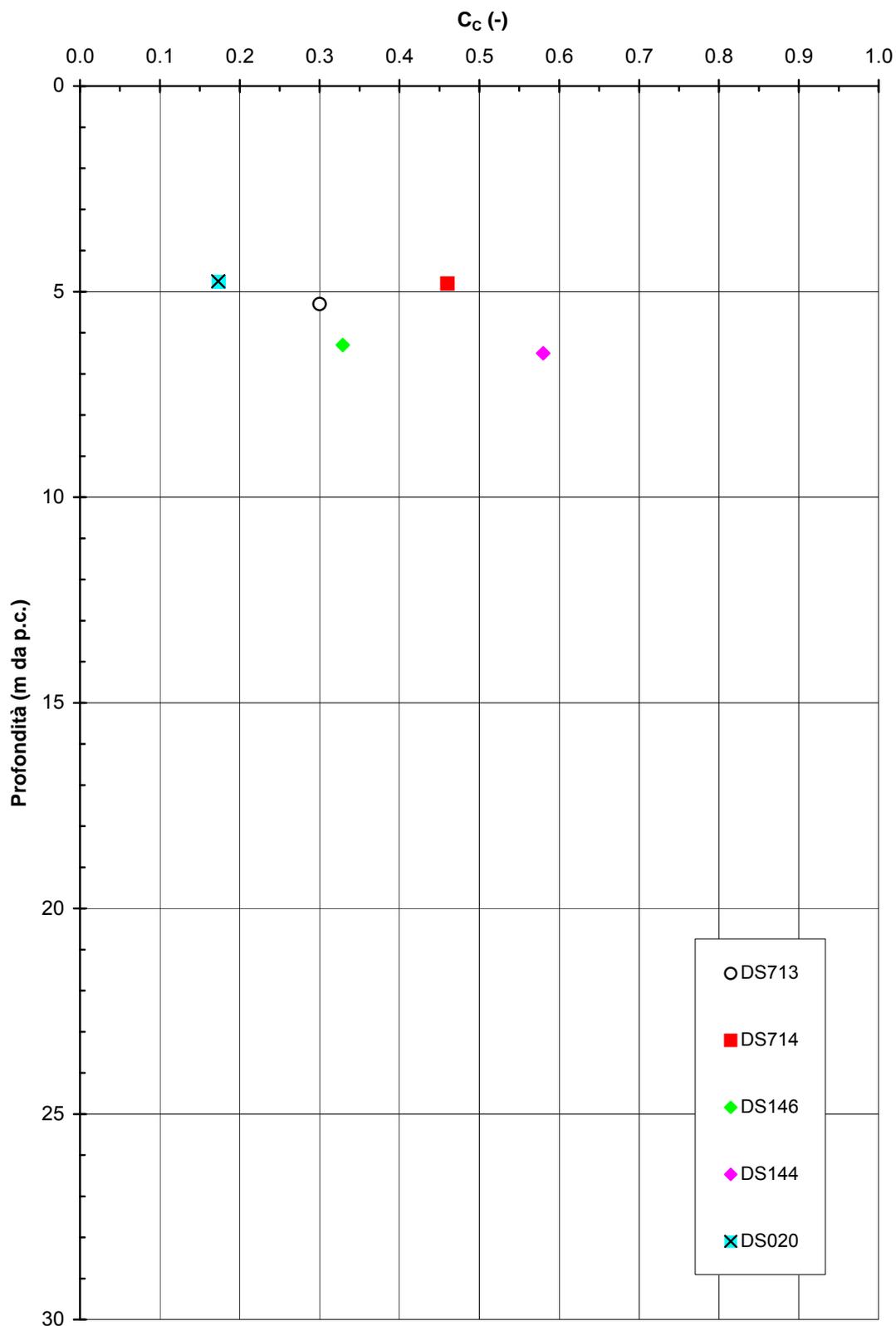
**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Indice di compressione**

Figura 2.8.29a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Indice di compressione**

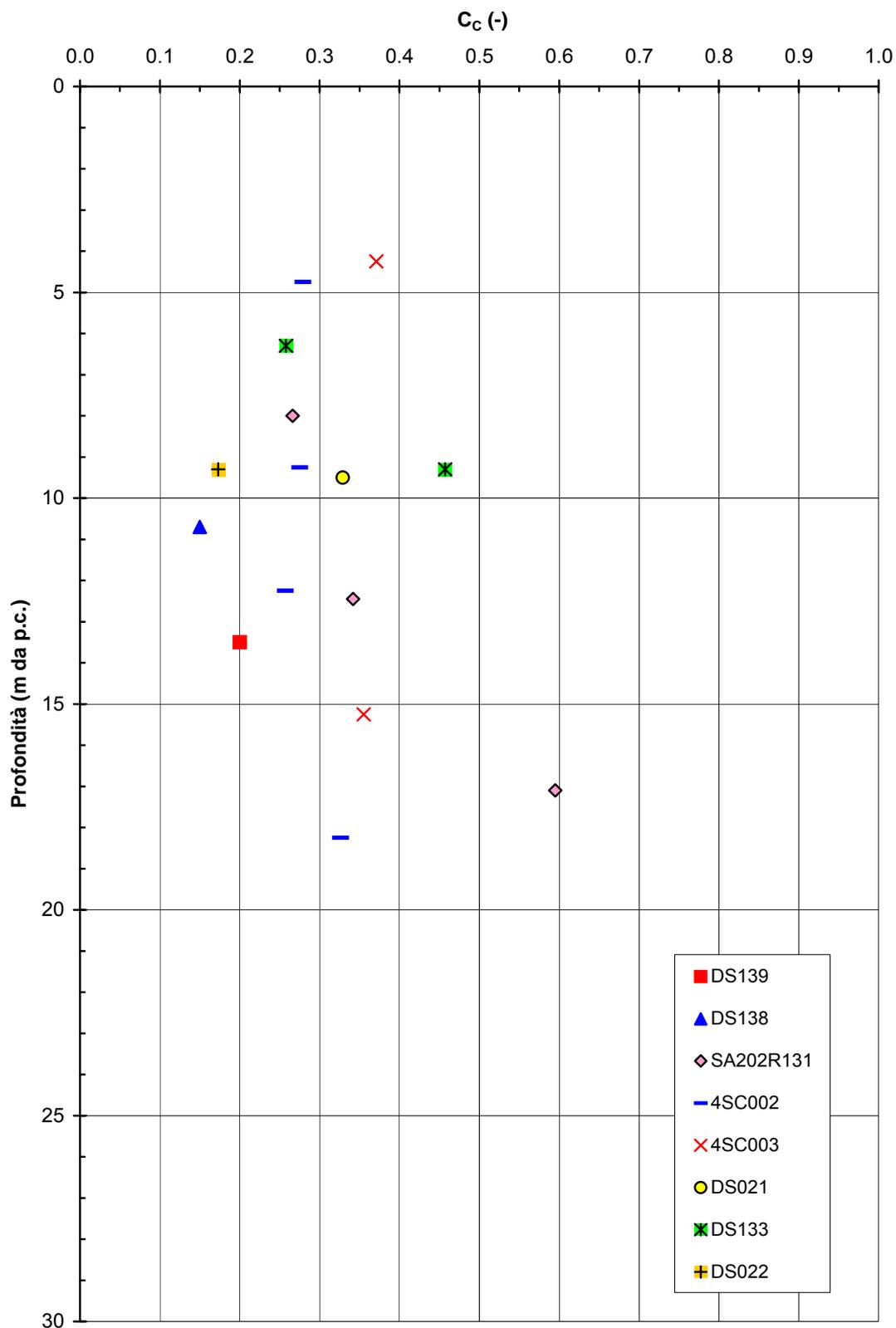


Figura 2.8.29b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Indice di compressione**

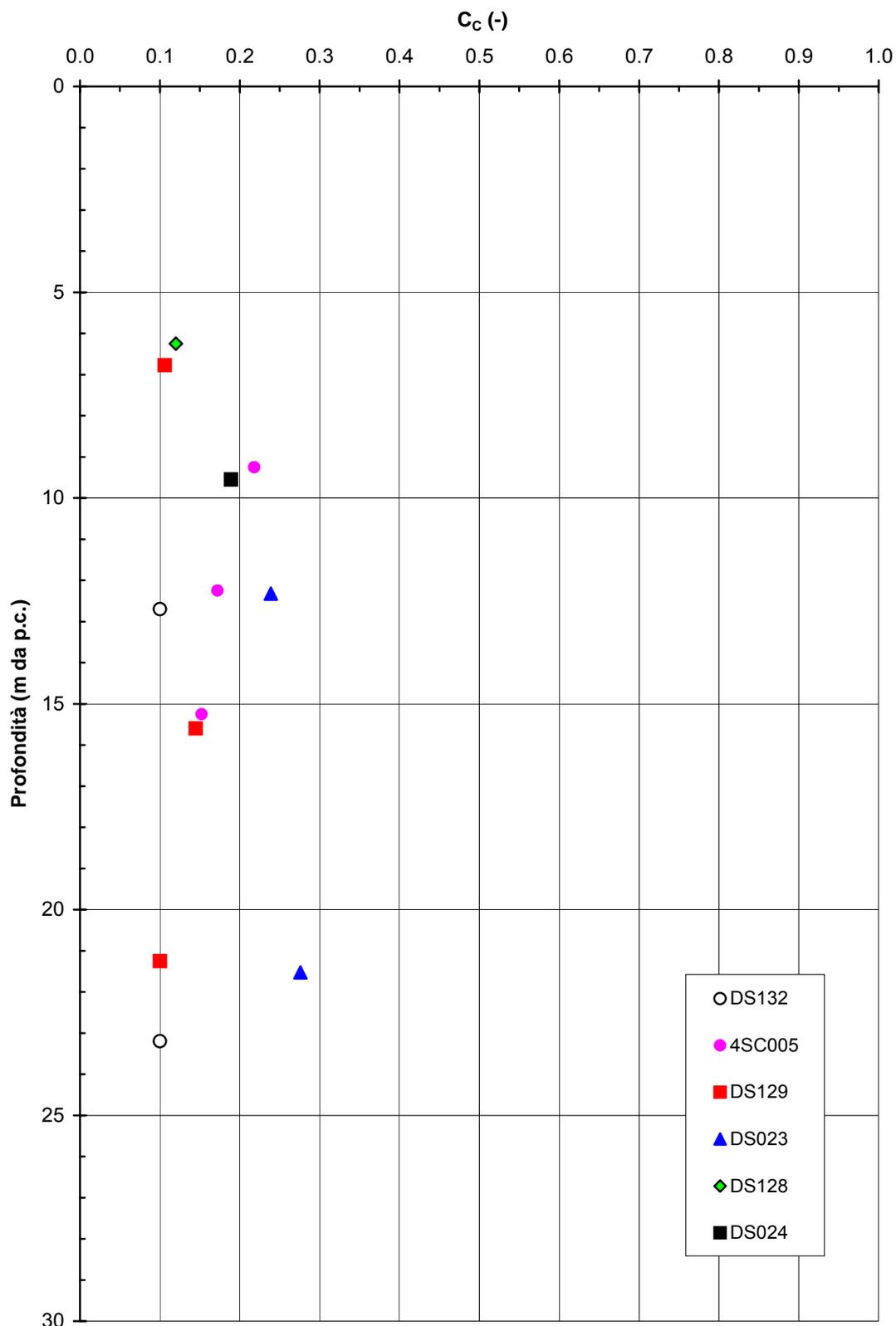


Figura 2.8.29c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Indice di compressione**

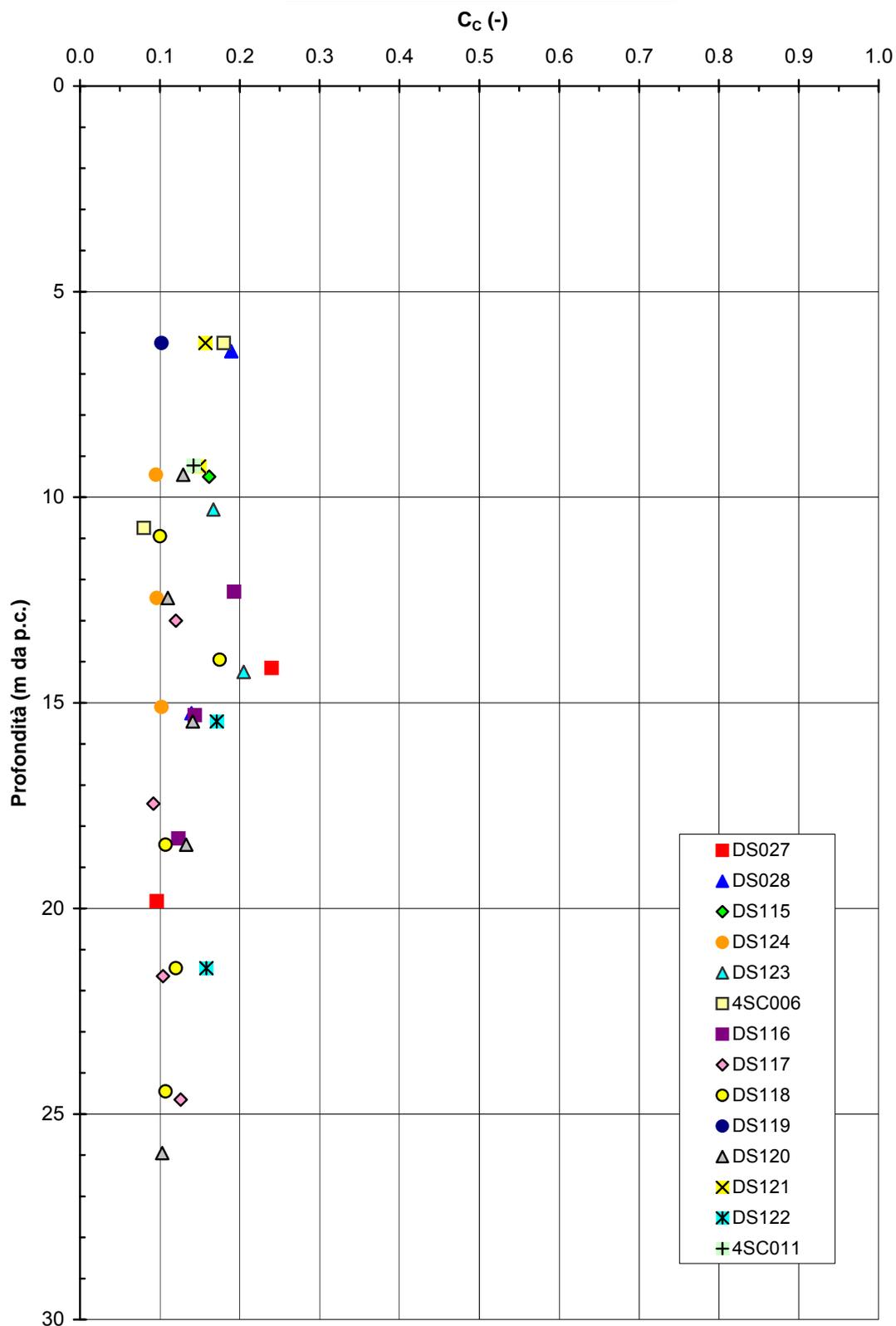


Figura 2.8.29d

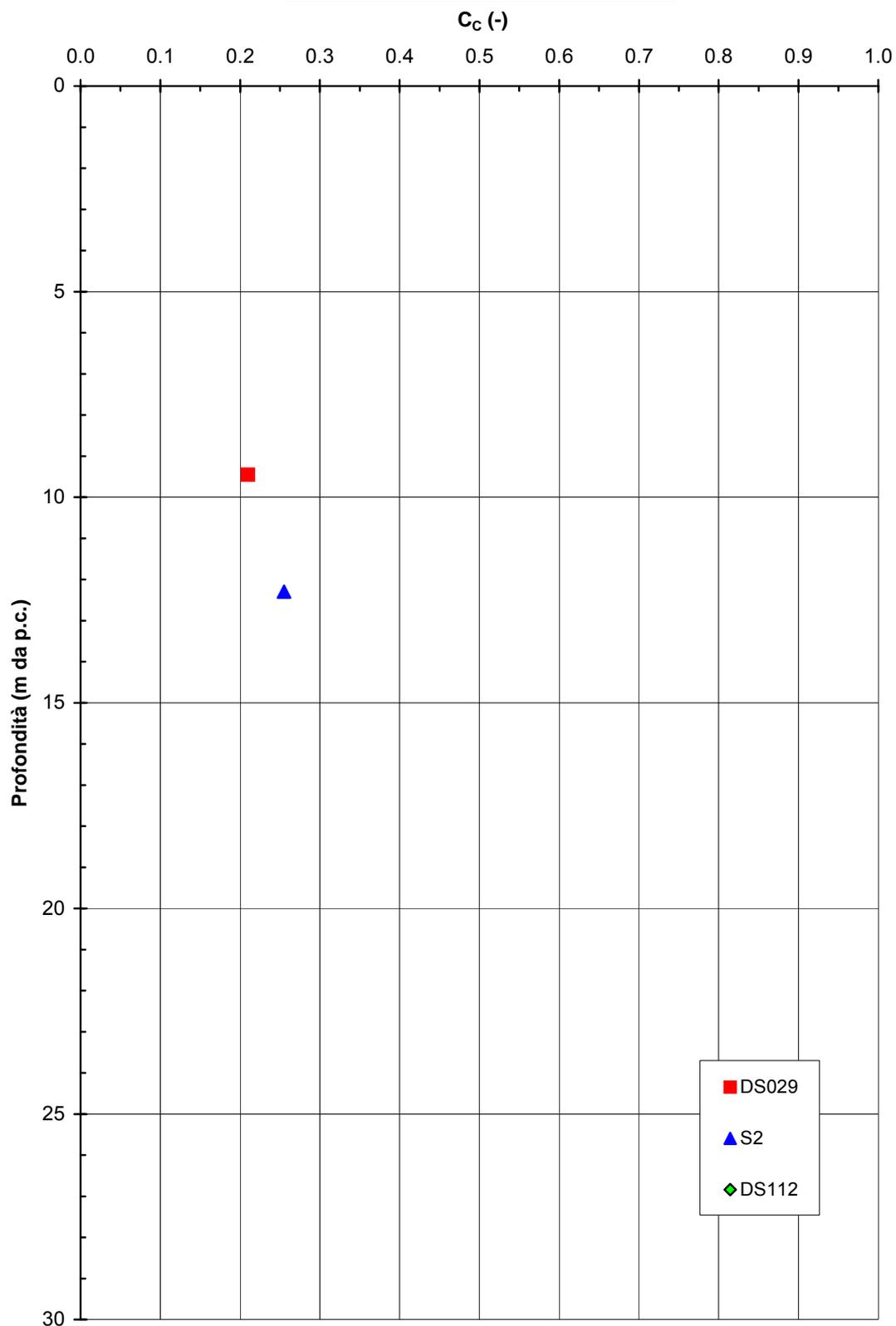
**A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Indice di compressione**

Figura 2.8.29e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Rapporto tra indice di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

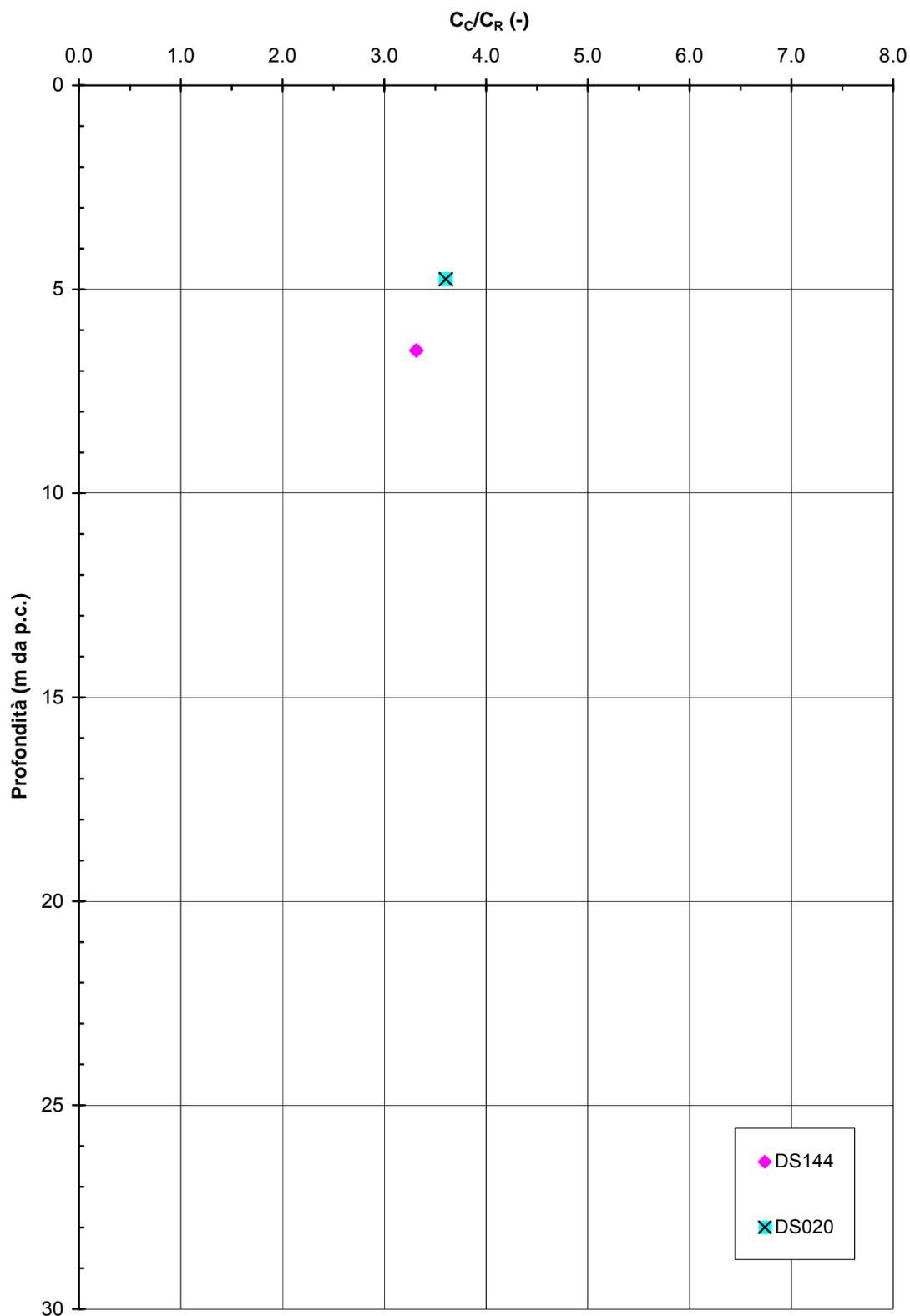


Figura 2.8.30a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

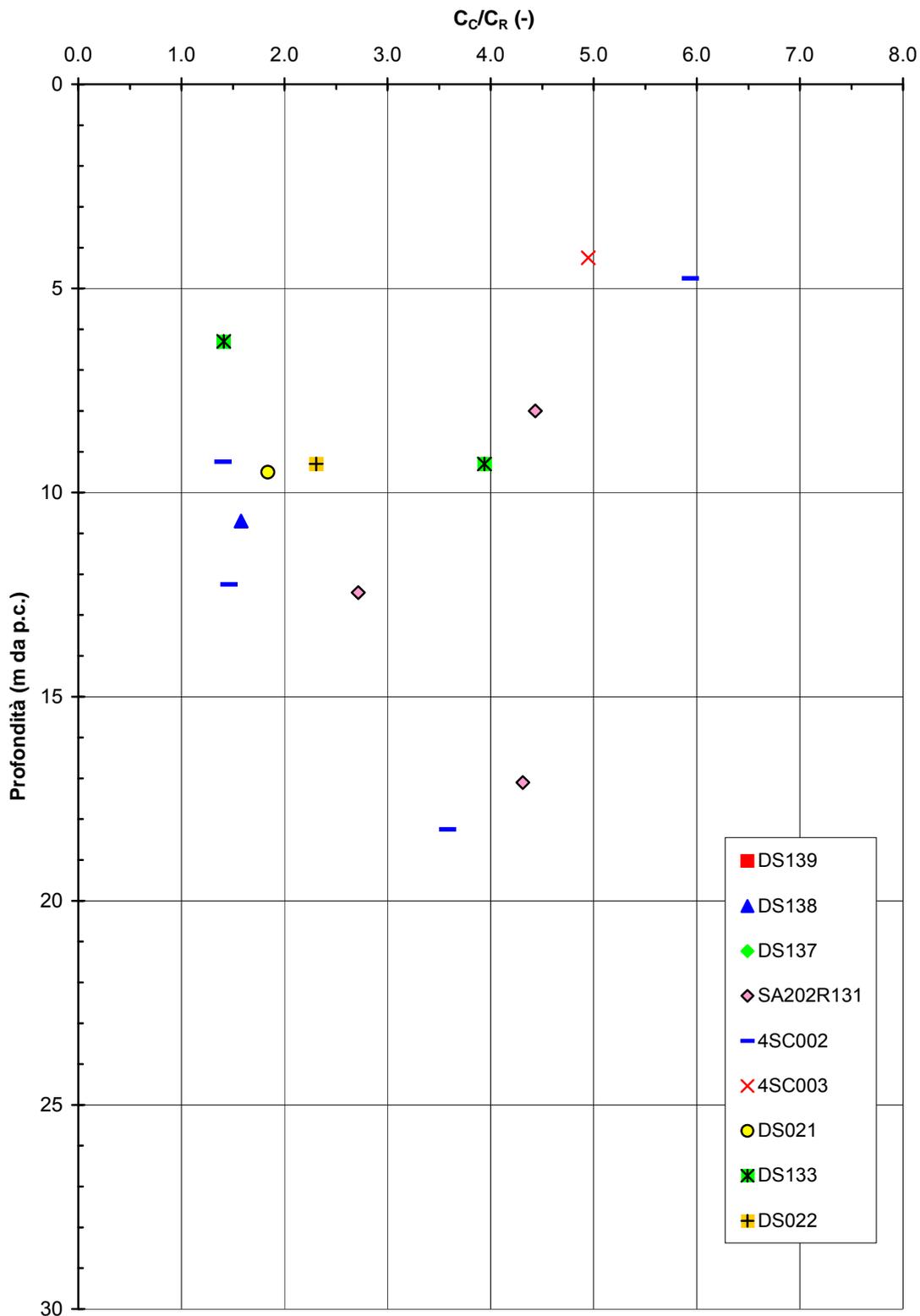


Figura 2.8.30b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

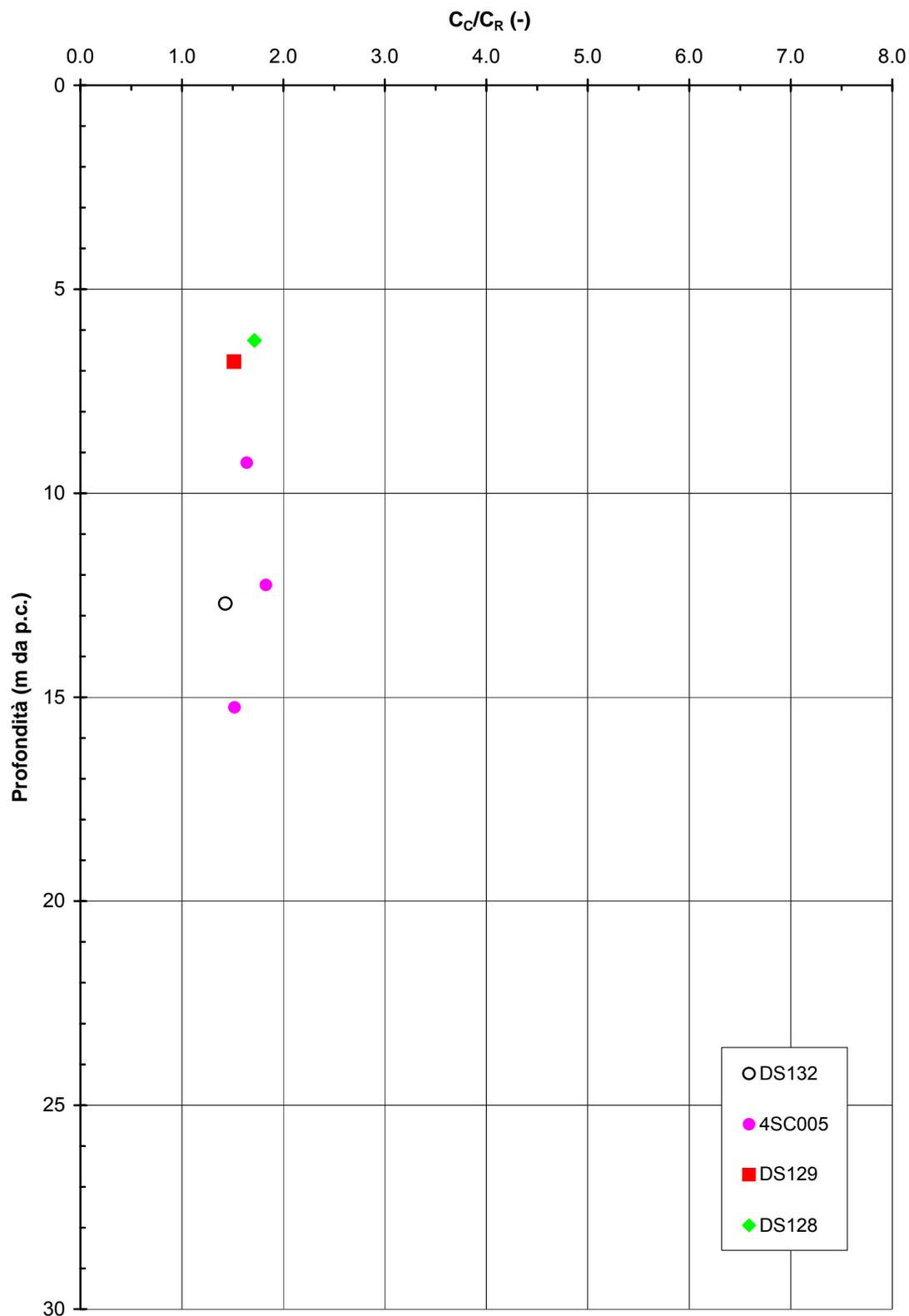


Figura 2.8.30c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)**

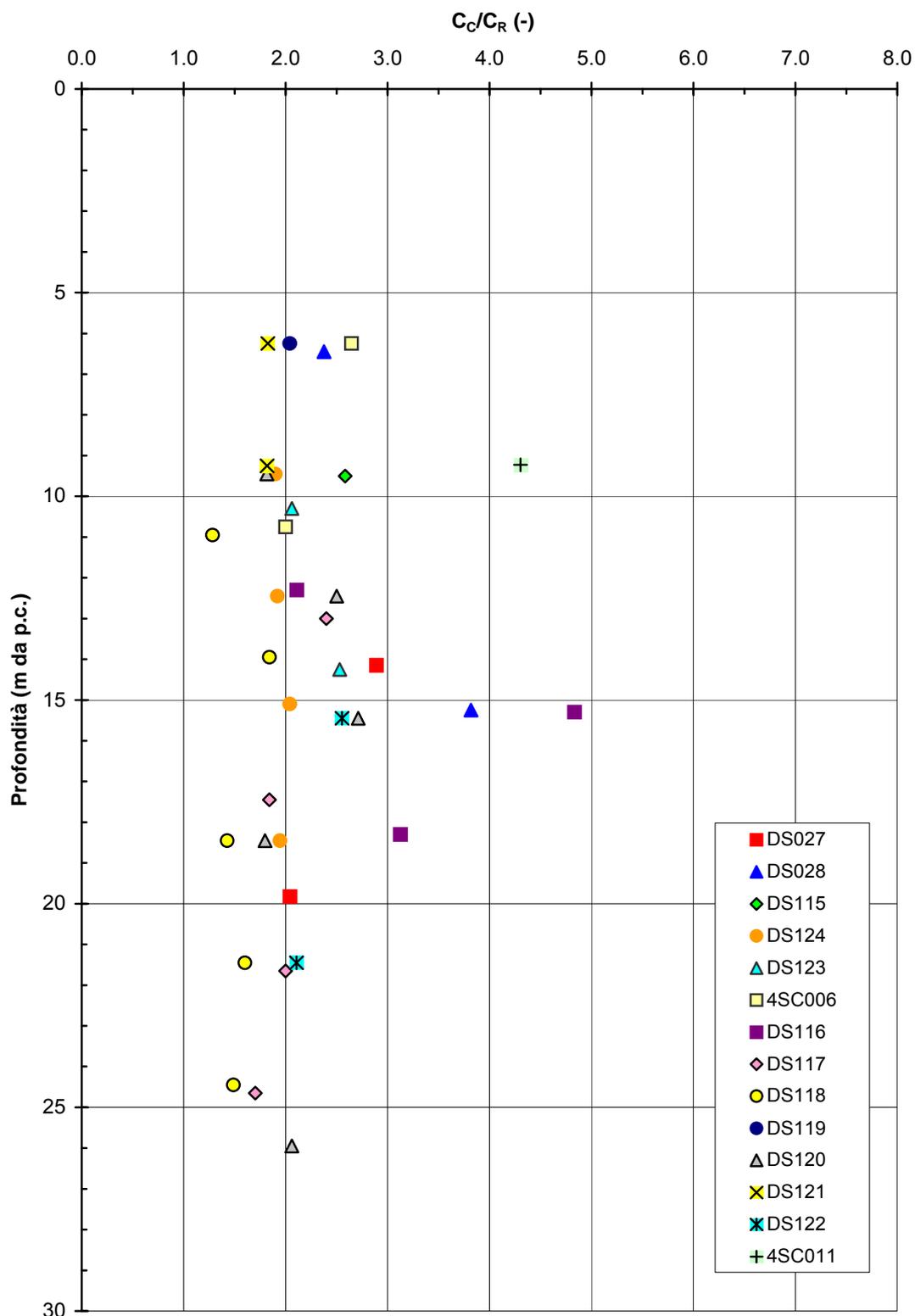


Figura 2.8.30d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

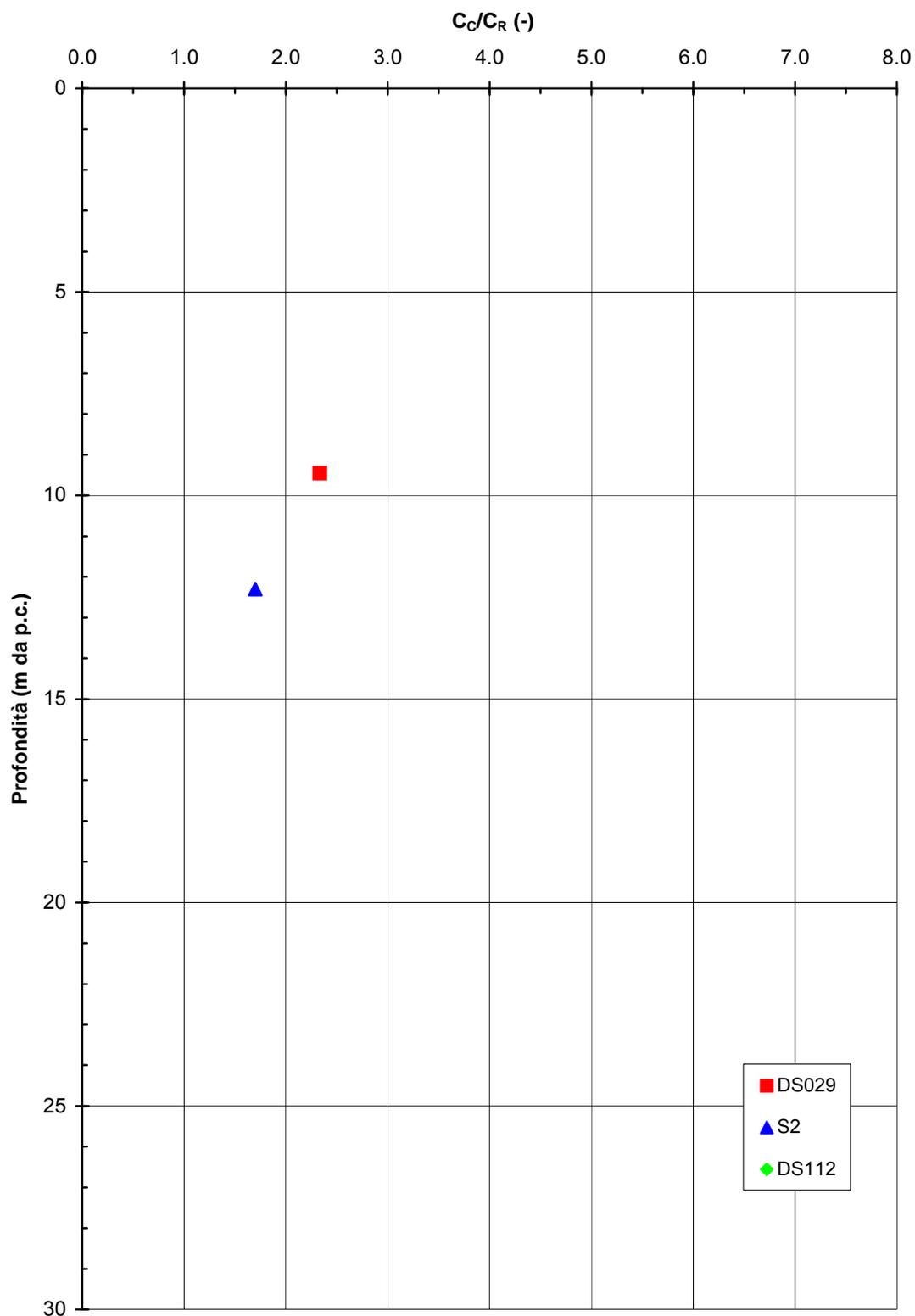


Figura 2.8.30e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

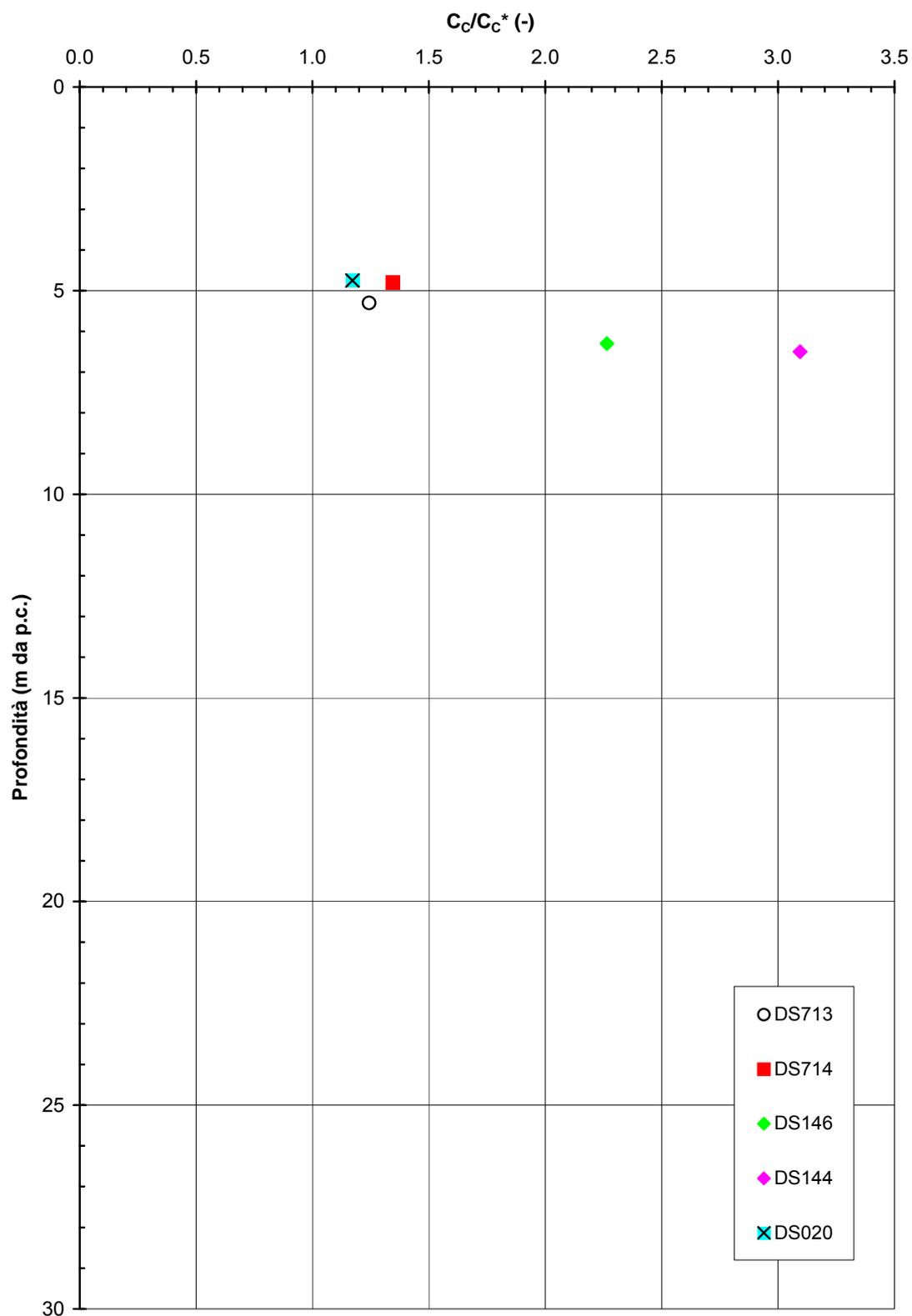


Figura 2.8.31a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

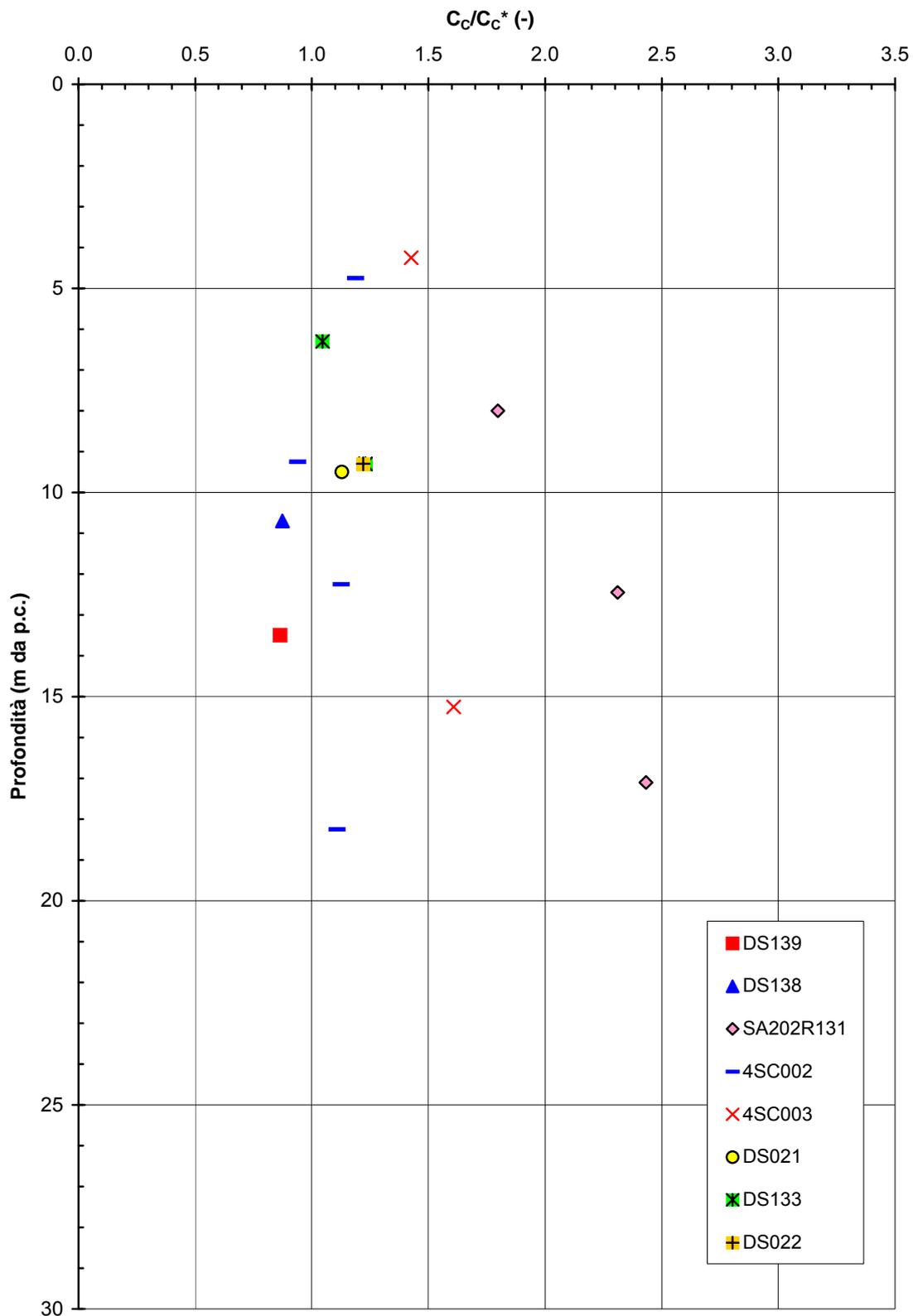


Figura 2.8.31b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

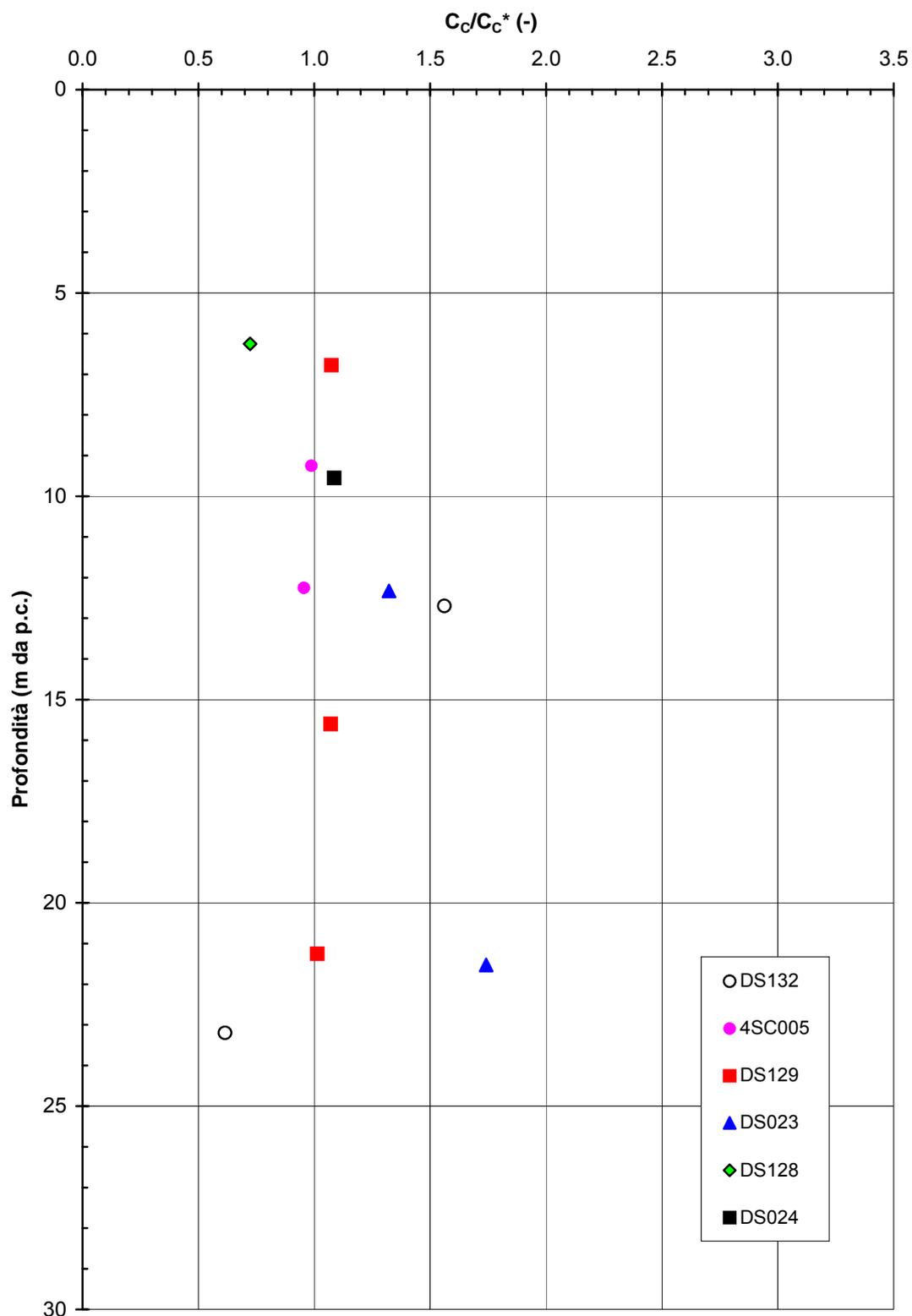


Figura 2.8.31c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

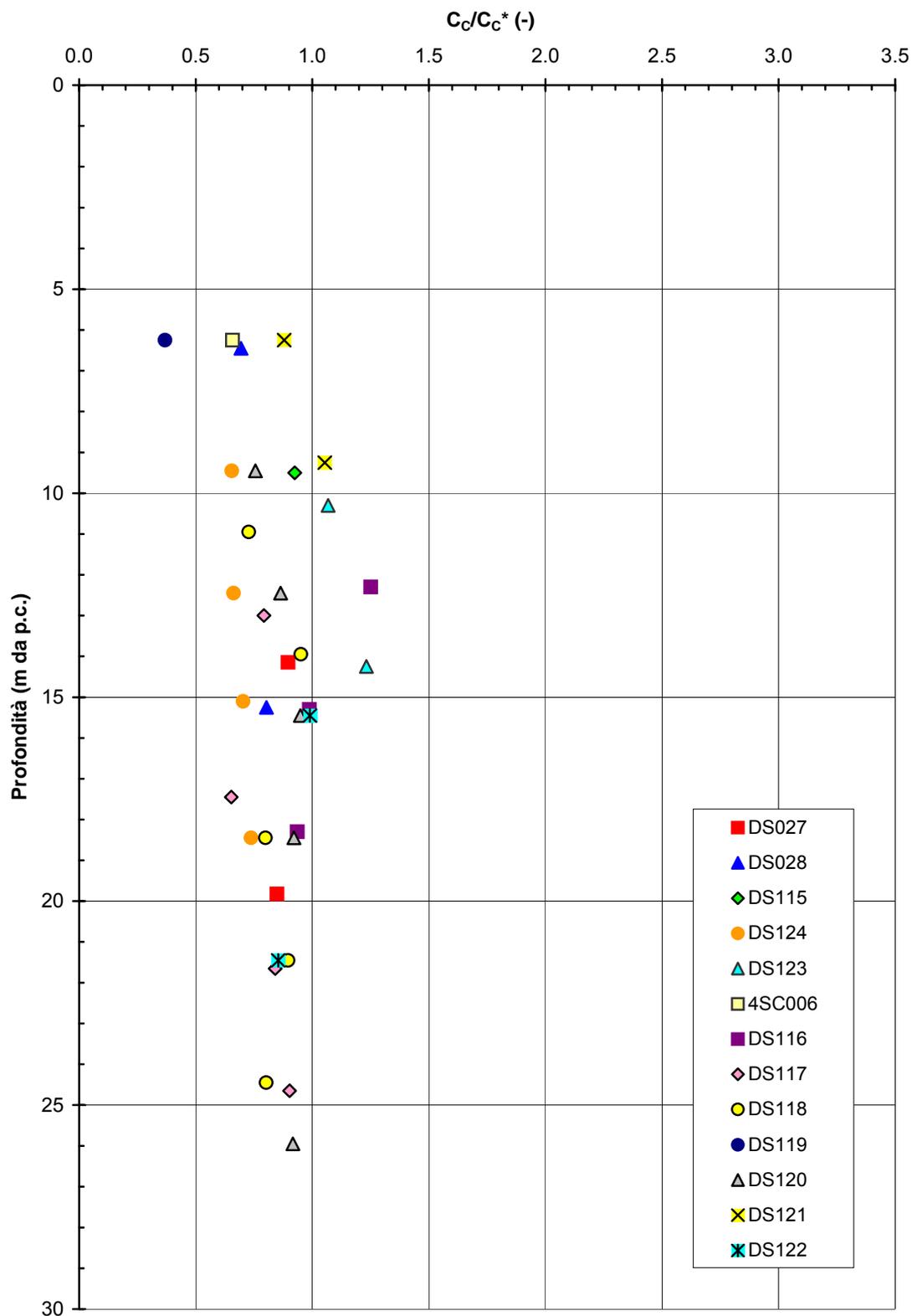


Figura 2.8.31d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

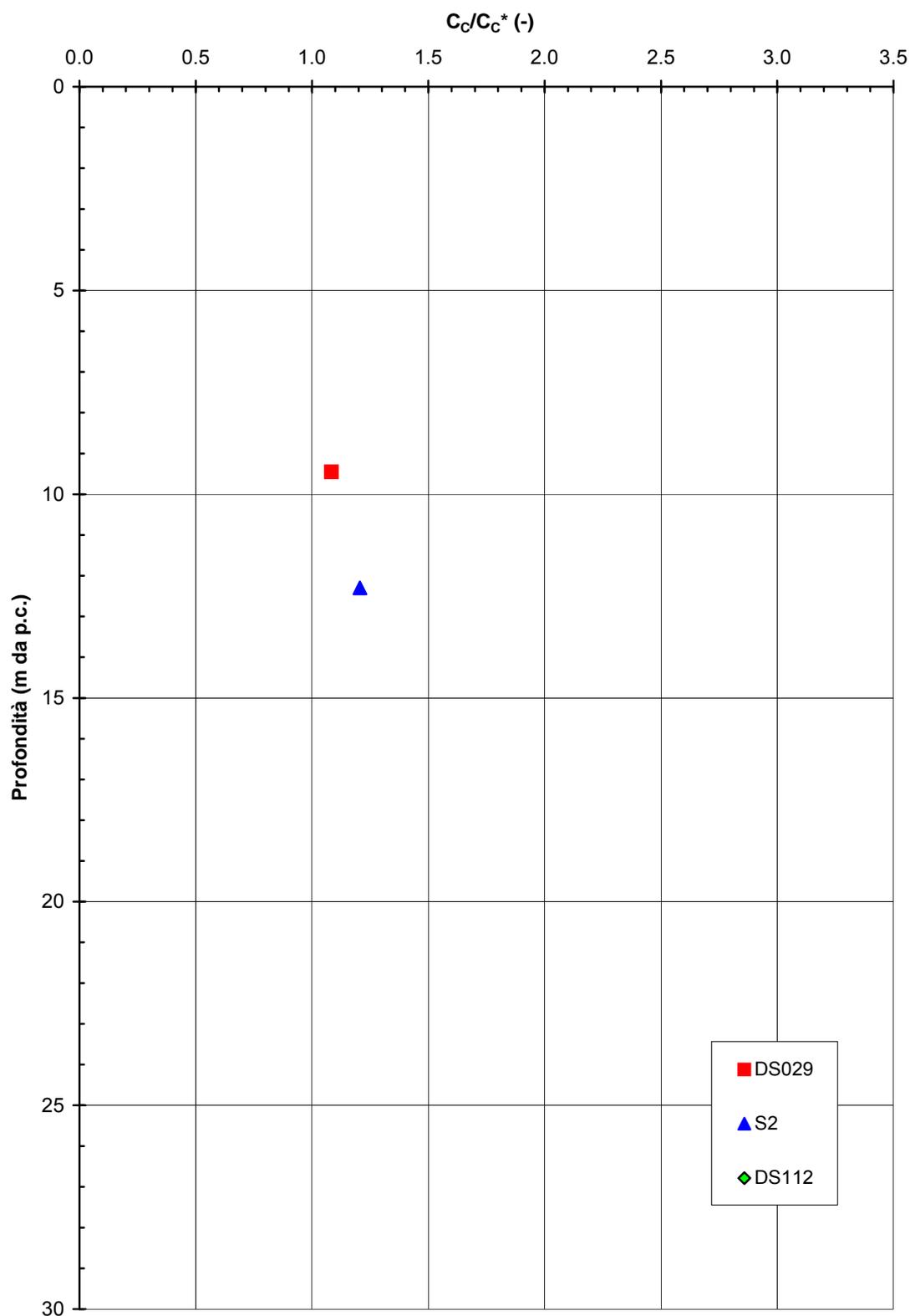


Figura 2.8.31e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

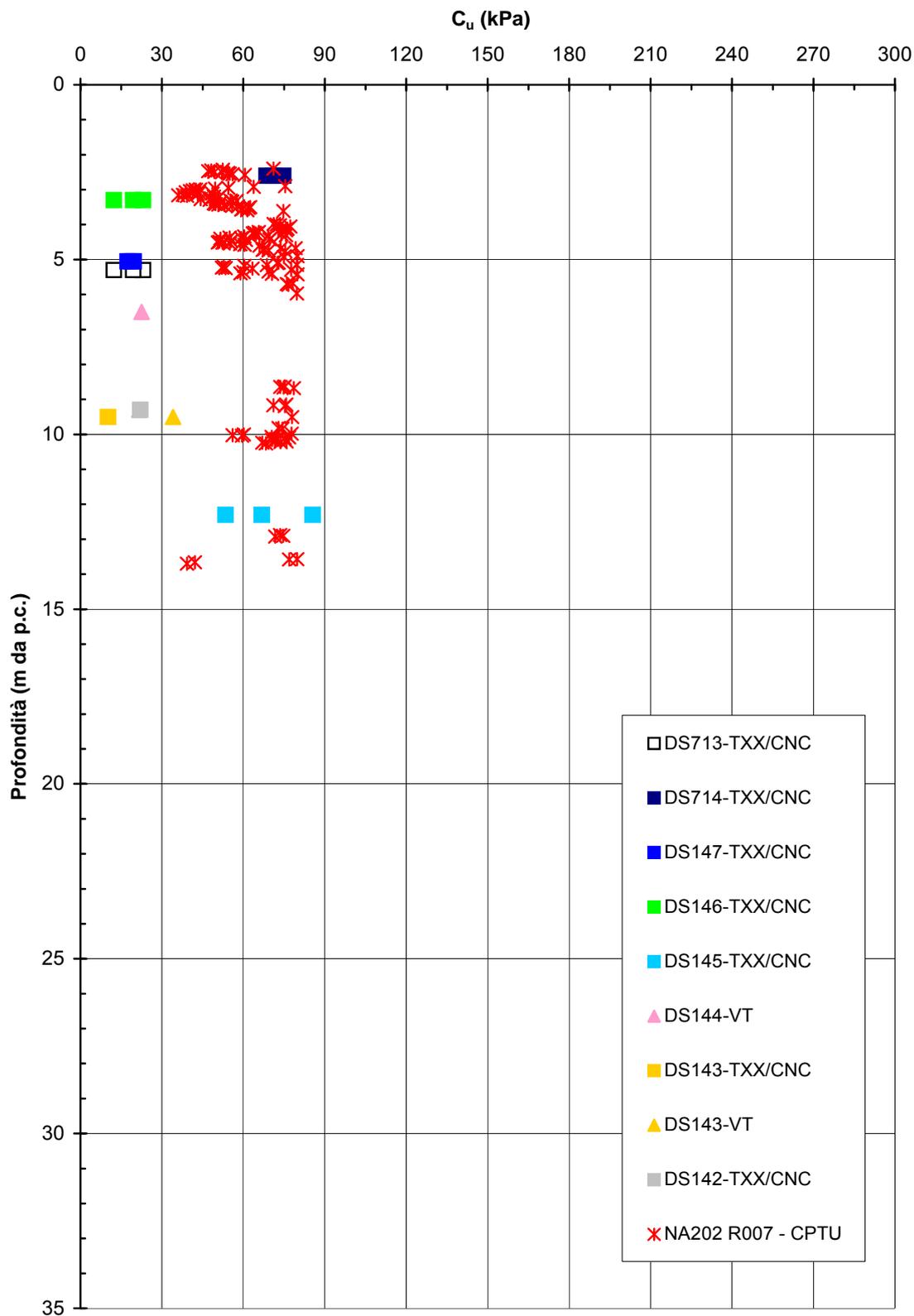


Figura 2.8.32a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

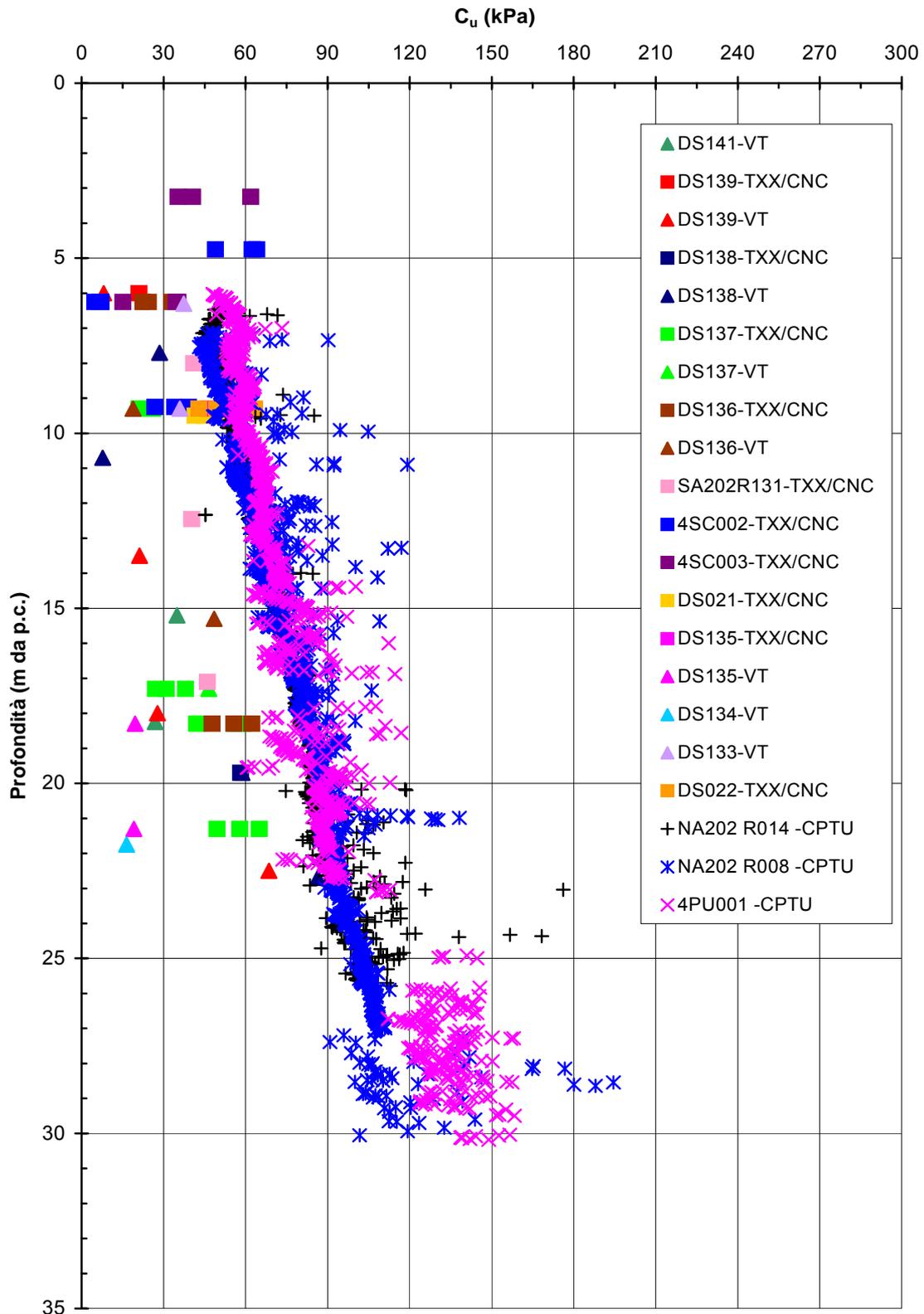


Figura 2.8.32b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

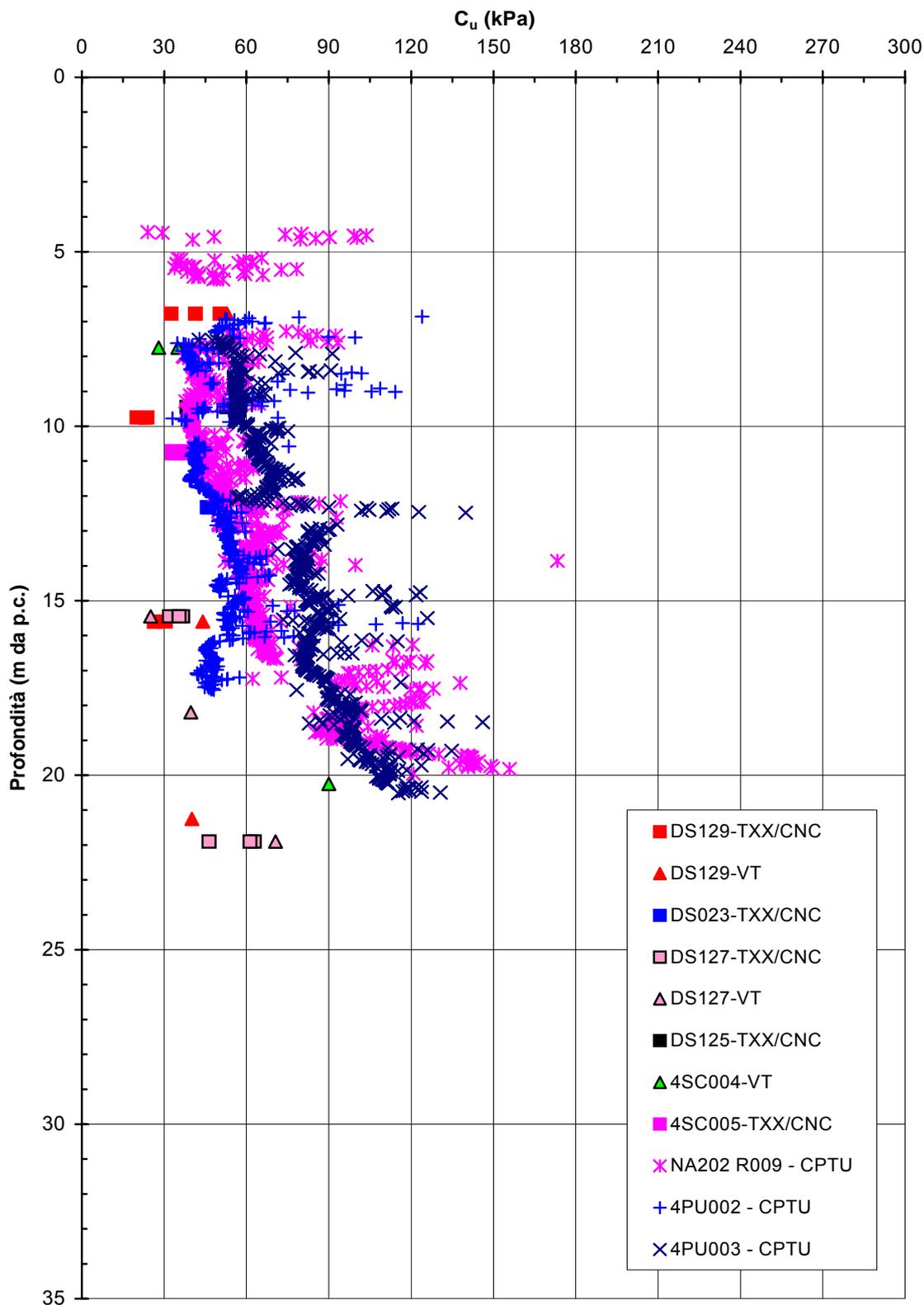


Figura 2.8.32c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

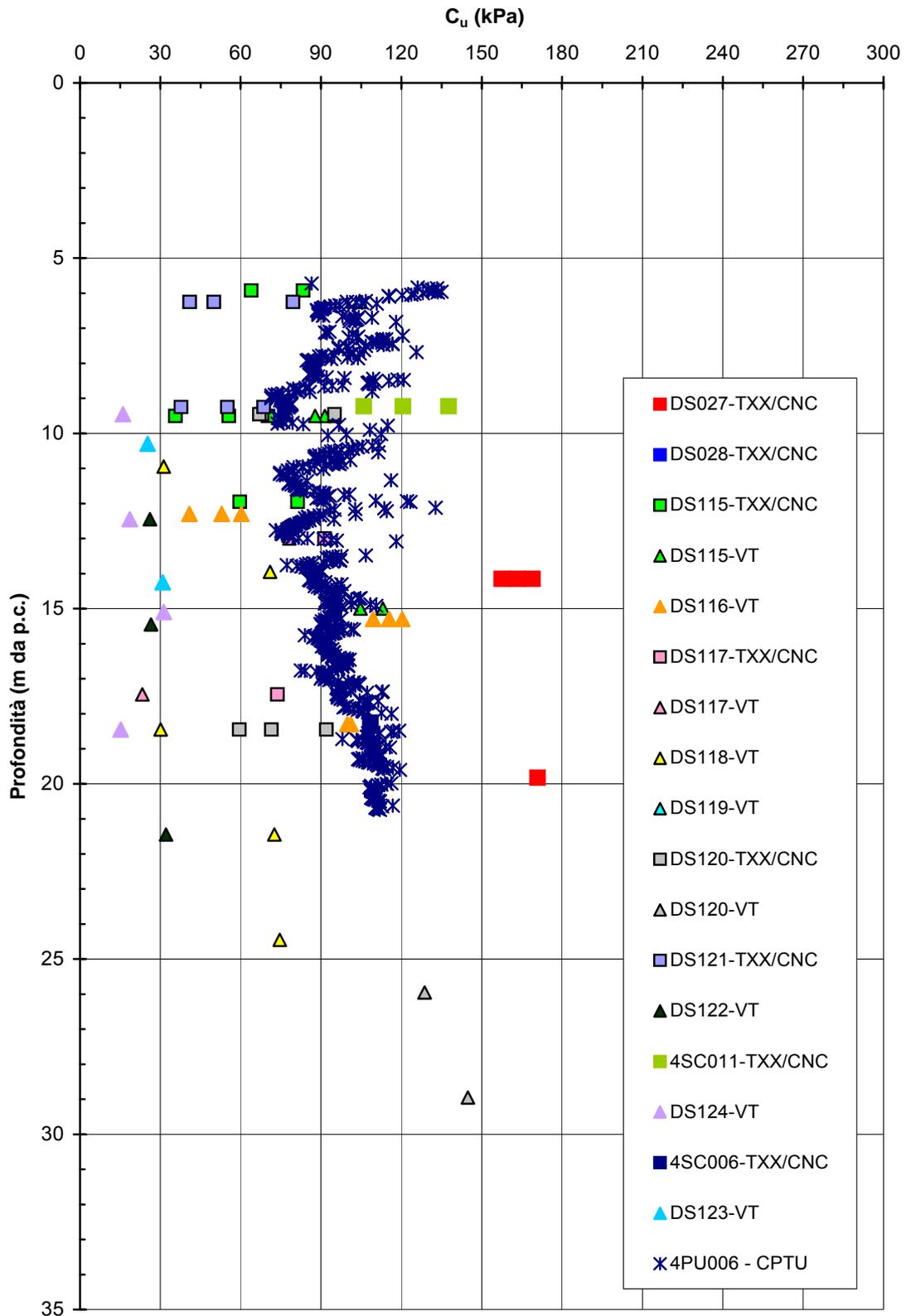


Figura 2.8.32d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

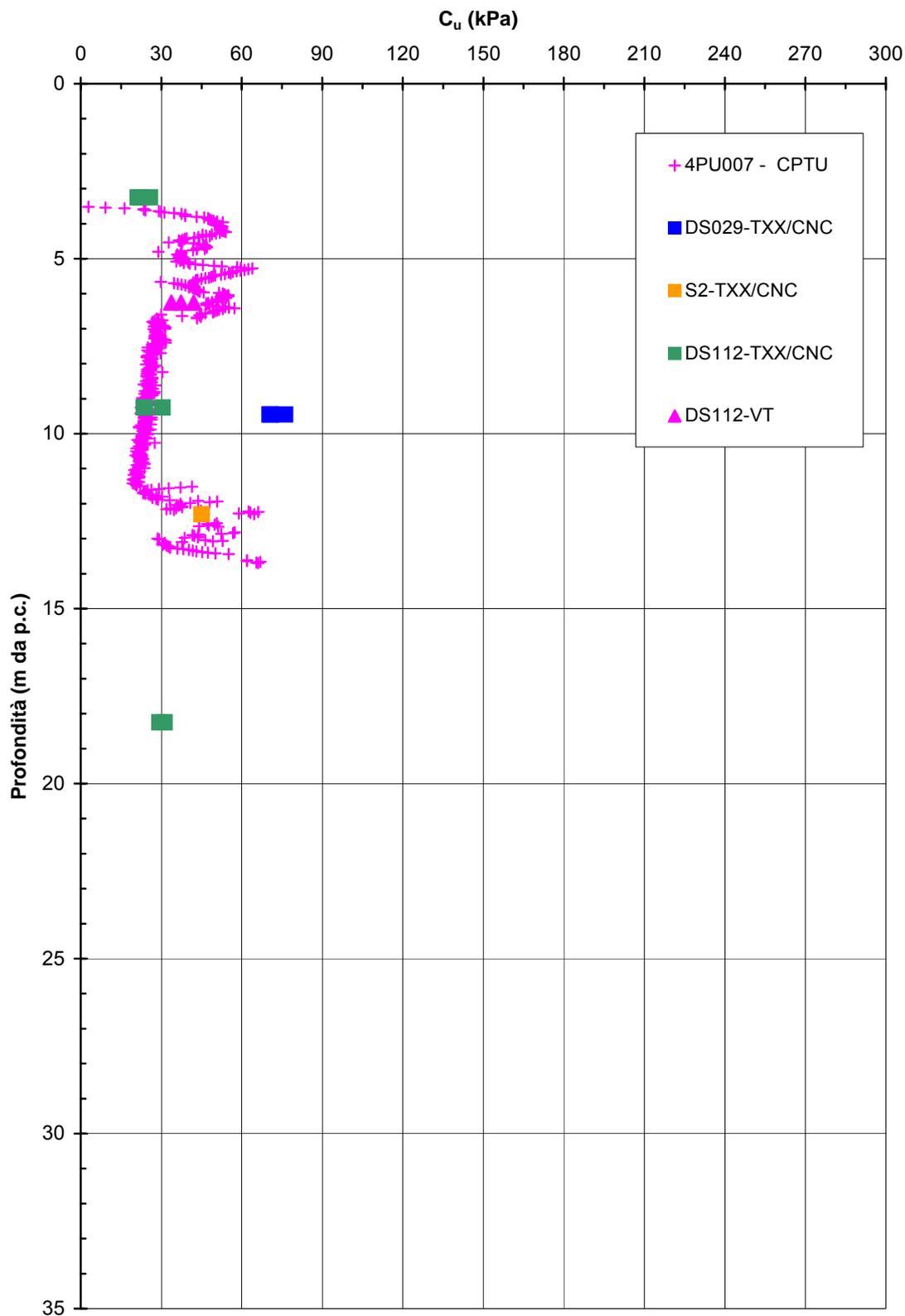


Figura 2.8.32e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

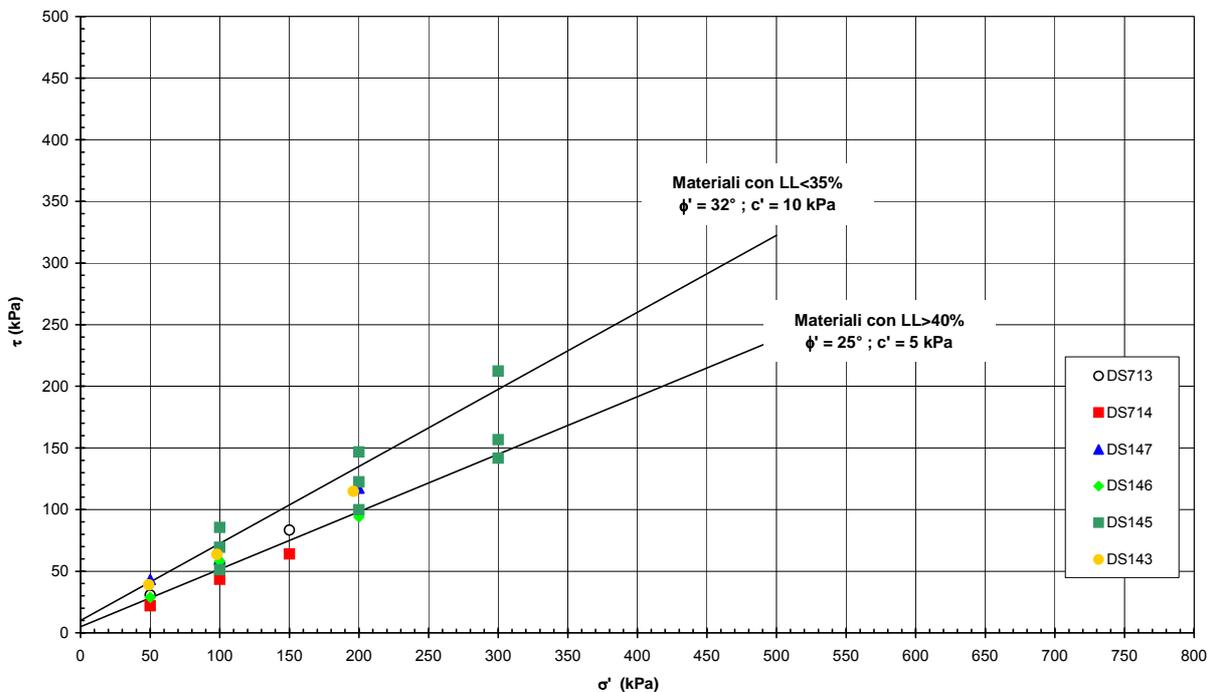


Figura 2.8.33a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

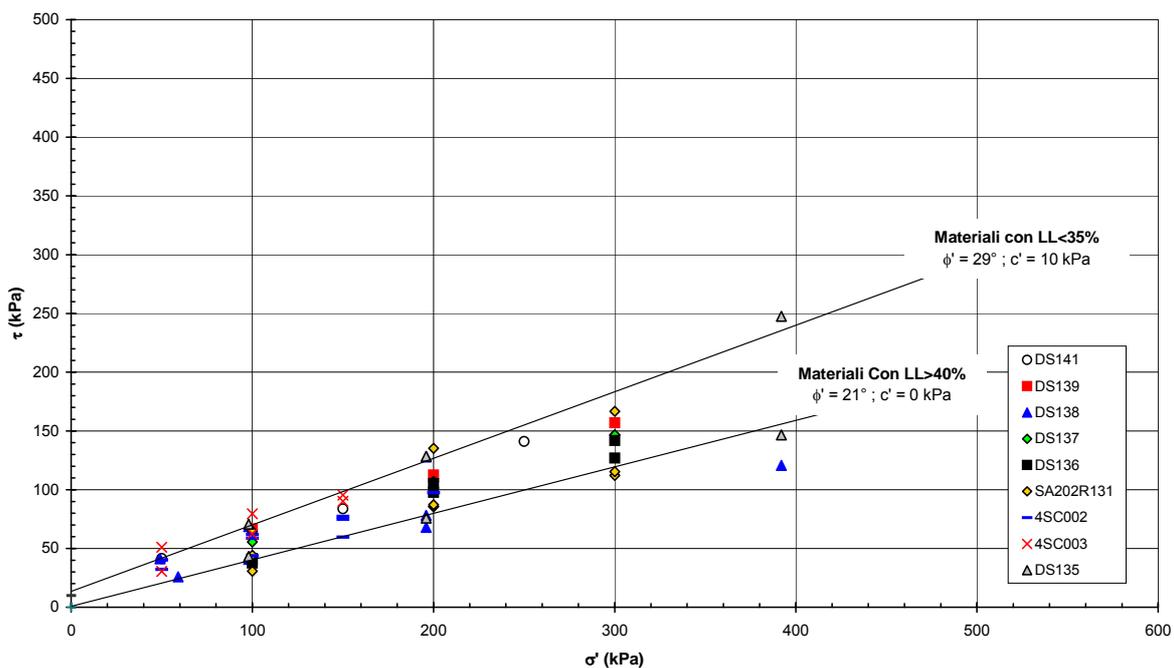


Figura 2.8.33b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Involuppo di di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

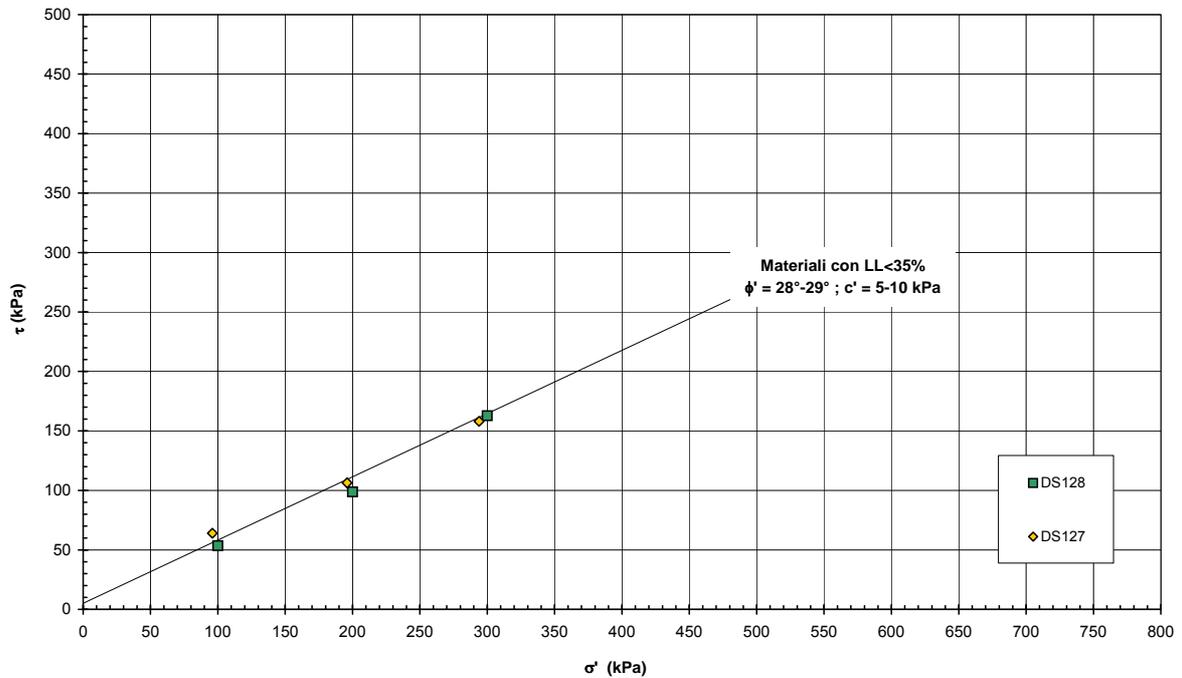


Figura 2.8.33c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

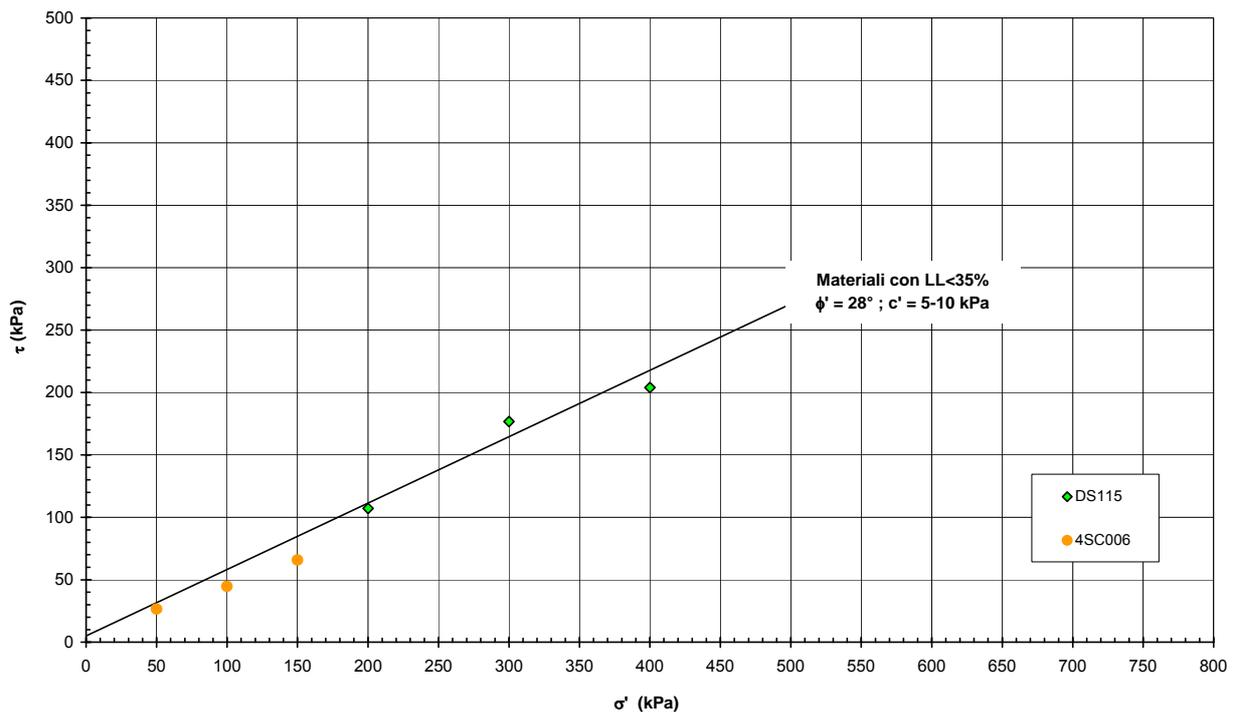


Figura 2.8.33d

A.C. Milano-Verona : Tratta 5
STRATO 2 - Involuppo di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

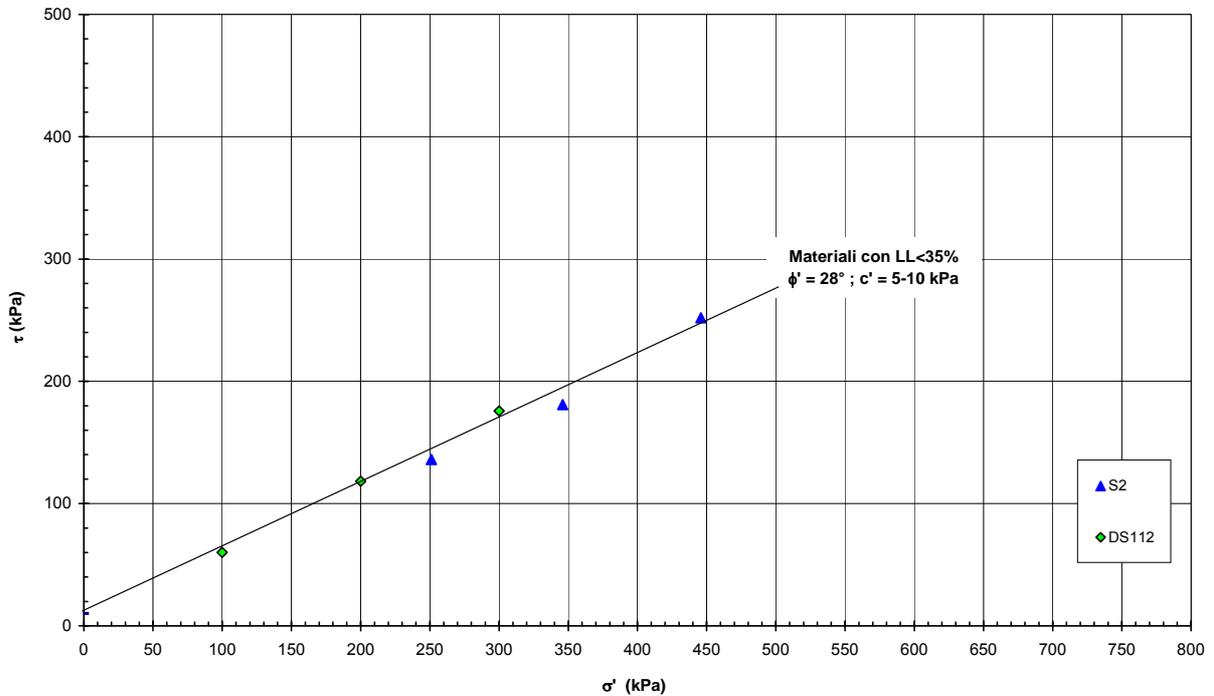


Figura 2.8.33e

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 2 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

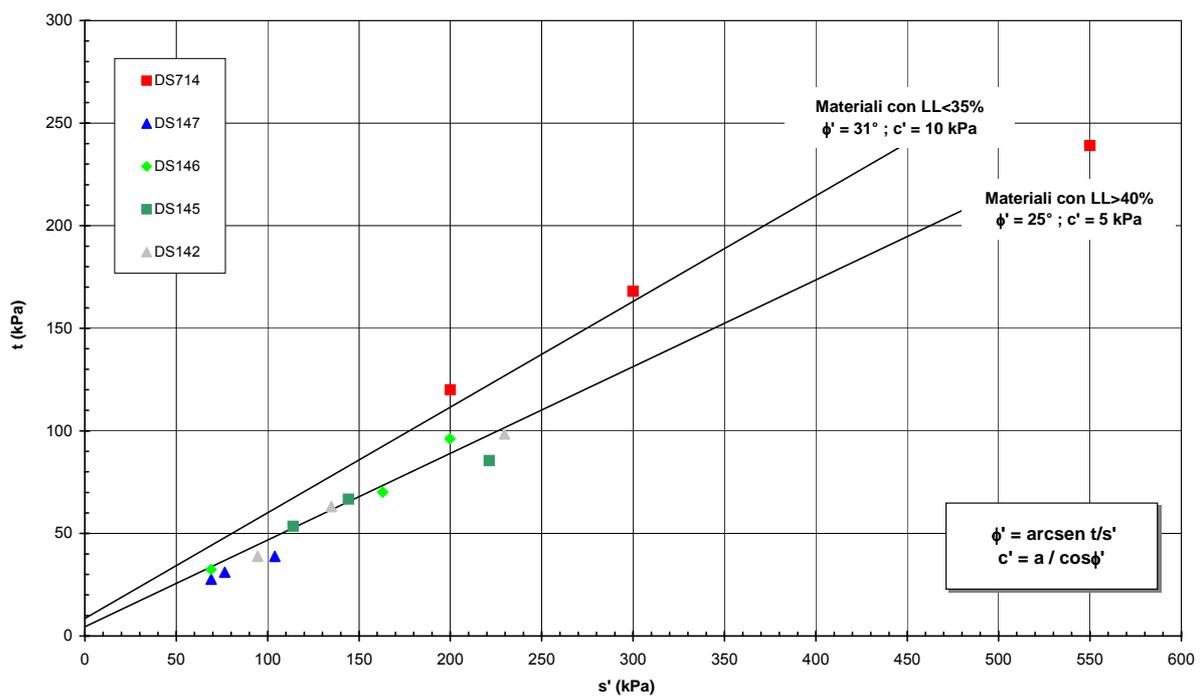


Figura 2.8.34a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

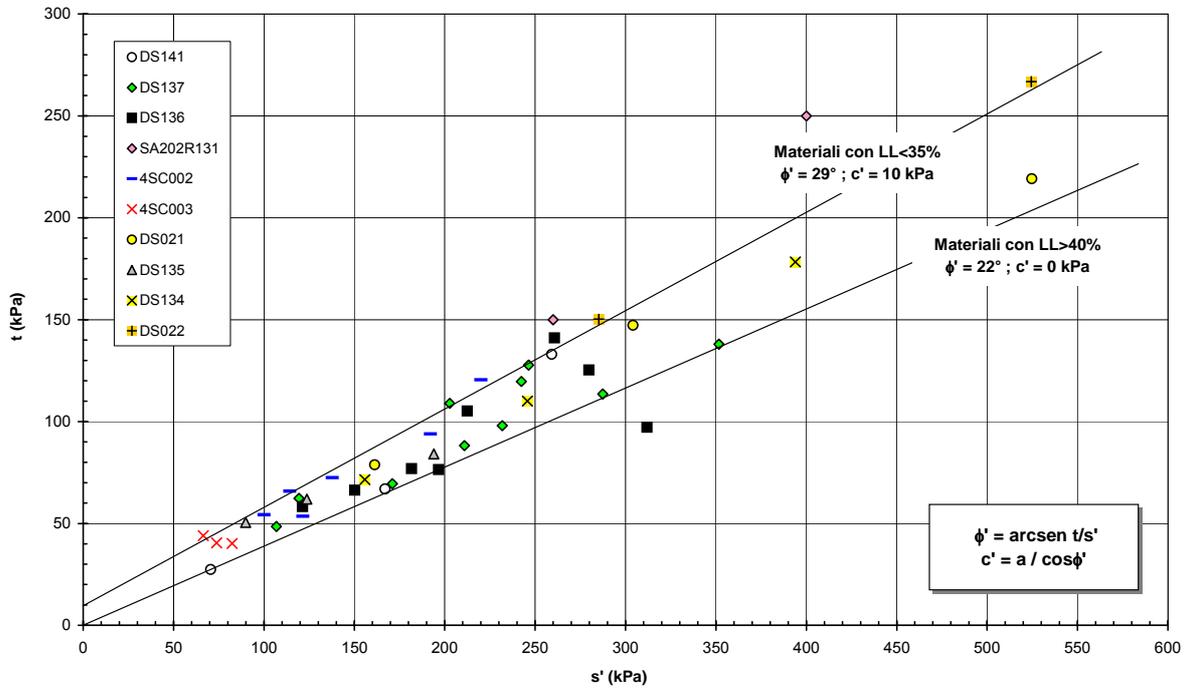


Figura 2.8.34b

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 2 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

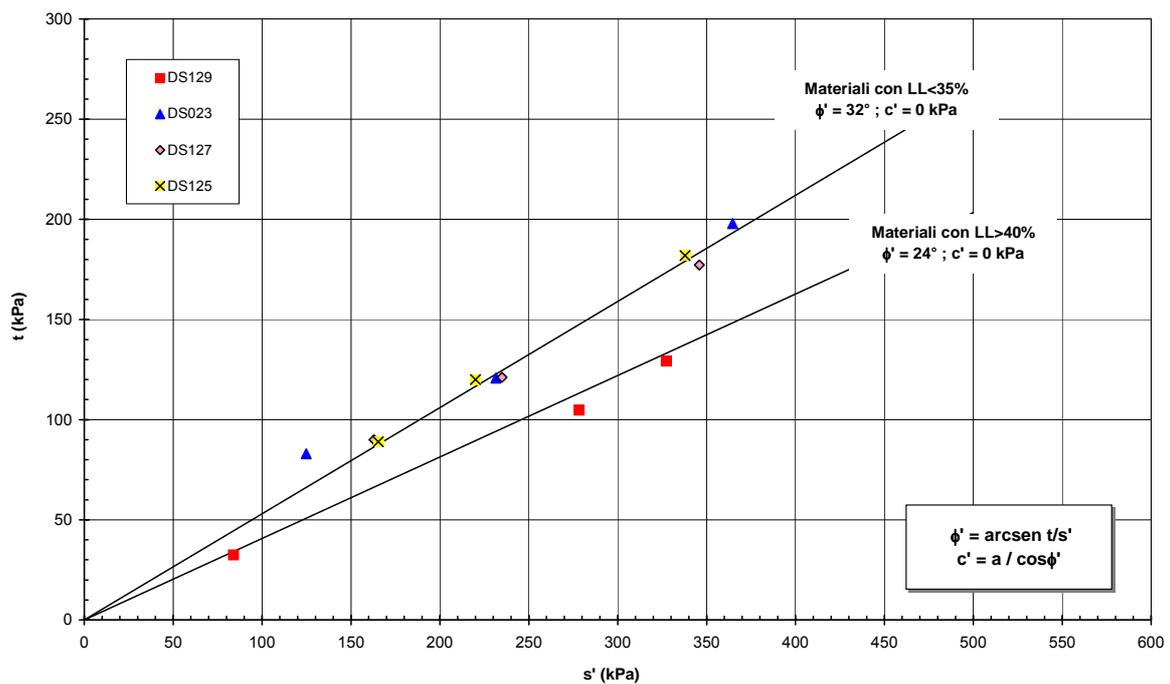


Figura 2.8.34c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 2 - Involuppo di resistenza da prove TX-CIU

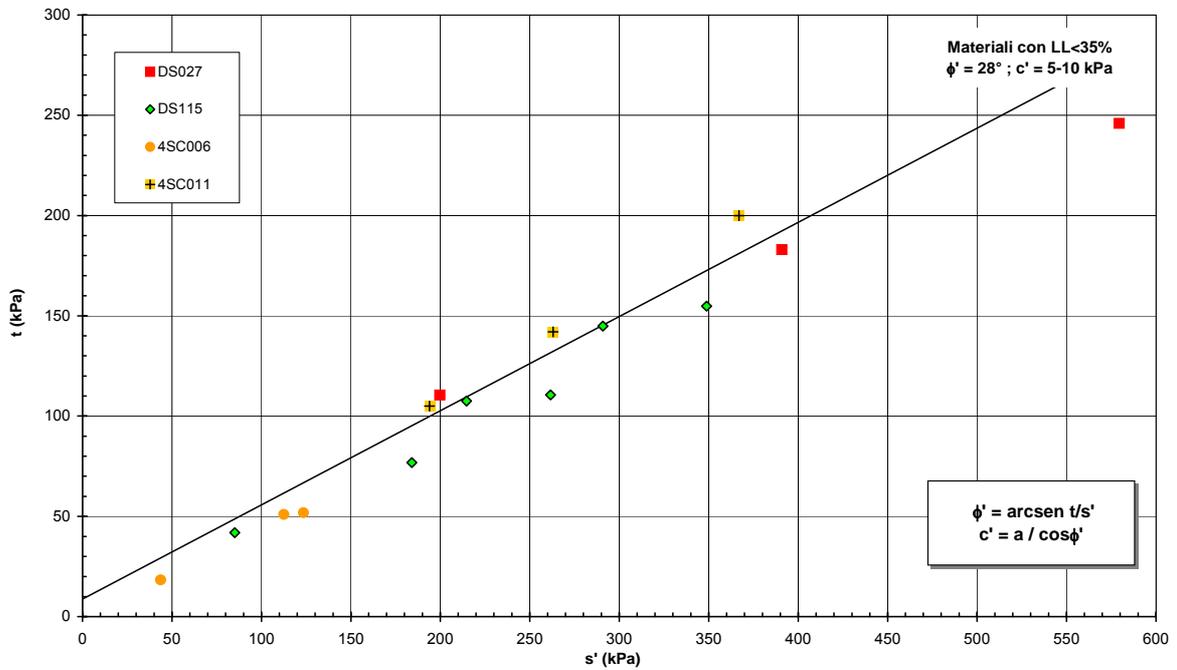


Figura 2.8.34d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 2 - Involuppo di resistenza da prove TX-CID

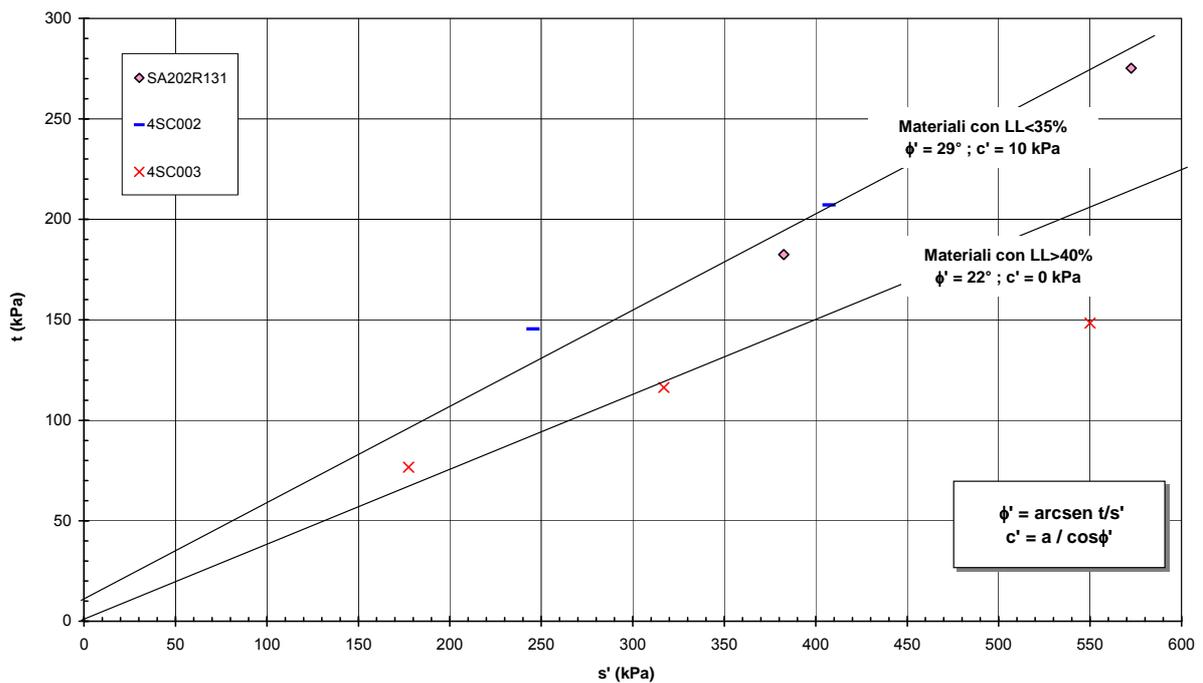


Figura 2.8.35

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Composizione granulometrica caratteristica

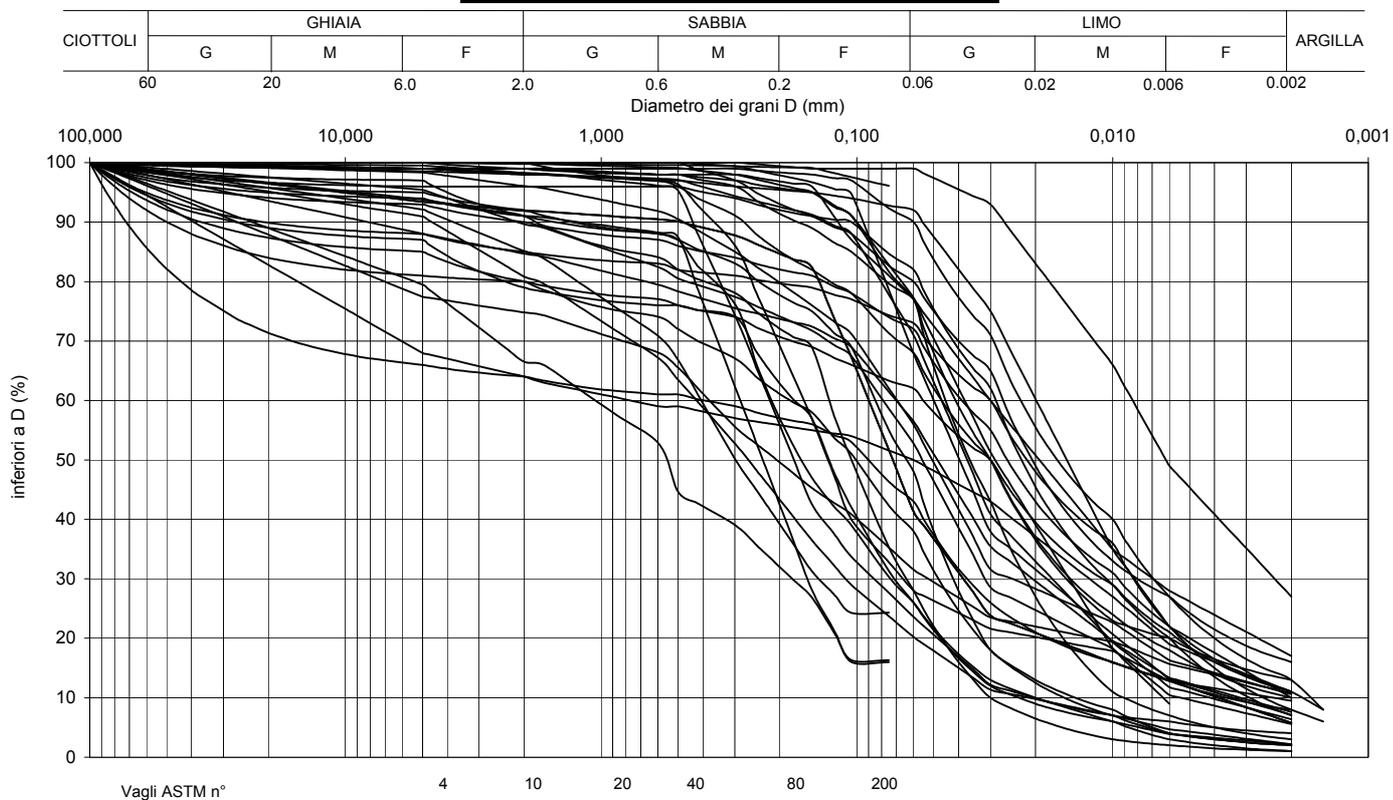


Figura 2.8.36a

A.C. Milano-Verona : Tratte 2, 3, e 4
STRATO 3 - Composizione granulometrica caratteristica

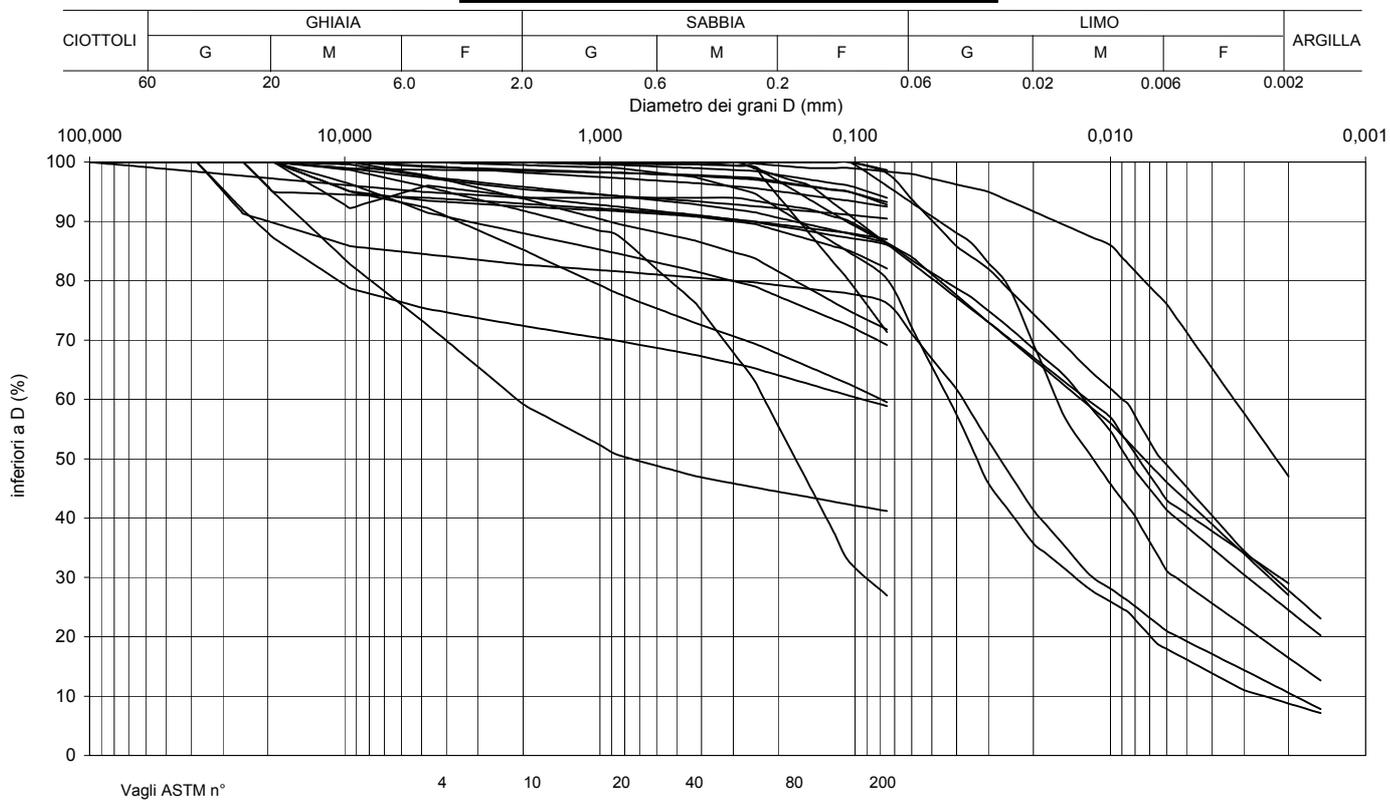


Figura 2.8.36b

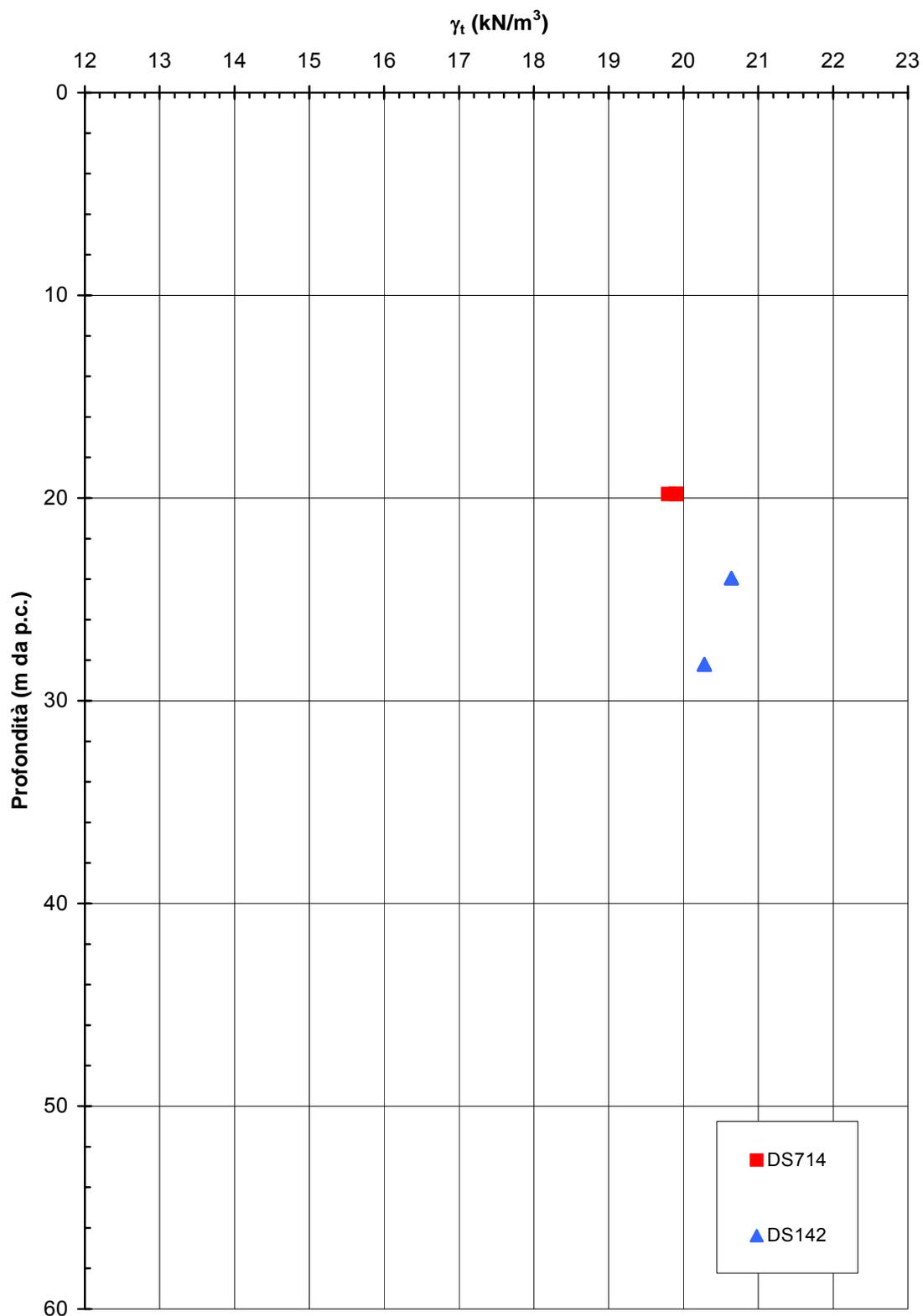
**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Peso di volume naturale**

Figura 2.8.37a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Peso di volume naturale**

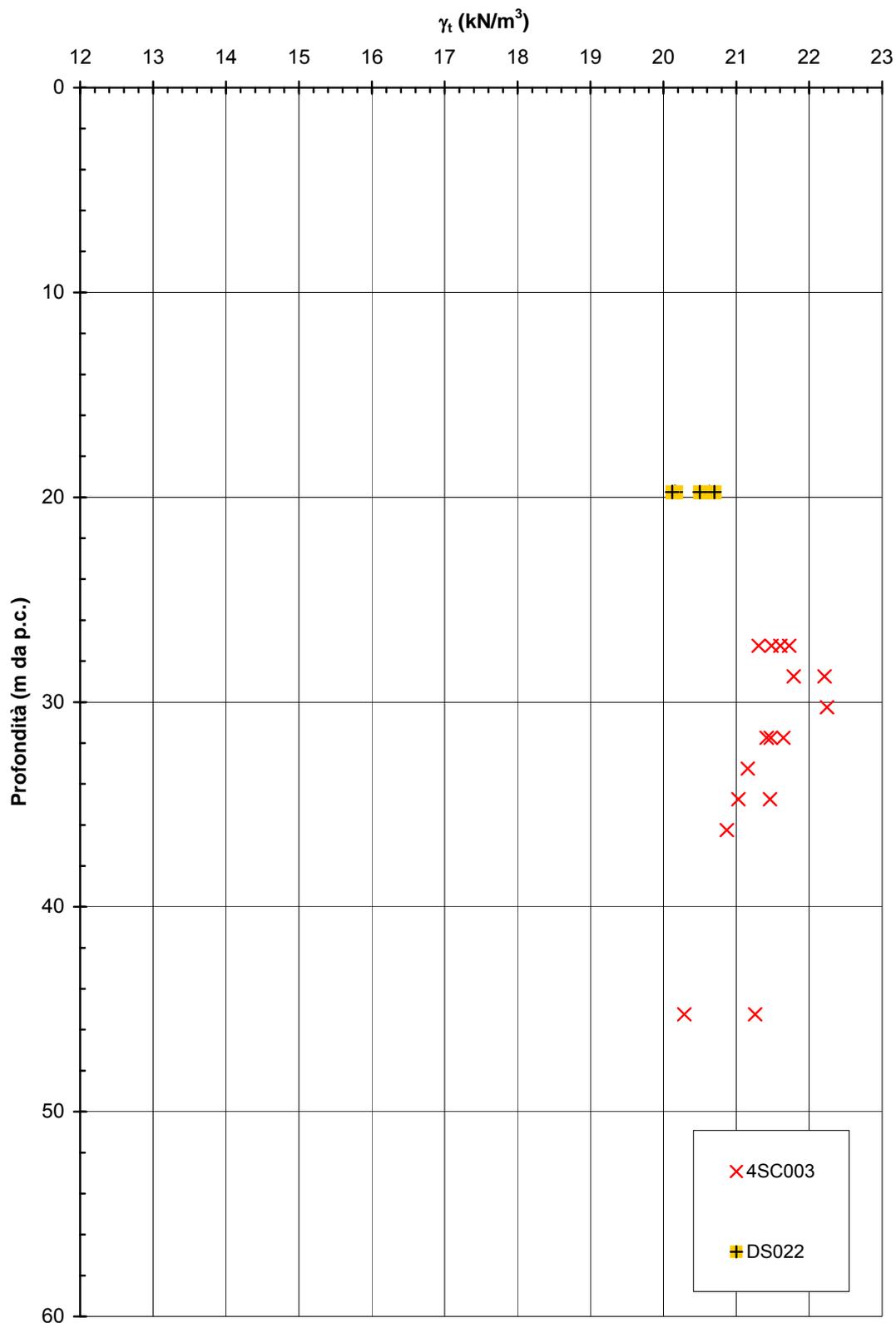


Figura 2.8.37b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Peso di volume naturale**

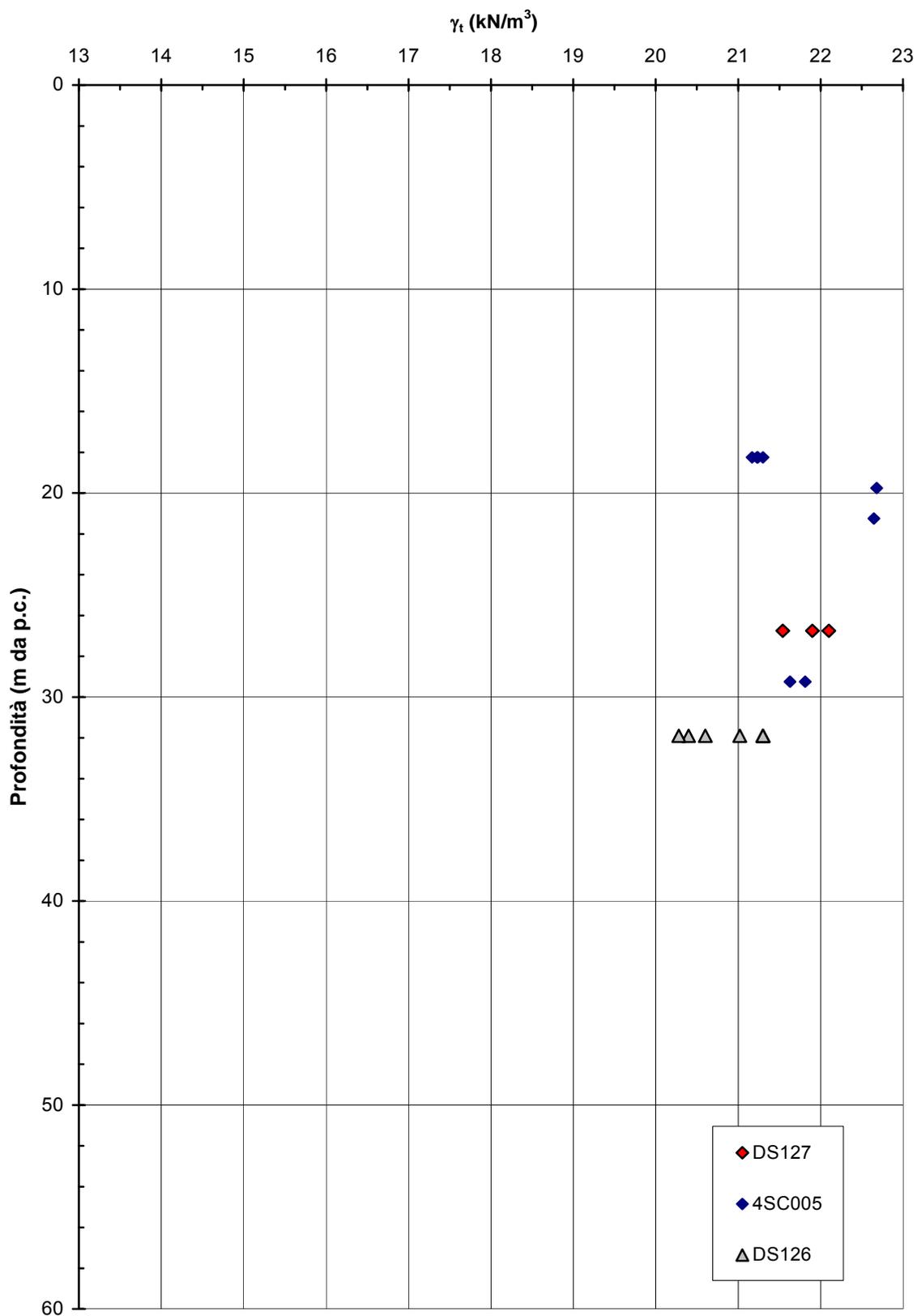


Figura 2.8.37c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Peso di volume naturale**

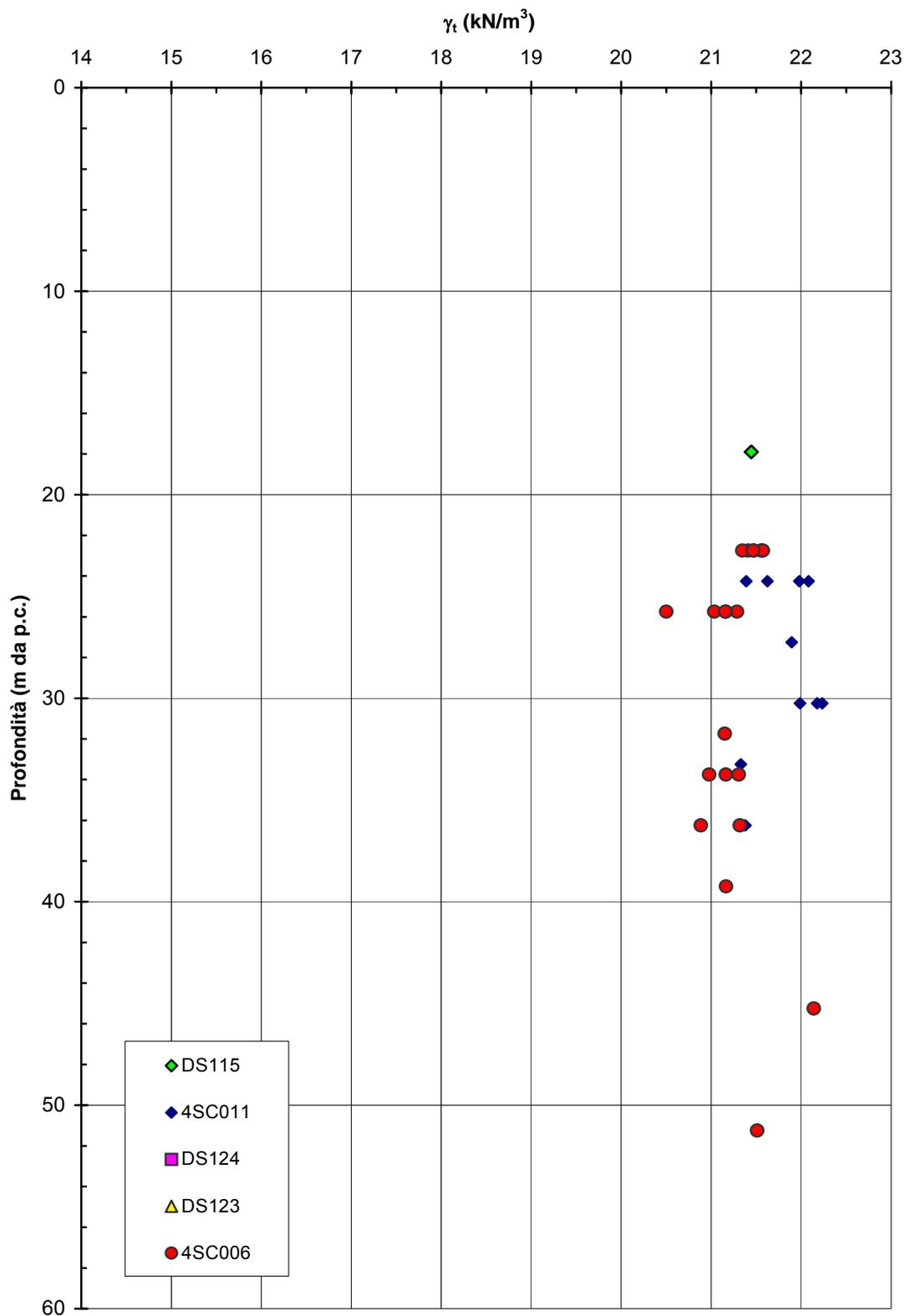


Figura 2.8.37d

**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Limite Liquido**

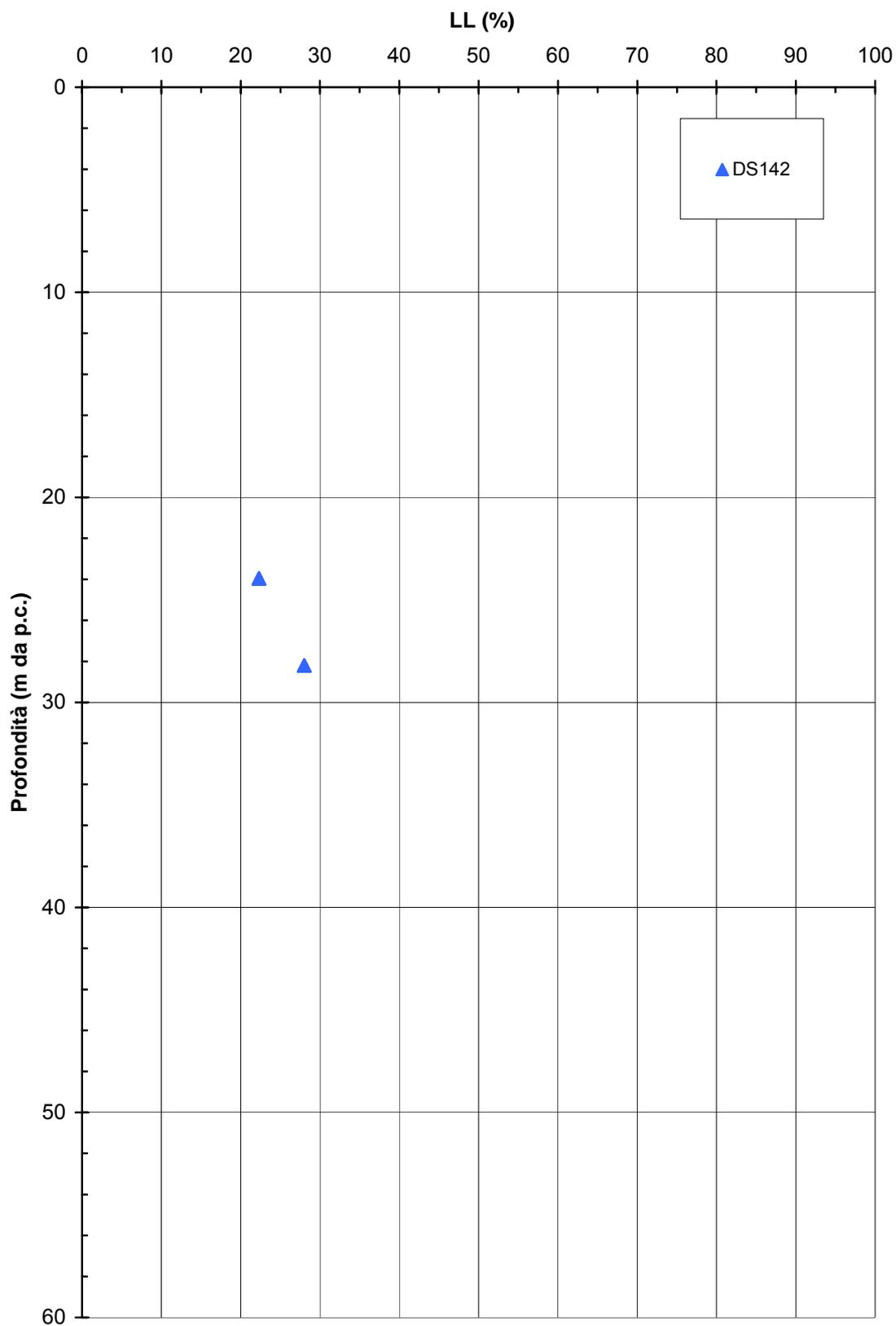


Figura 2.8.38a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Limite Liquido**

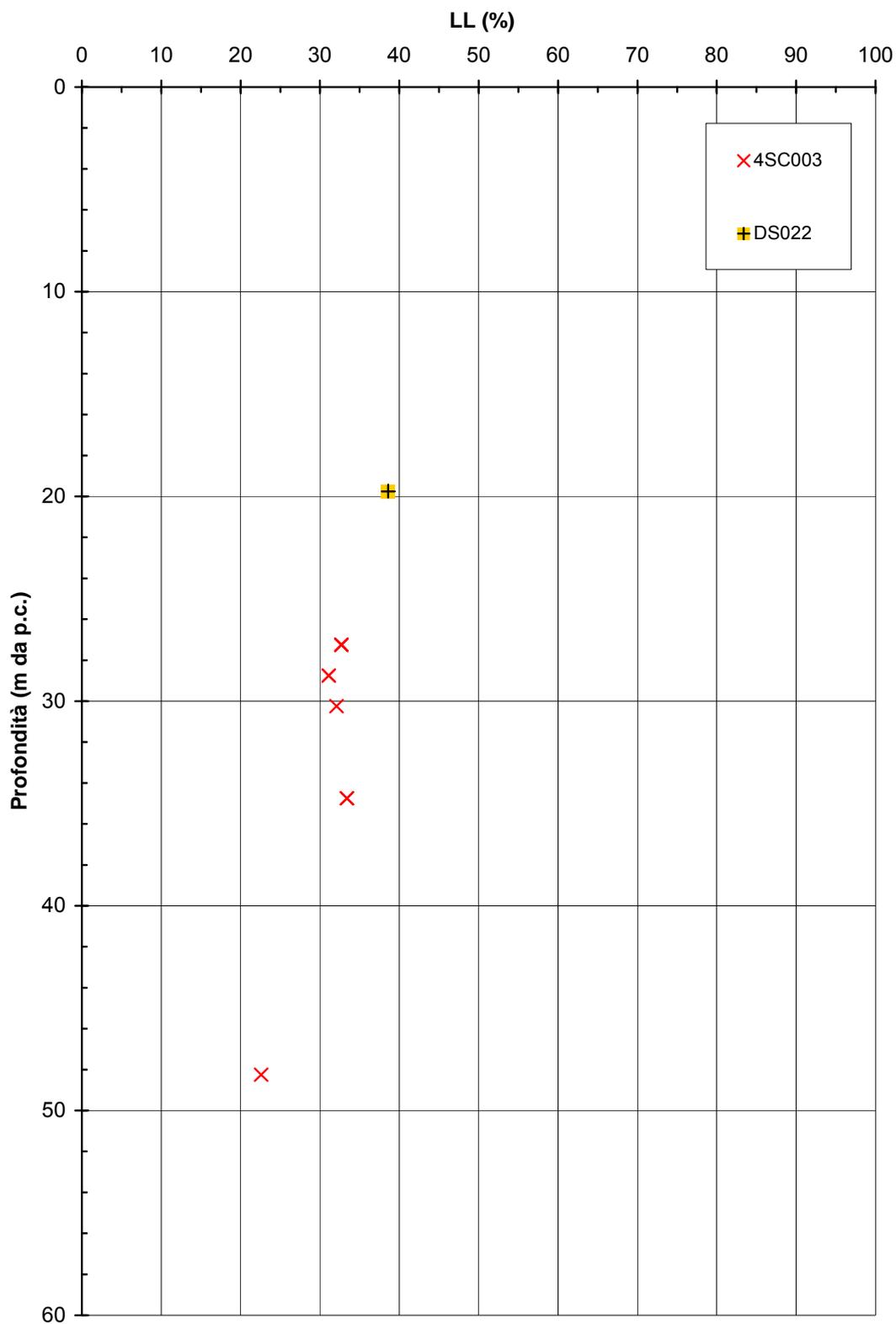


Figura 2.8.38b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Limite Liquido**

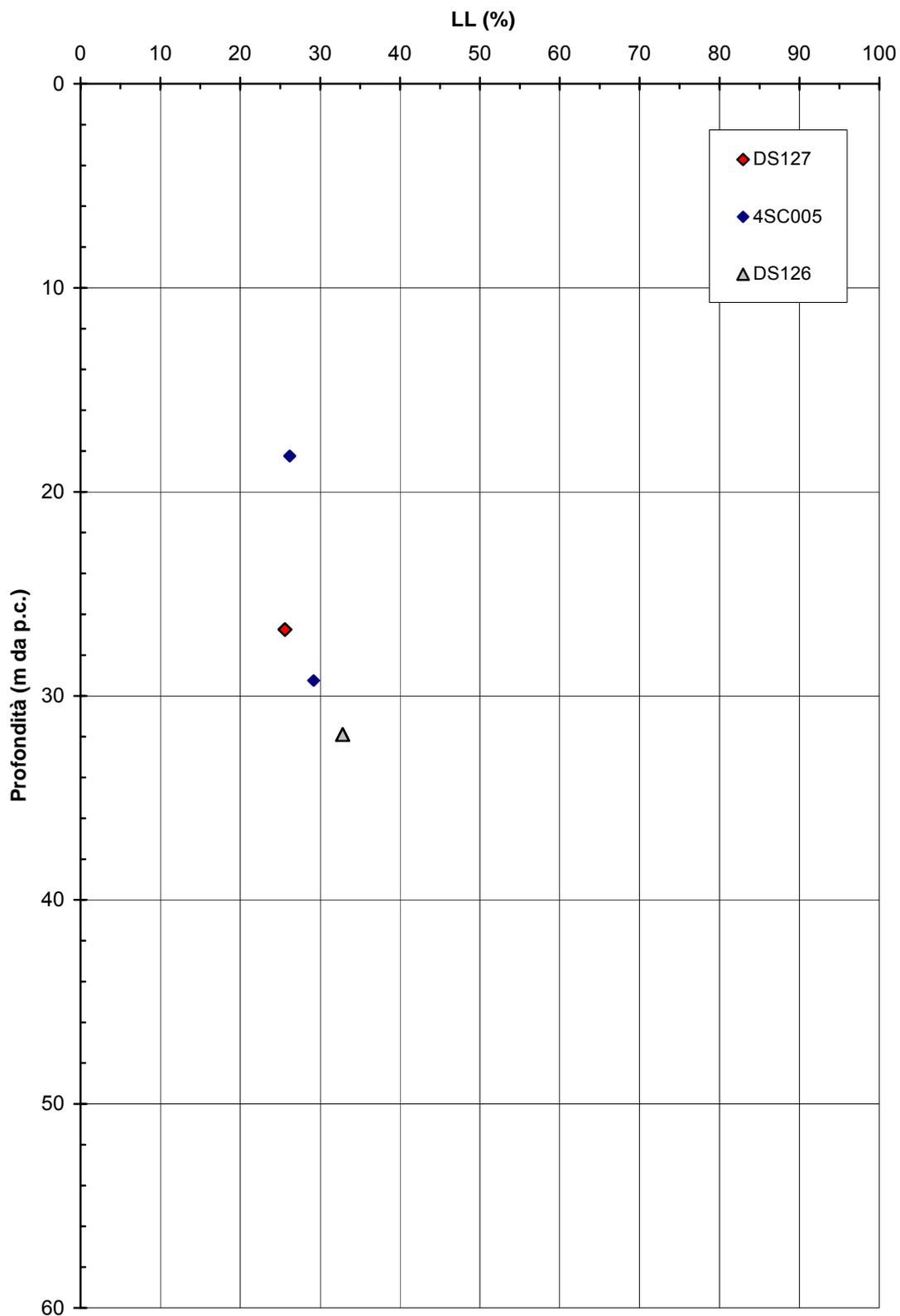


Figura 2.8.38c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Limite Liquido**

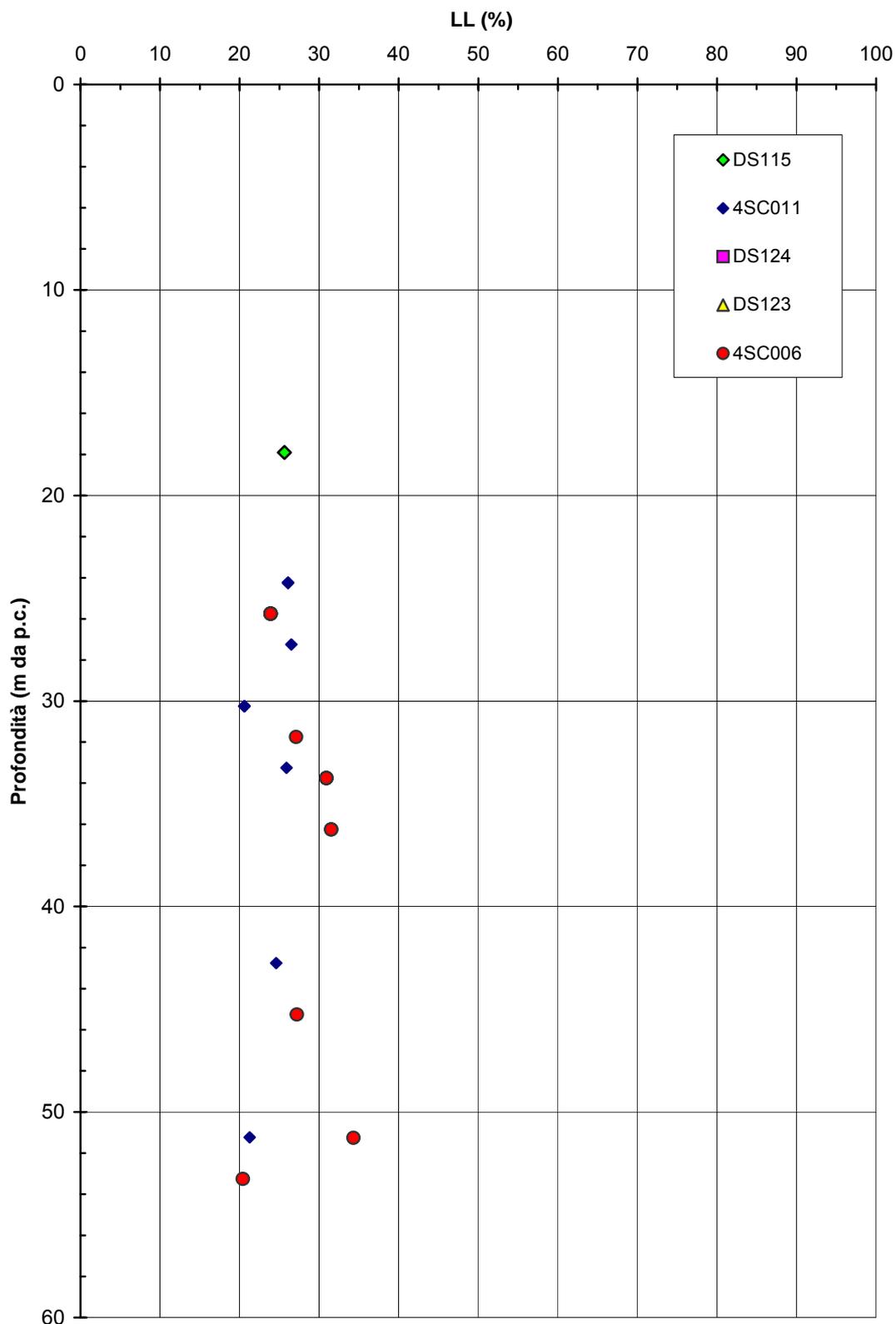


Figura 2.8.38d

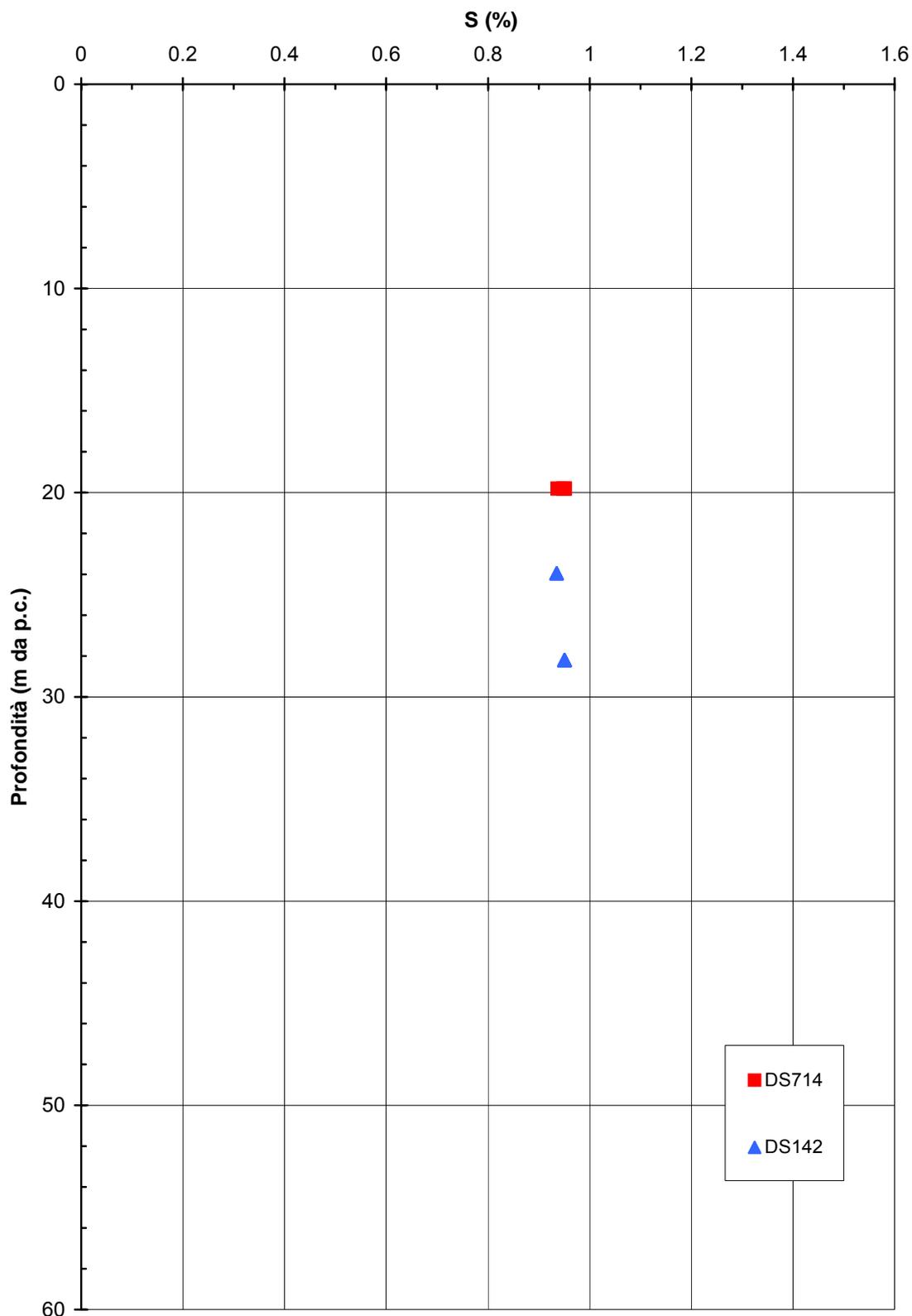
**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Saturazione**

Figura 2.8.39a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Saturazione**

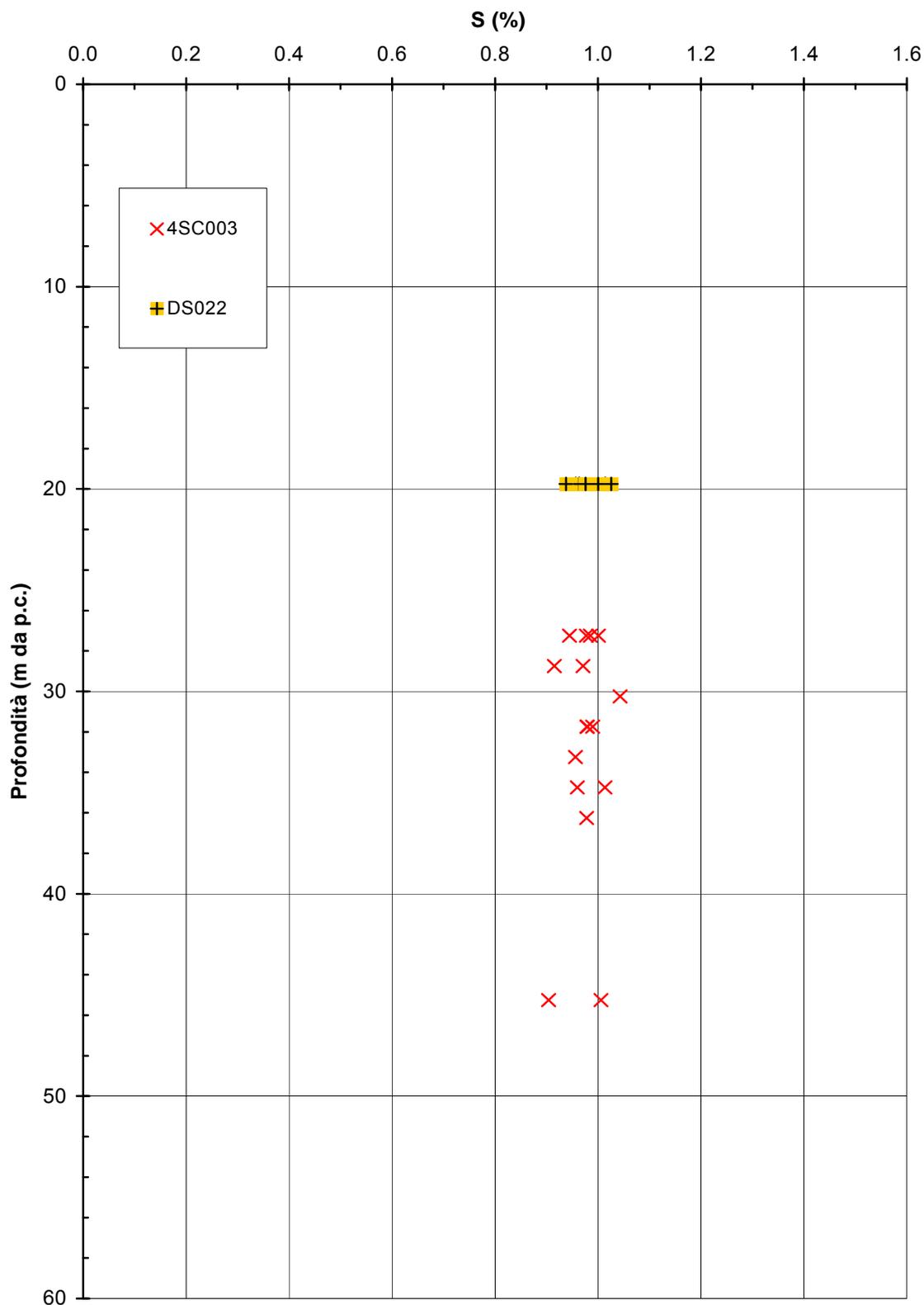


Figura 2.8.39b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Saturazione**

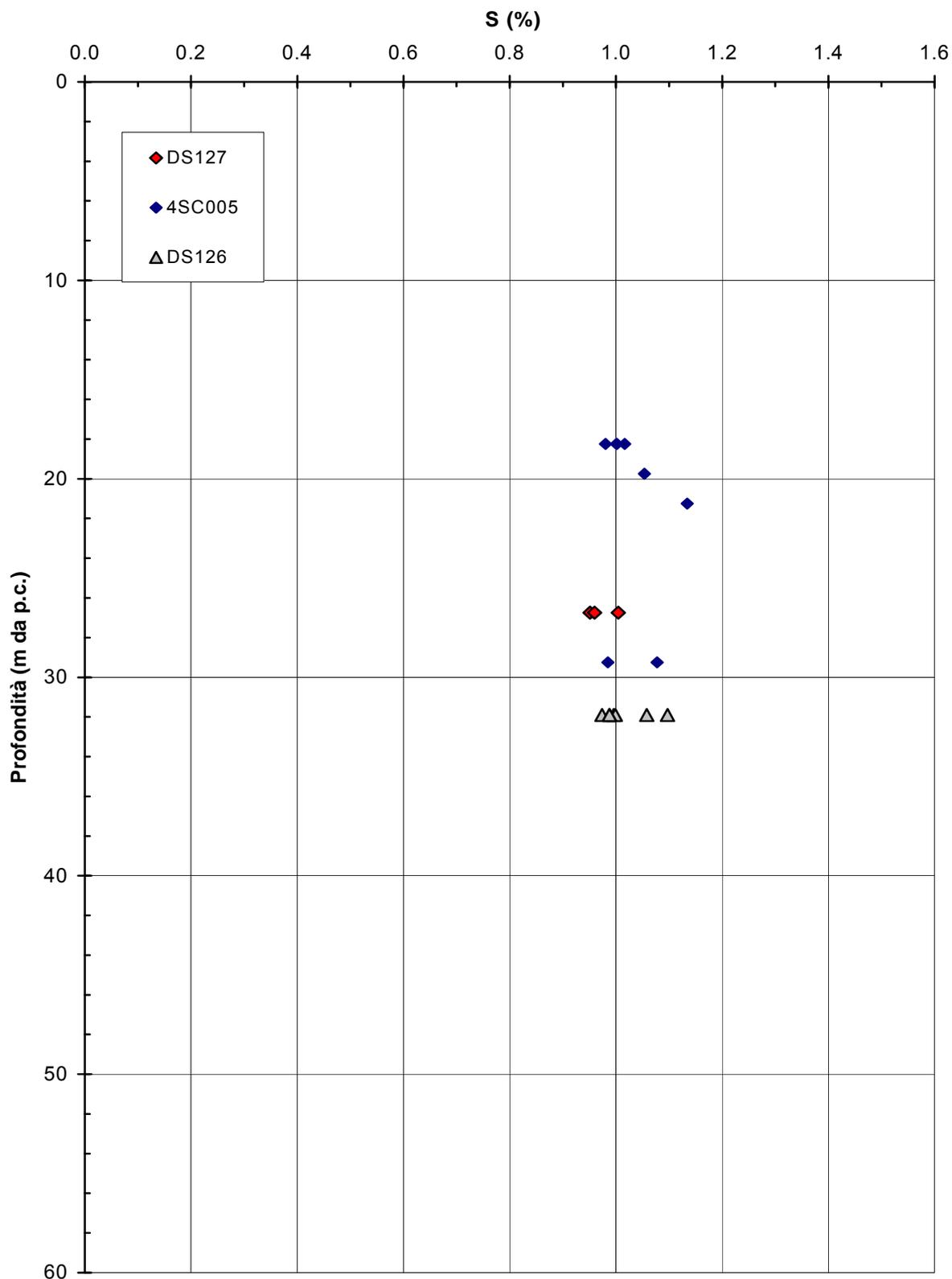


Figura 2.8.39c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Saturazione**

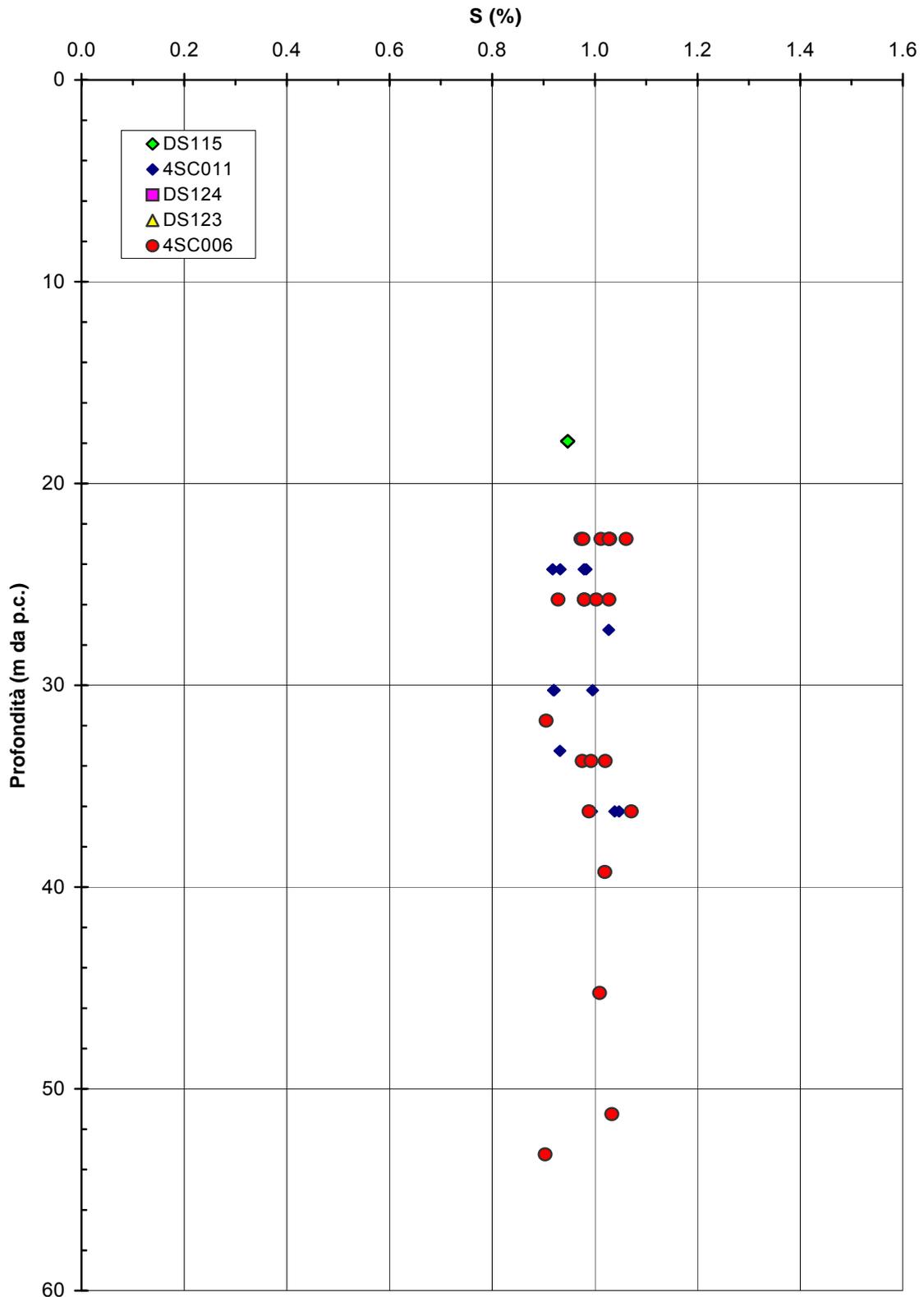


Figura 2.8.39d

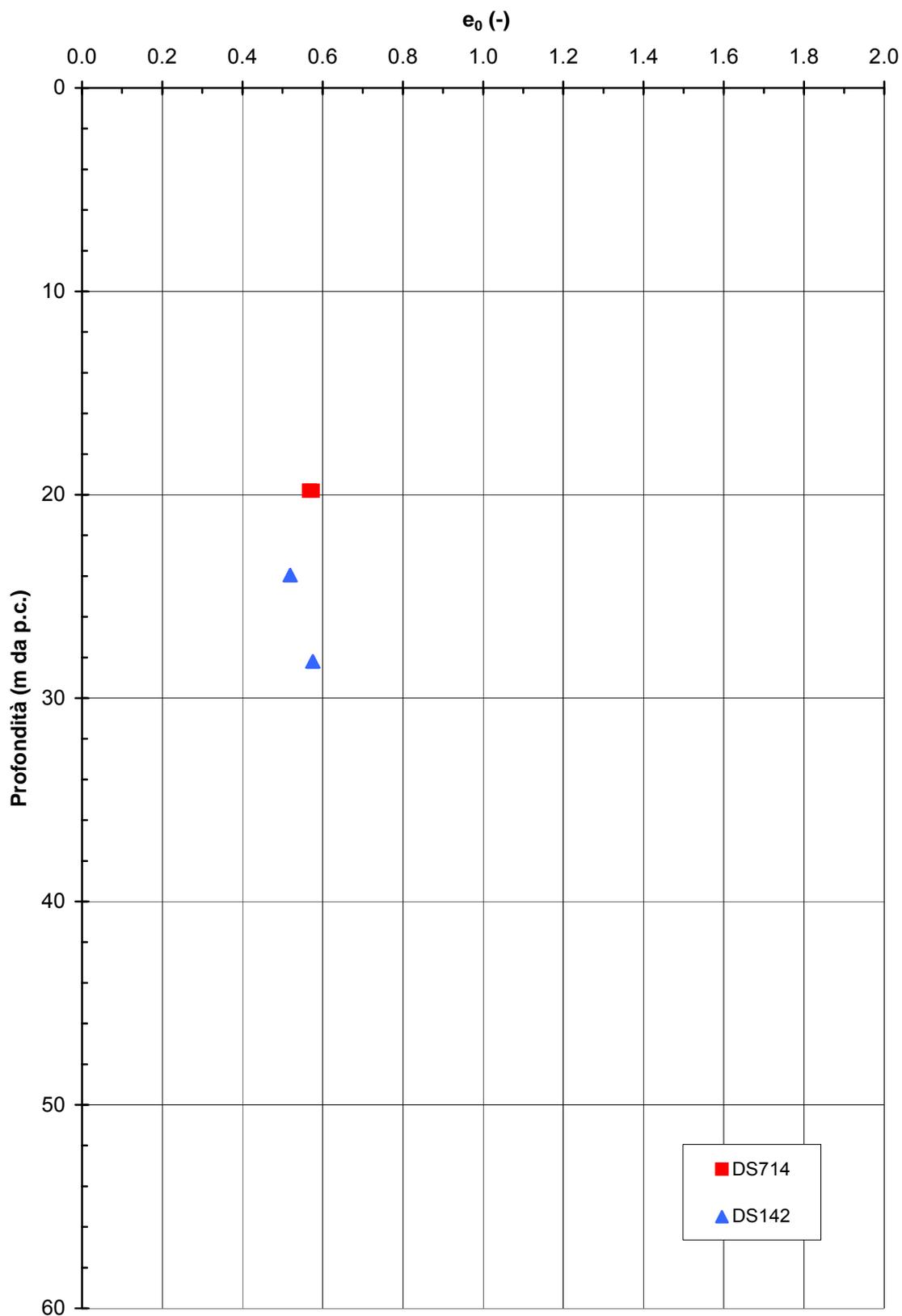
**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Indice dei vuoti**

Figura 2.8.40a

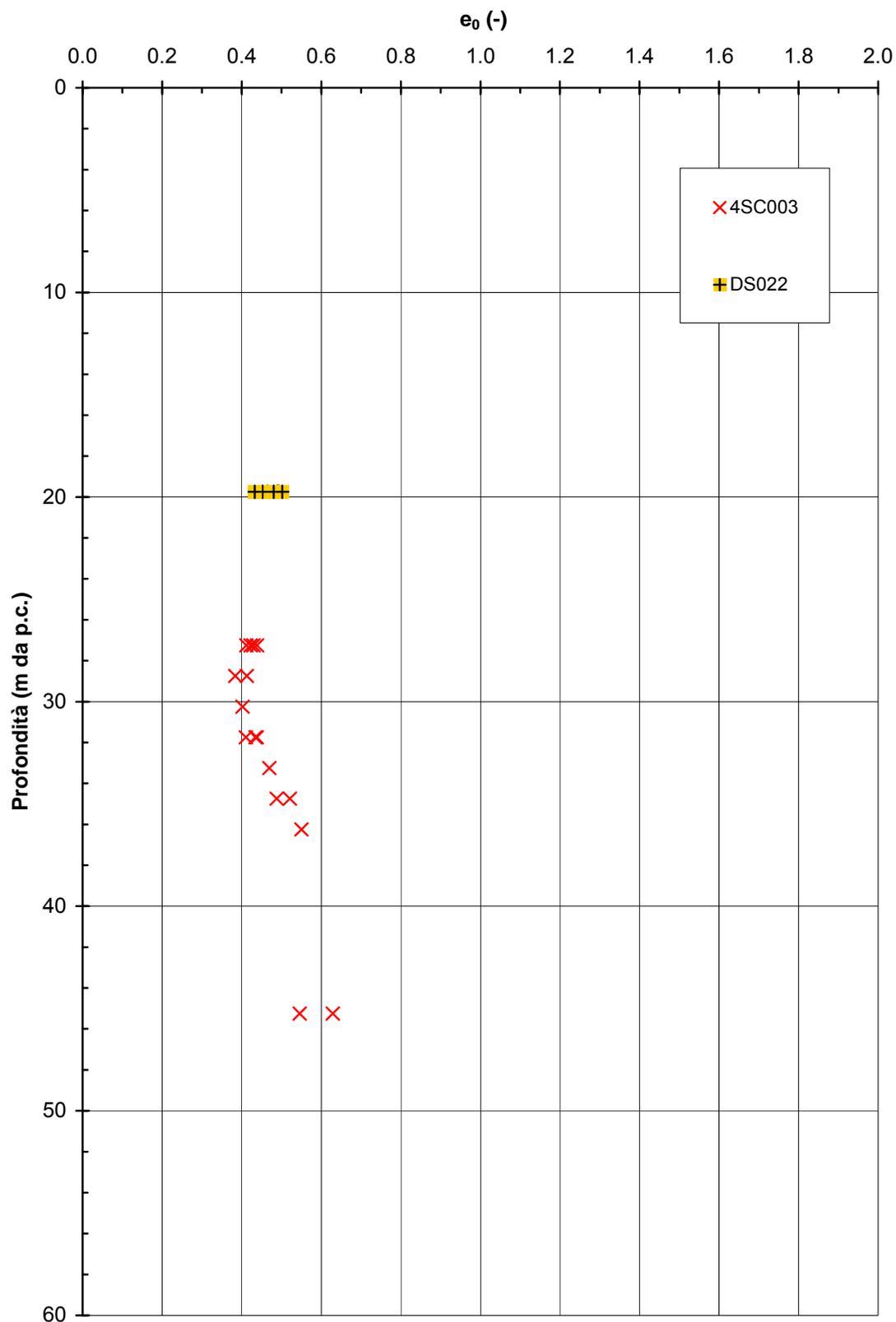
**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Indice dei vuoti**

Figura 2.8.40b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Indice dei vuoti**

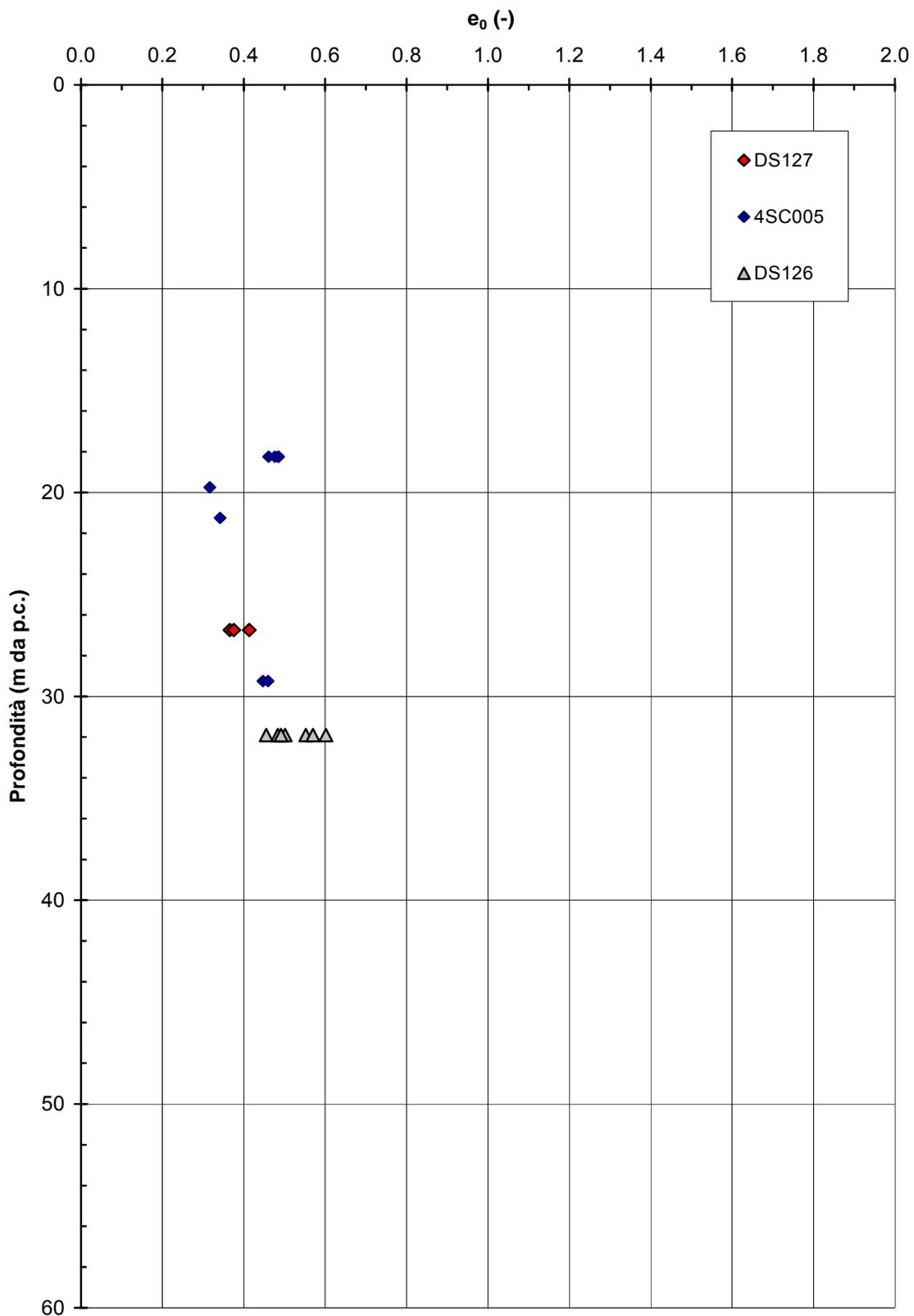


Figura 2.8.40c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Indice dei vuoti**

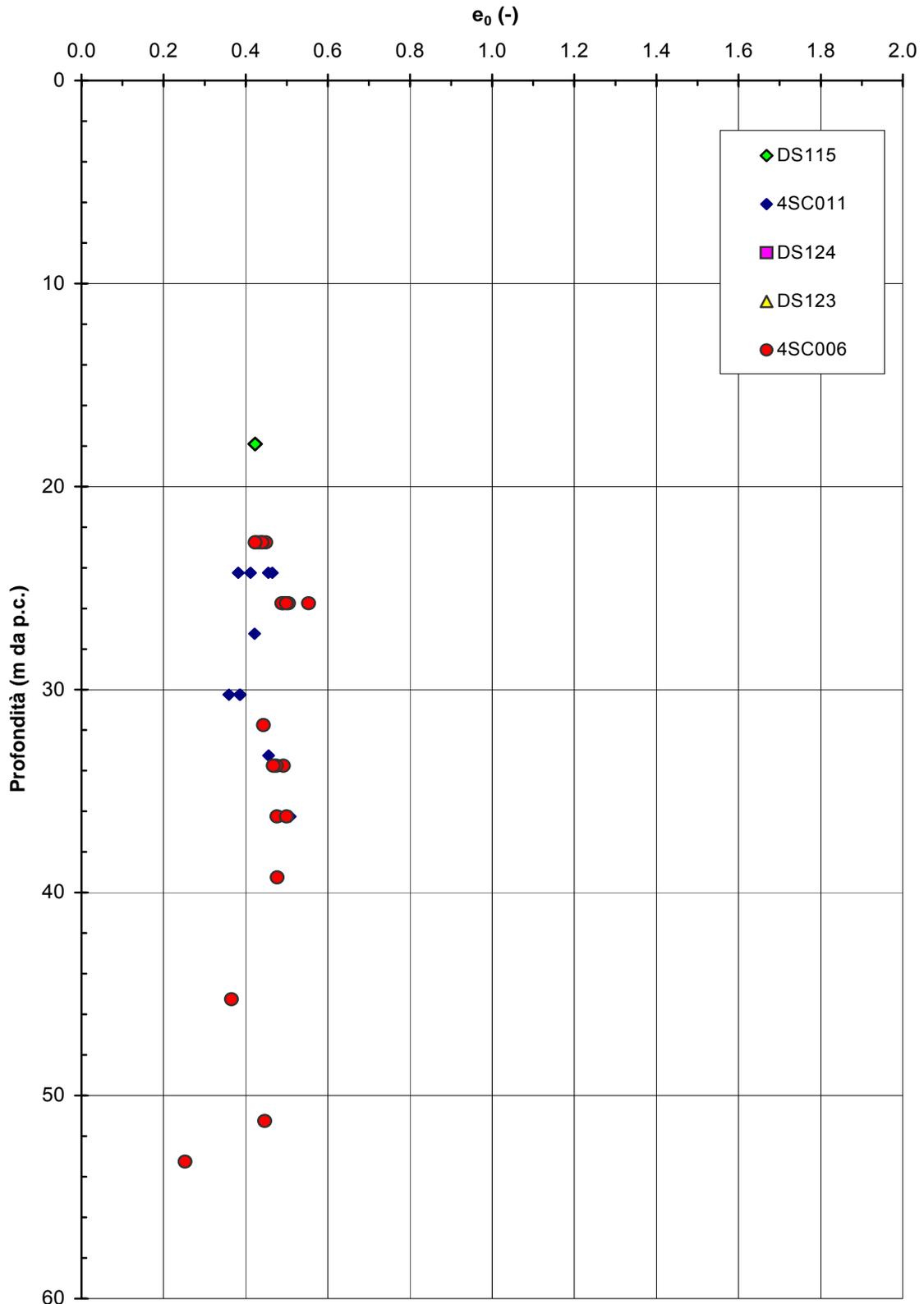


Figura 2.8.40d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

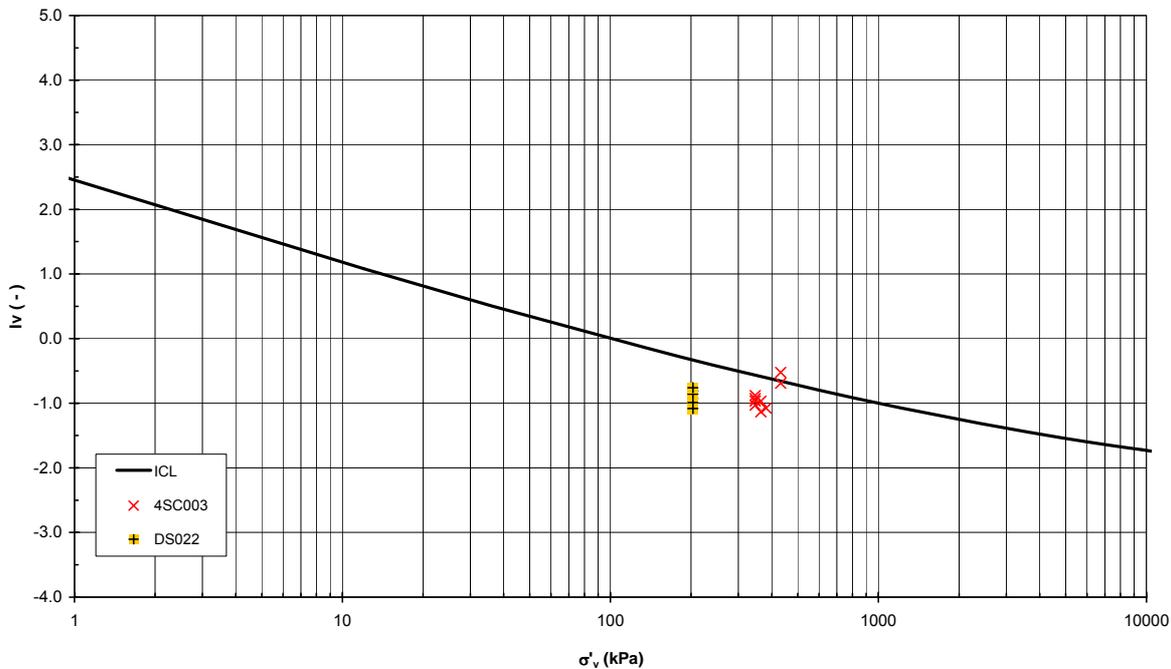


Figura 2.8.41a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

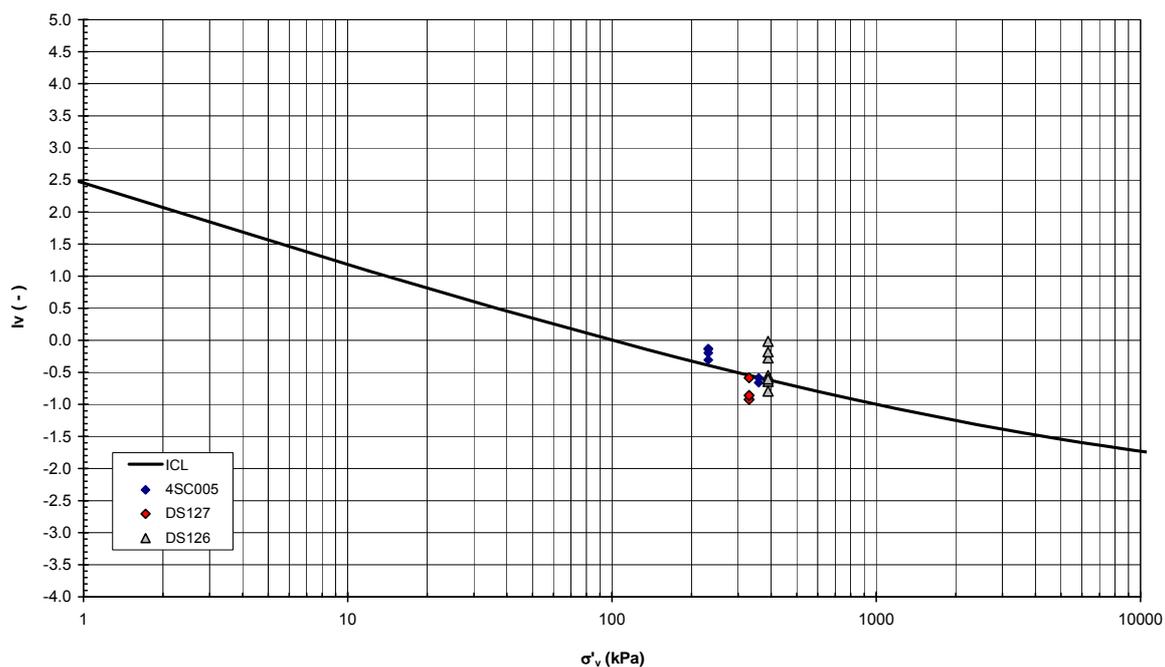


Figura 2.8.41b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

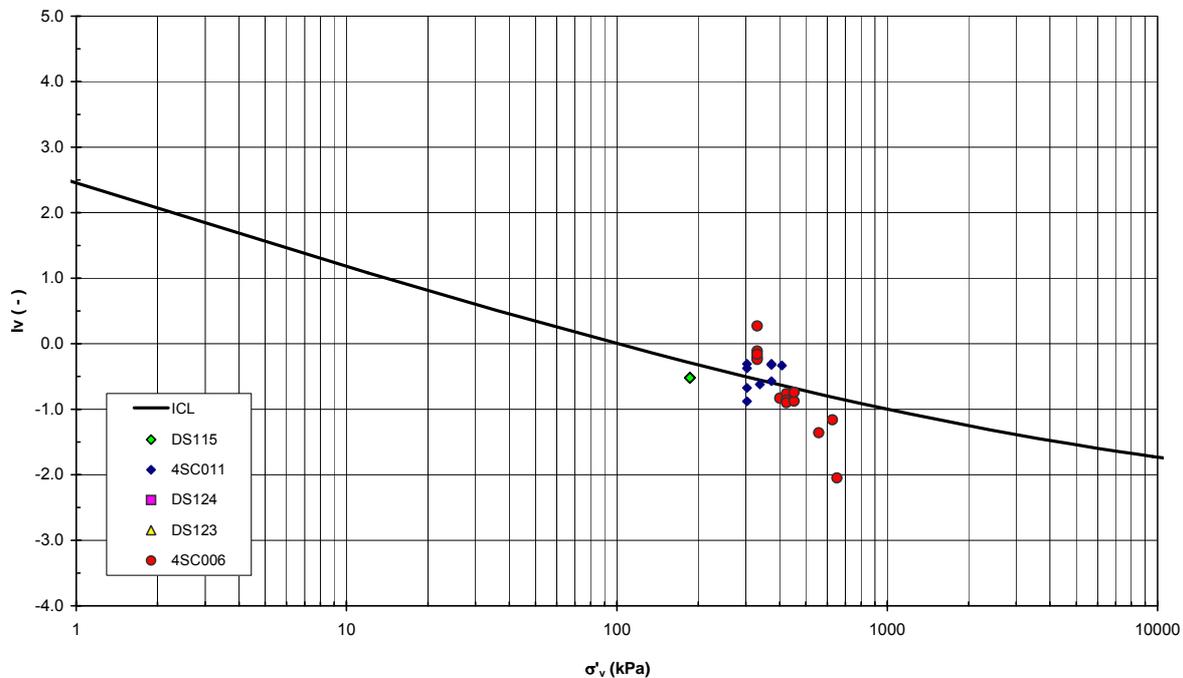


Figura 2.8.41c

A.C. Milano-Verona : Tratta Sirmione
STRATO 3 - Curva di compressibilità intrinseca e curva edometrica nel piano di Burland (1990)

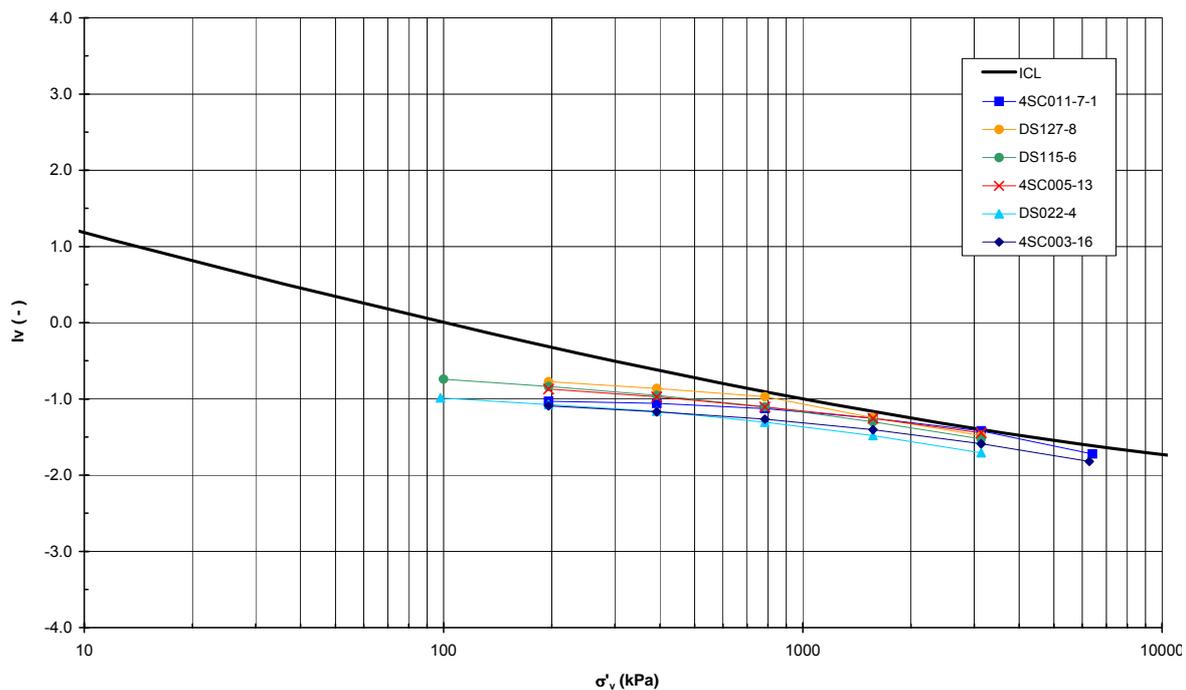


Figura 2.8.42

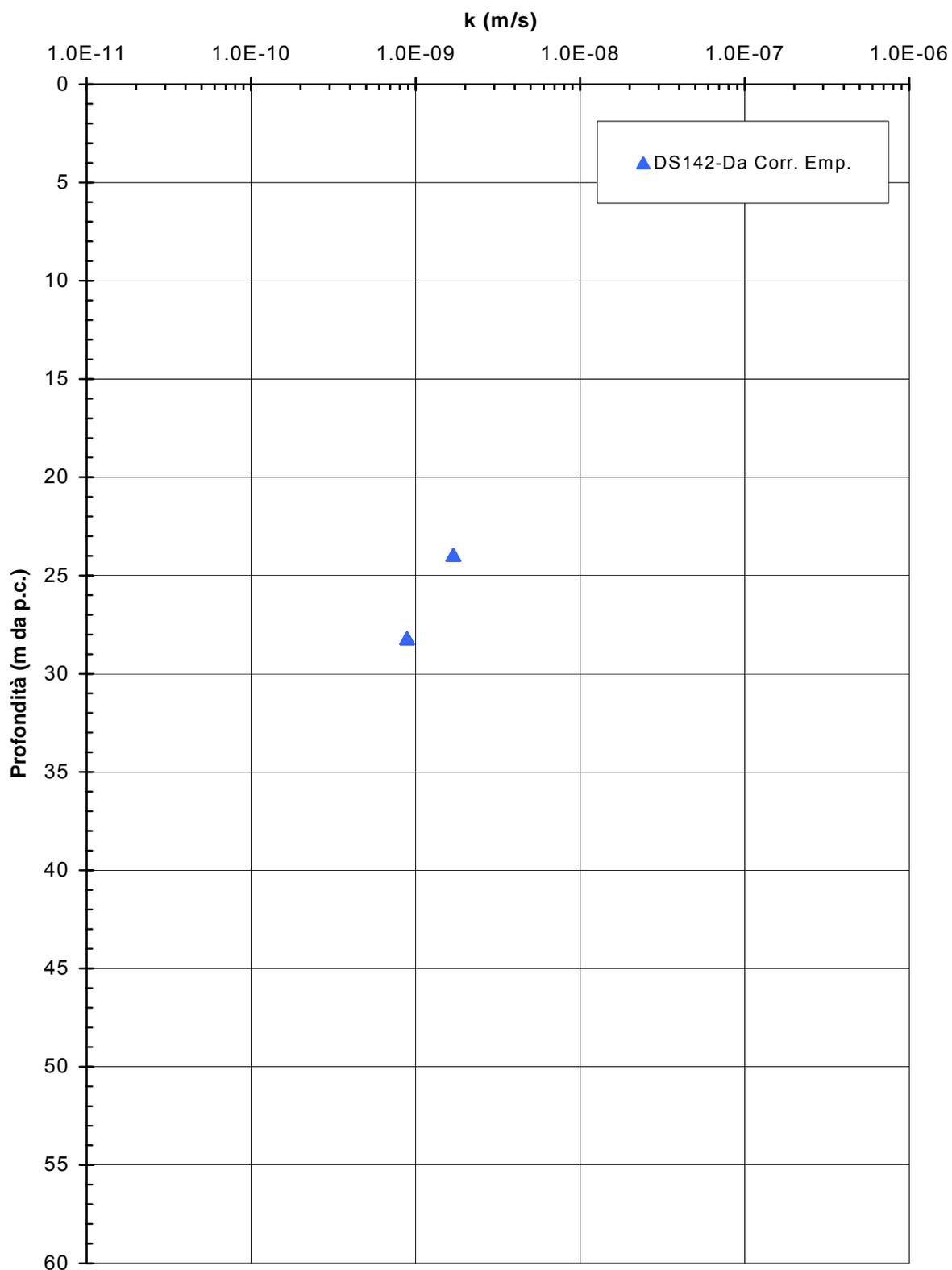
**A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Coefficiente di permeabilità**

Figura 2.8.43a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Coefficiente di permeabilità**

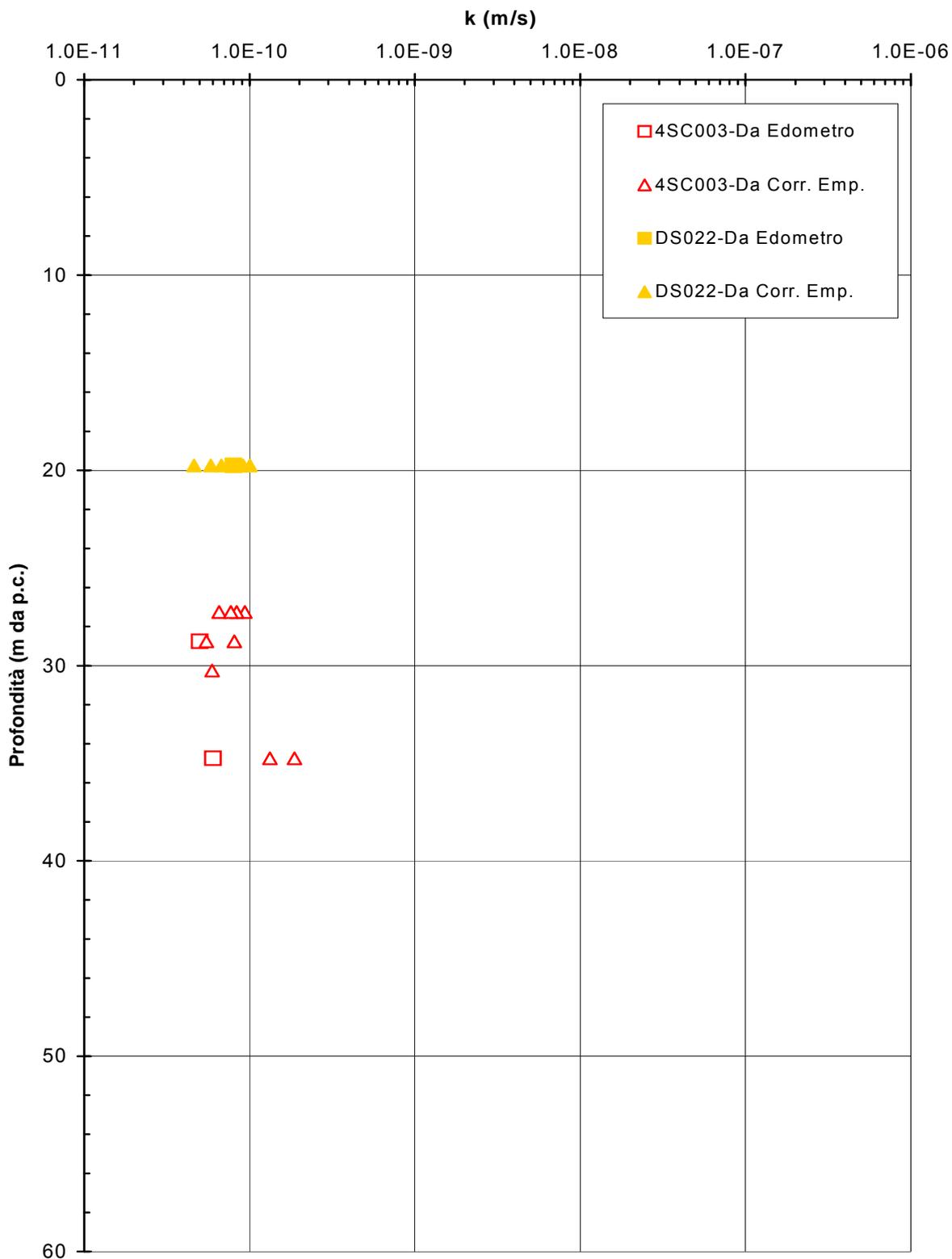


Figura 2.8.43b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Coefficiente di permeabilità**

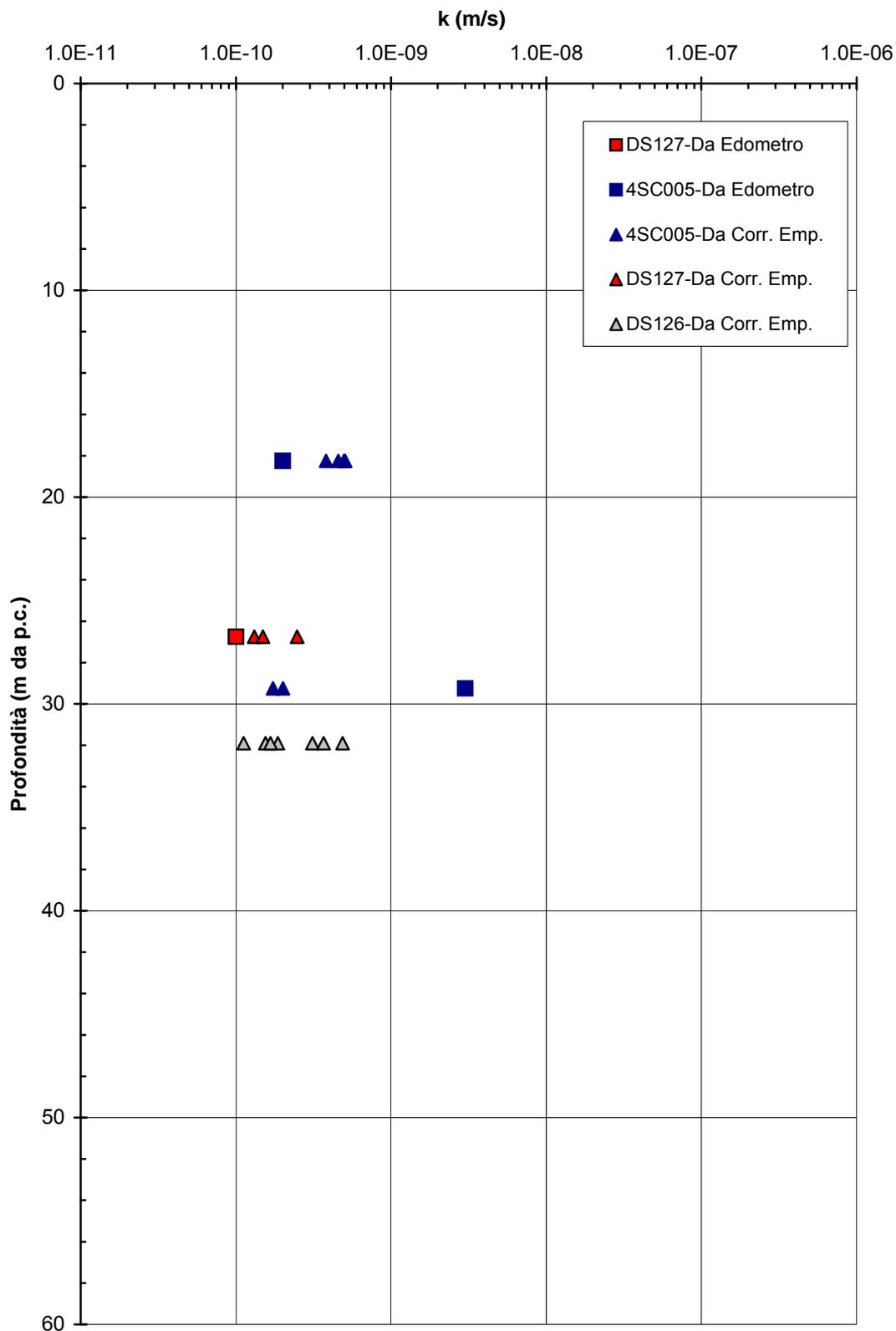


Figura 2.8.43c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Coefficiente di permeabilità

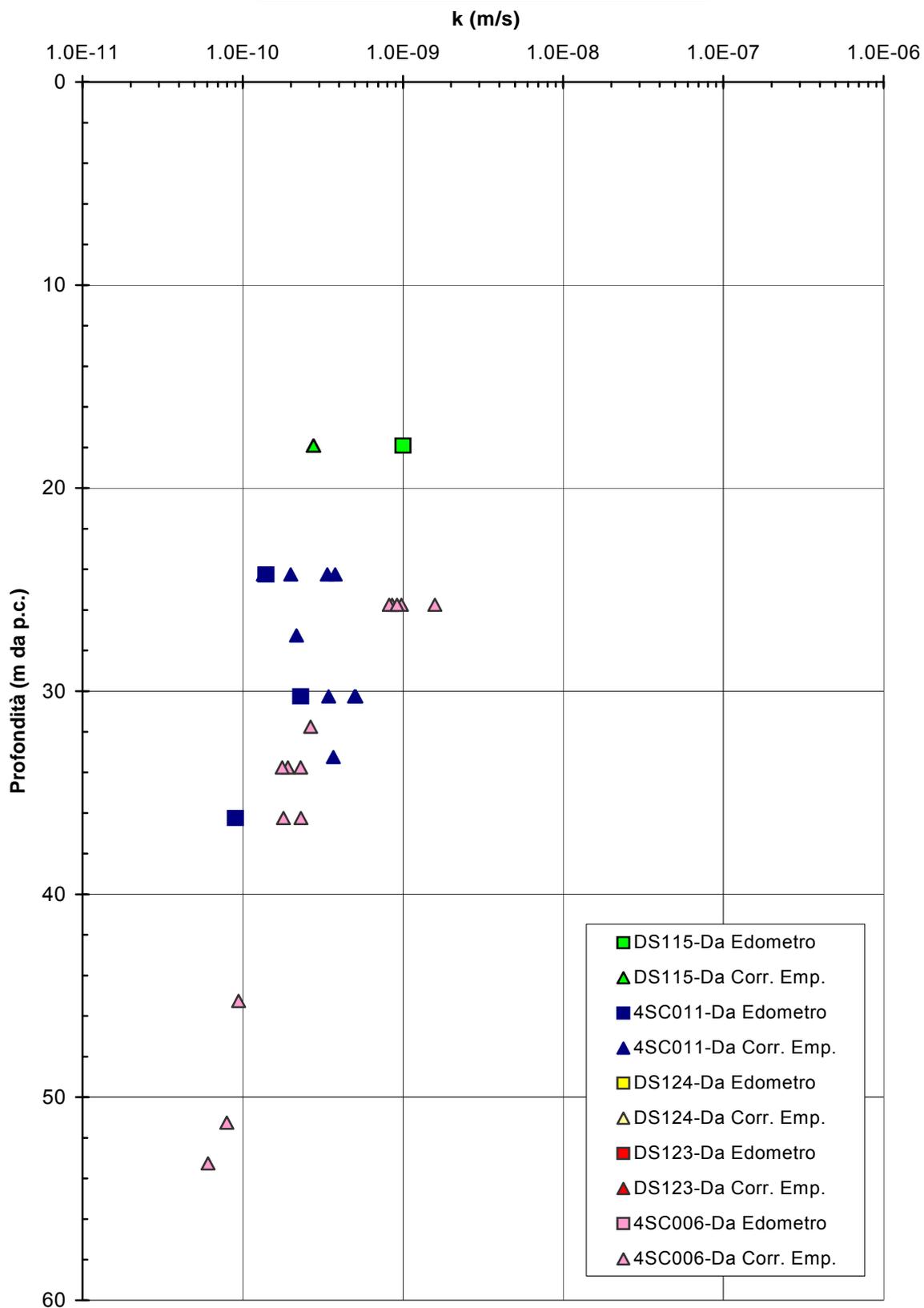


Figura 2.8.43d

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Pressione massima di preconsolidazione

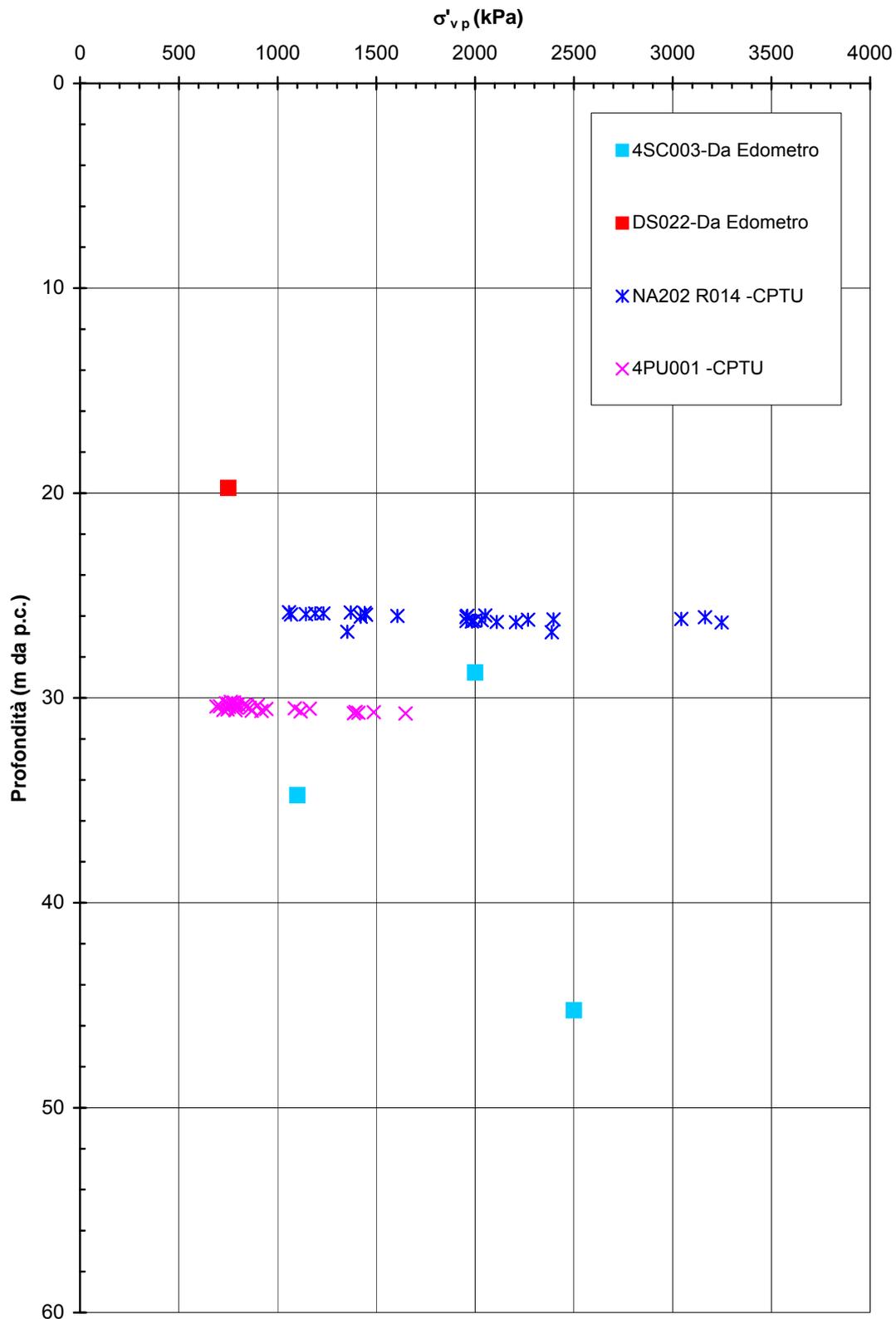


Figura 2.8.44a

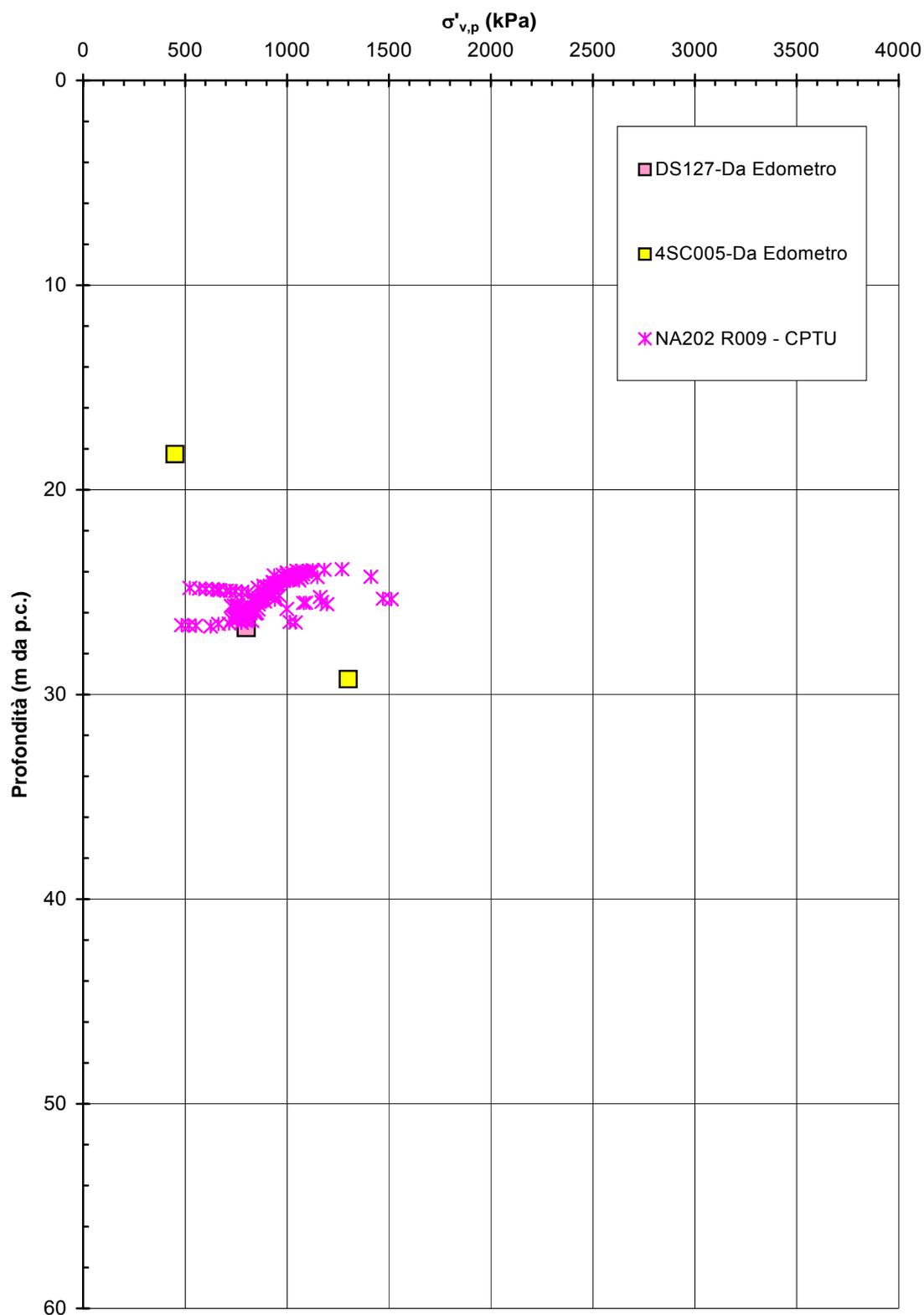
A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Pressione massima di preconsolidazione

Figura 2.8.44b

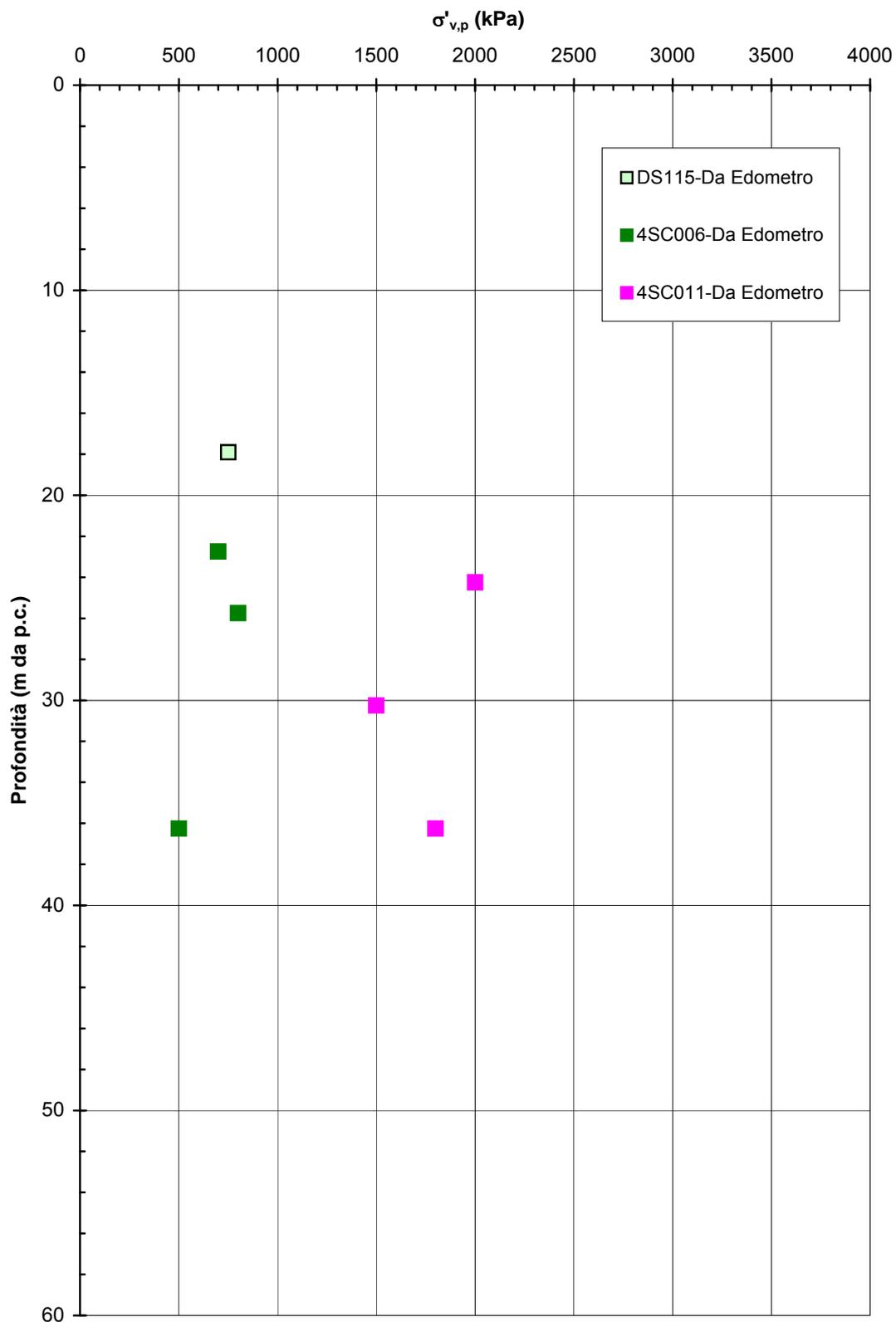
A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Pressione massima di preconsolidazione

Figura 2.8.44c

**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Grado di preconsolidazione**

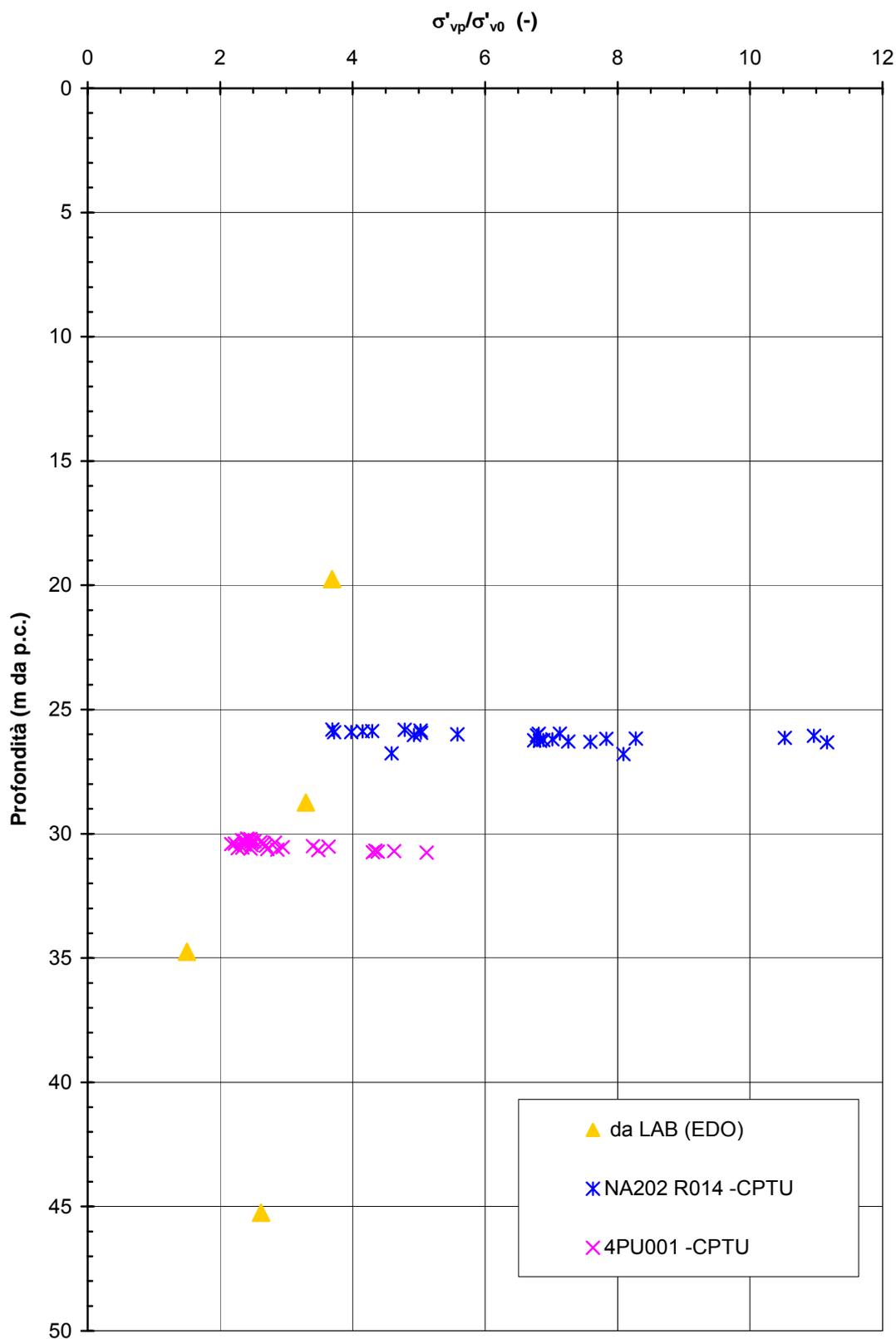


Figura 2.8.45a

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Grado di preconsolidazione**

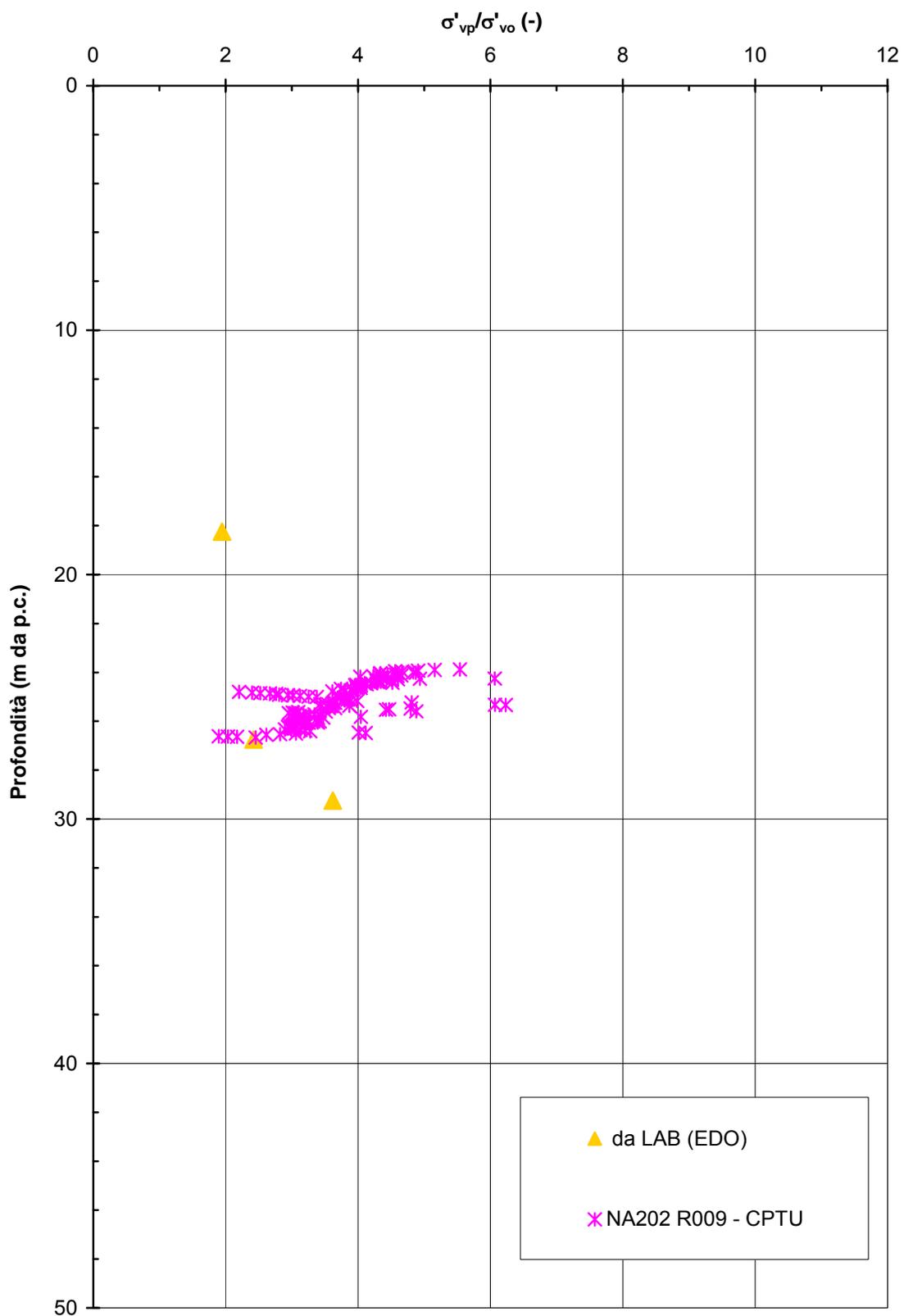


Figura 2.8.45b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Grado di preconsolidazione**

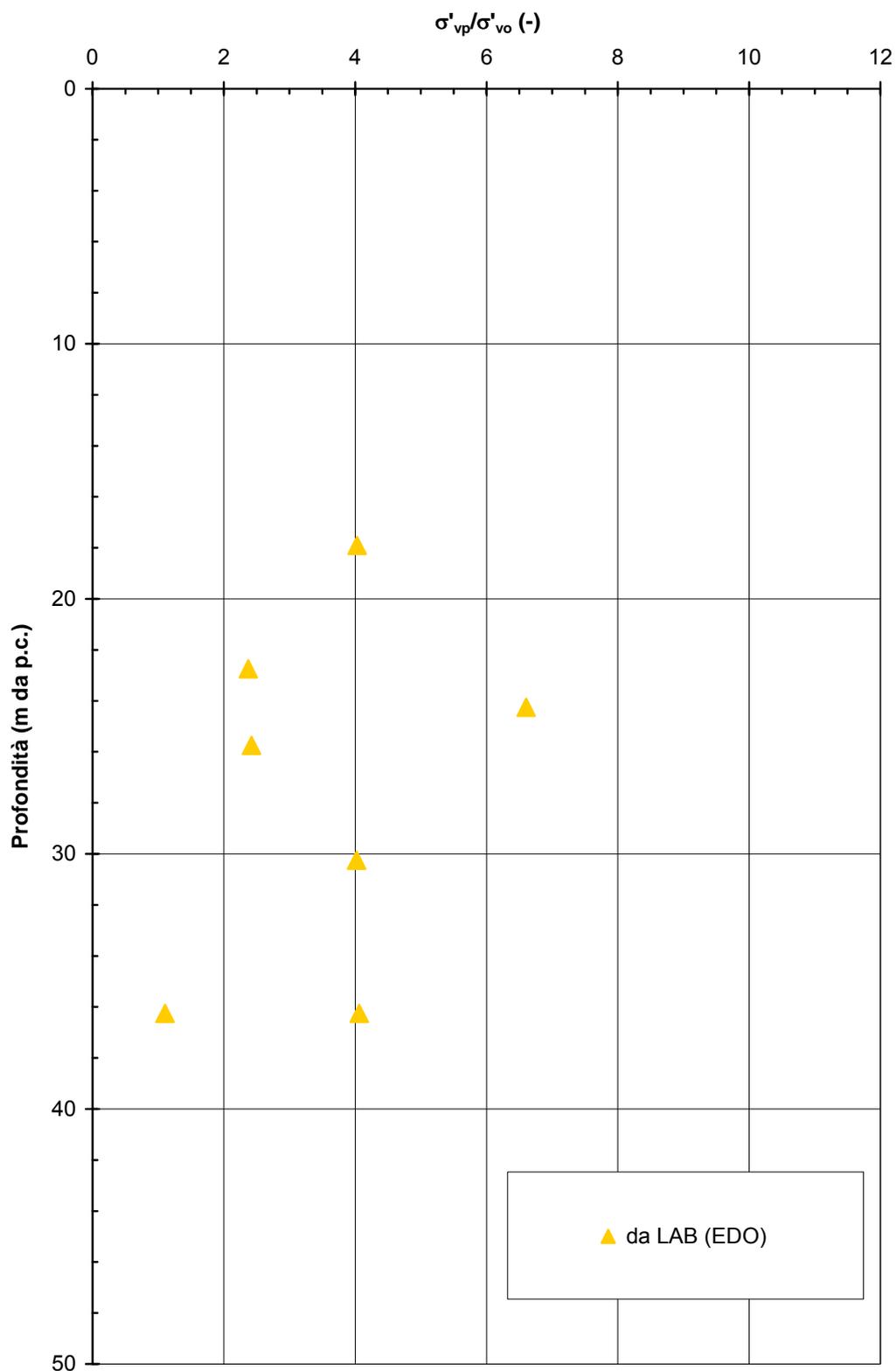


Figura 2.8.45c

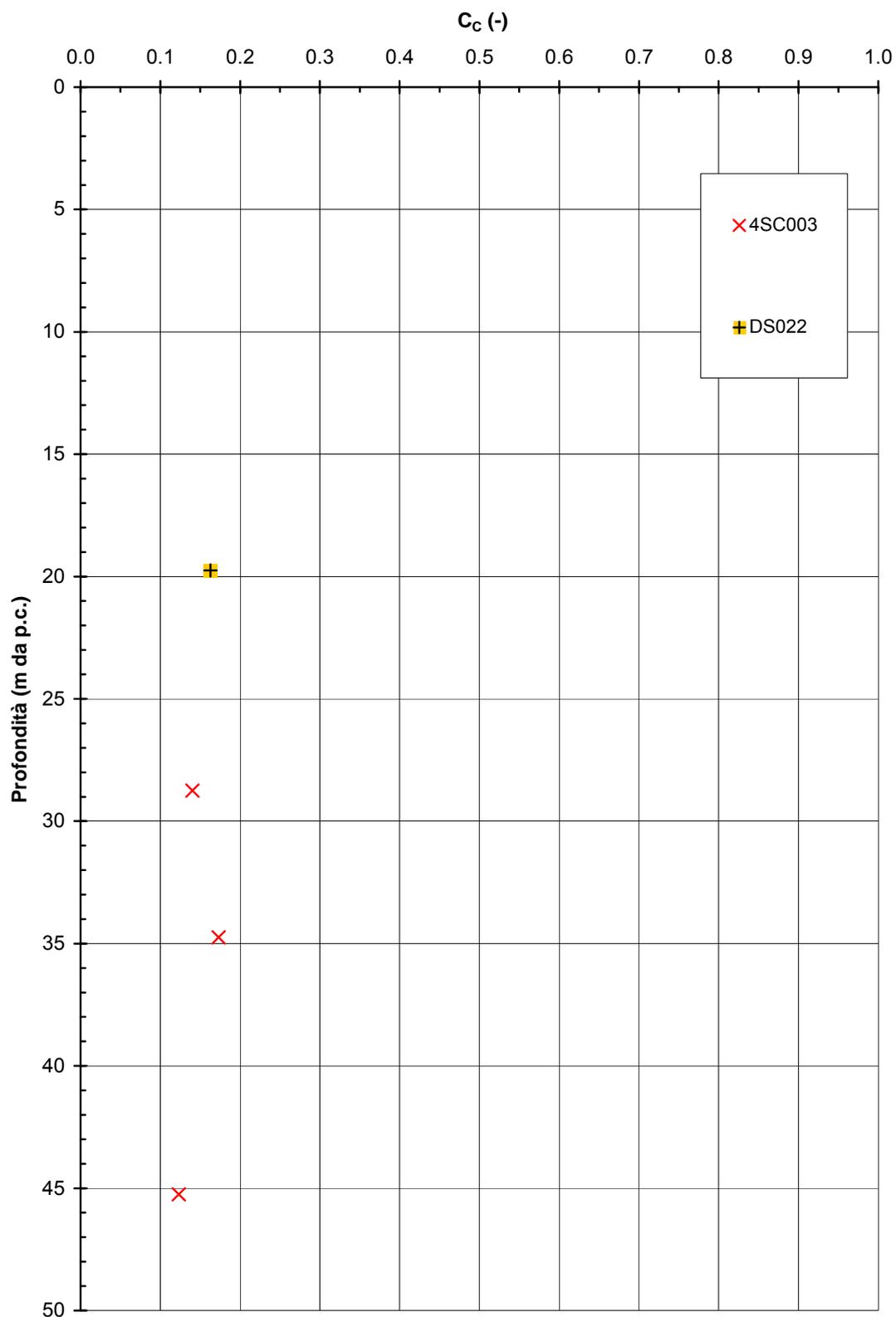
**A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Indice di compressione**

Figura 2.8.46a

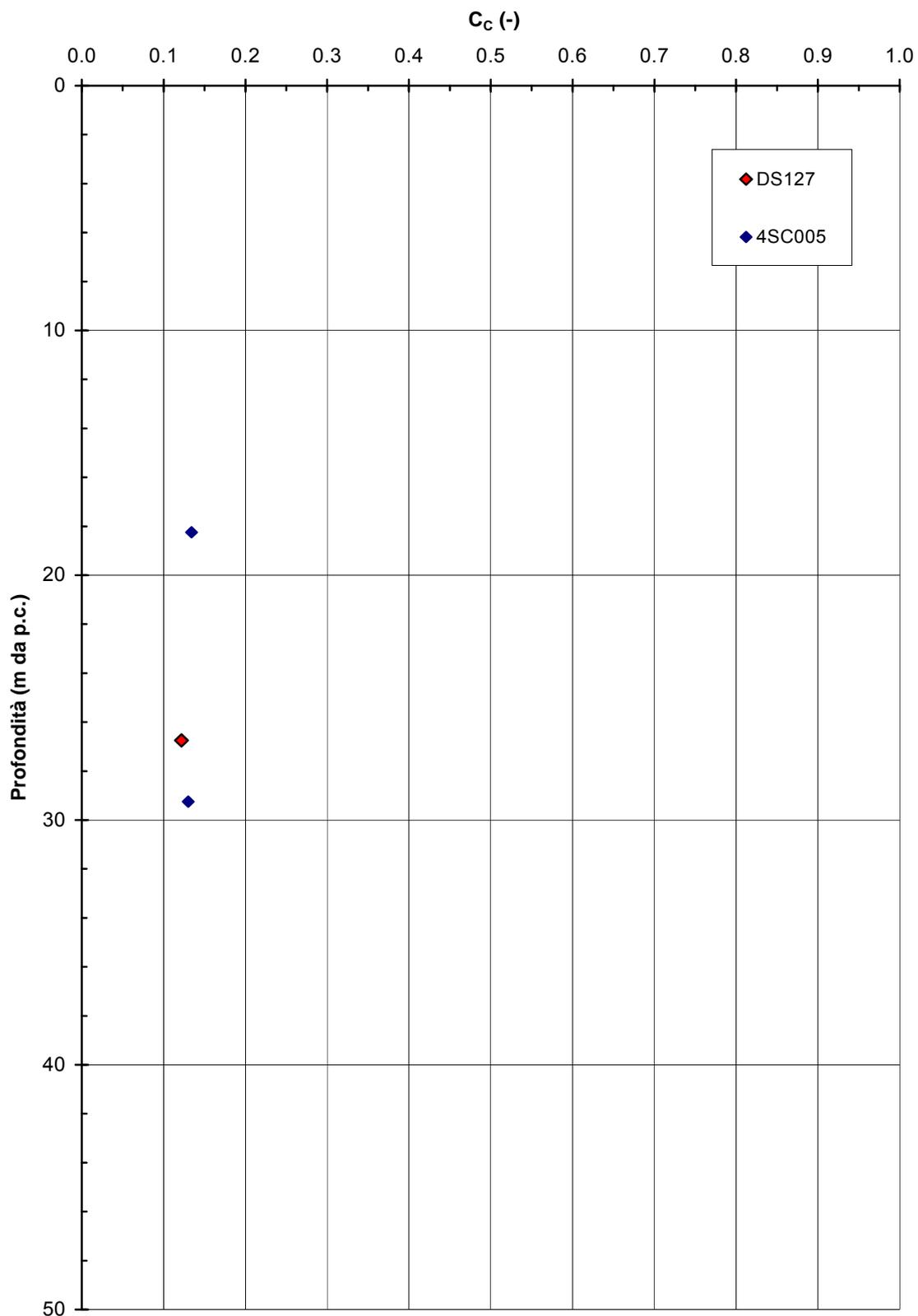
**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Indice di compressione**

Figura 2.8.46b

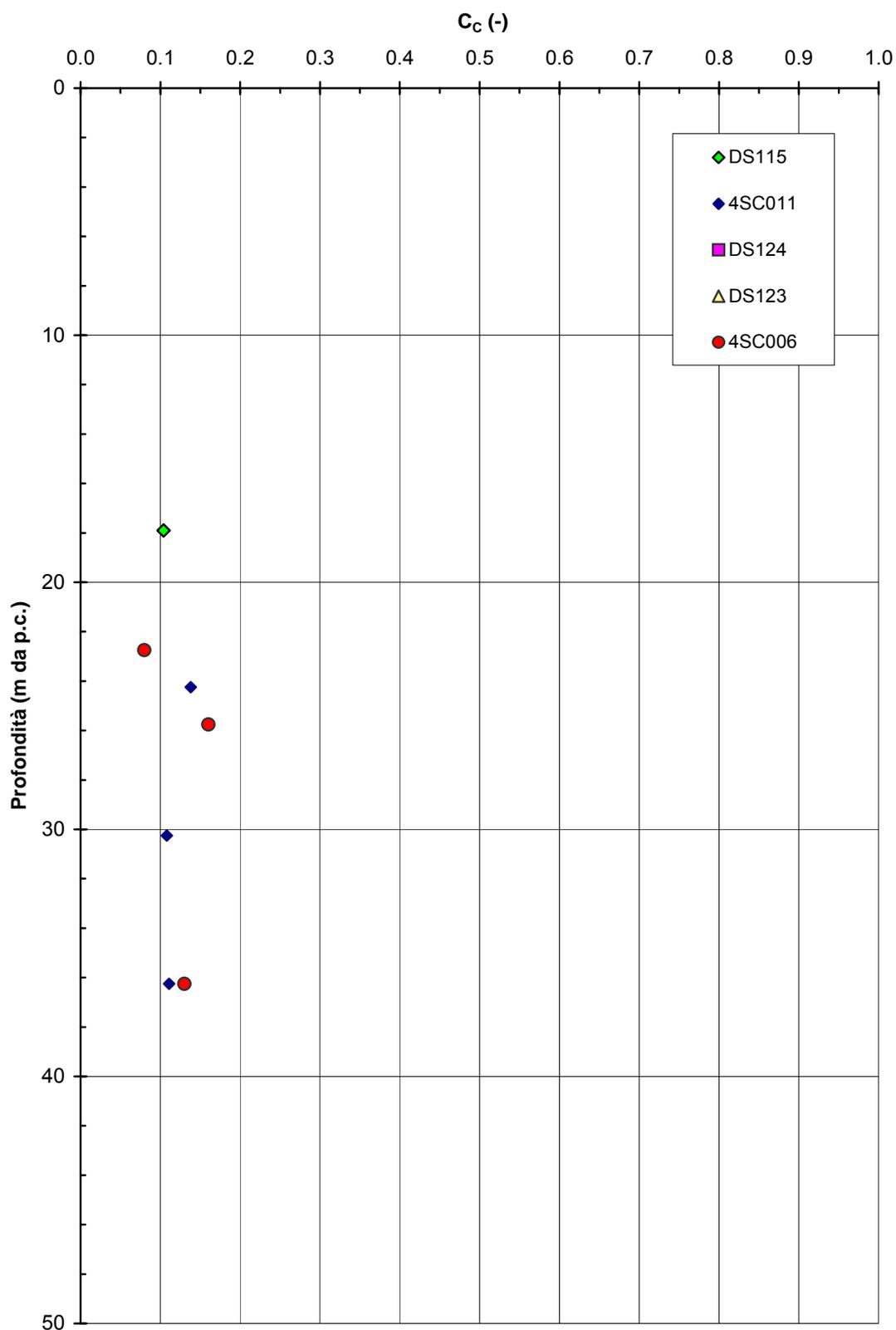
**A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Indice di compressione**

Figura 2.8.46c

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

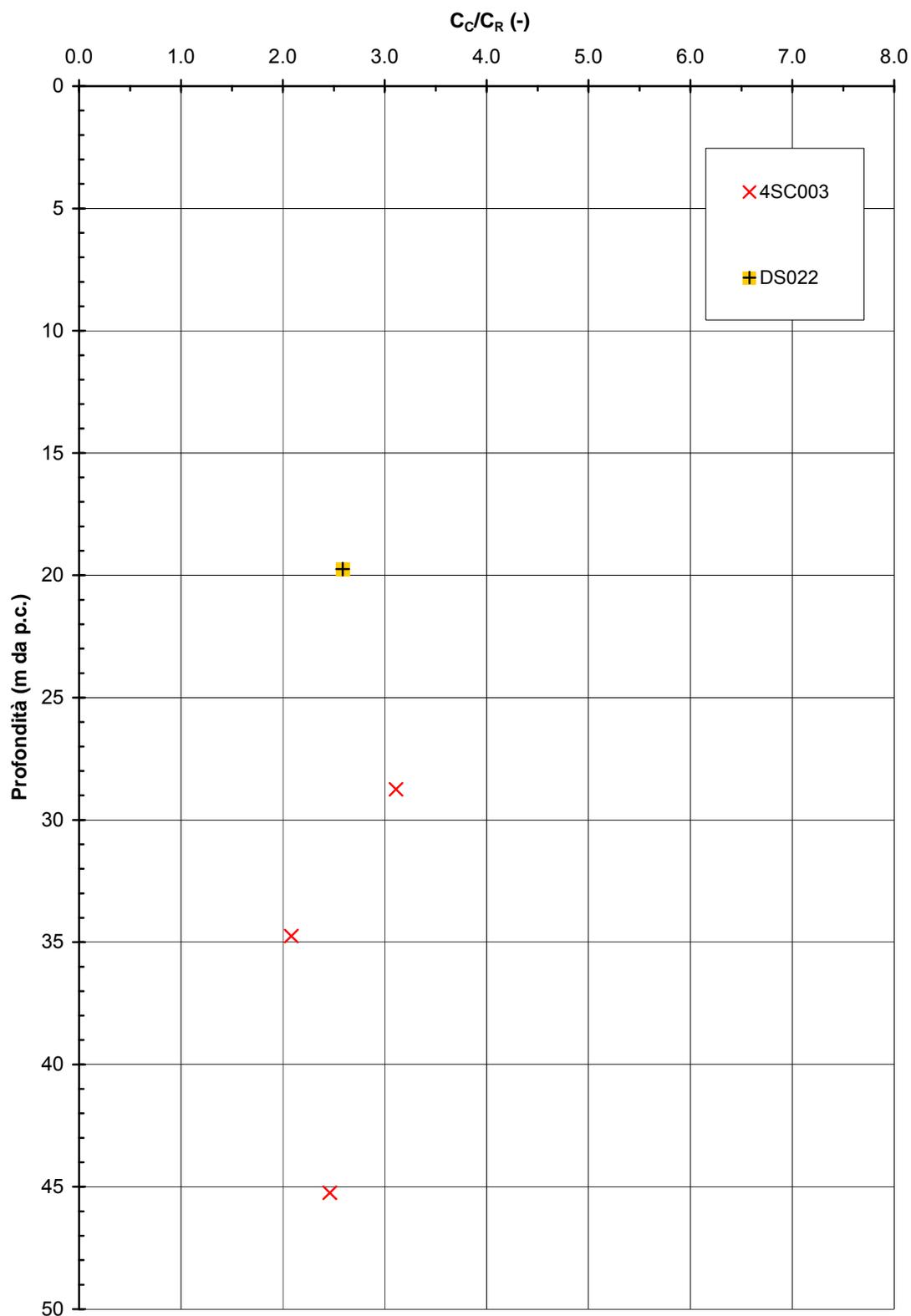


Figura 2.8.47a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

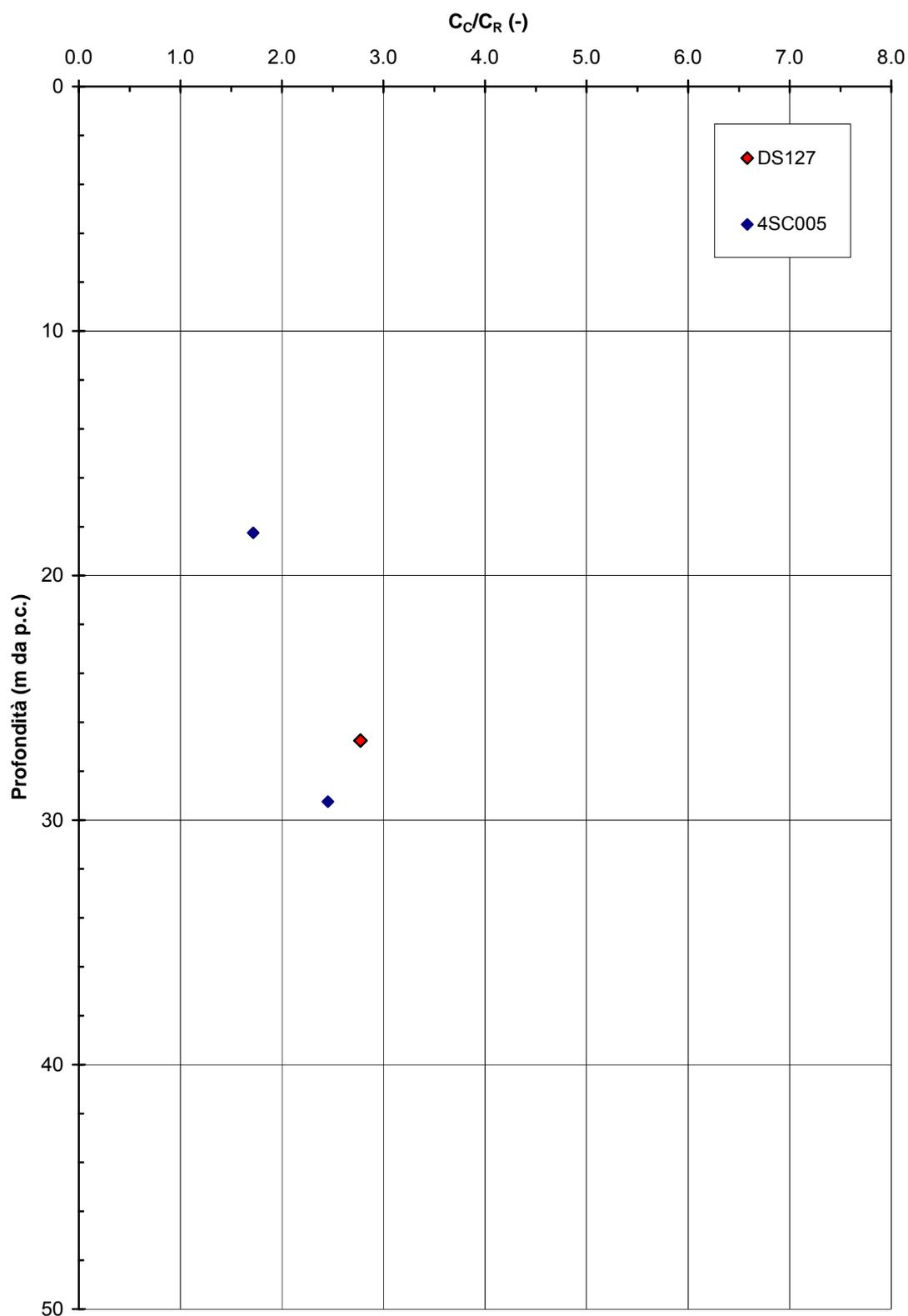


Figura 2.8.47b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e
compressione (C_C)

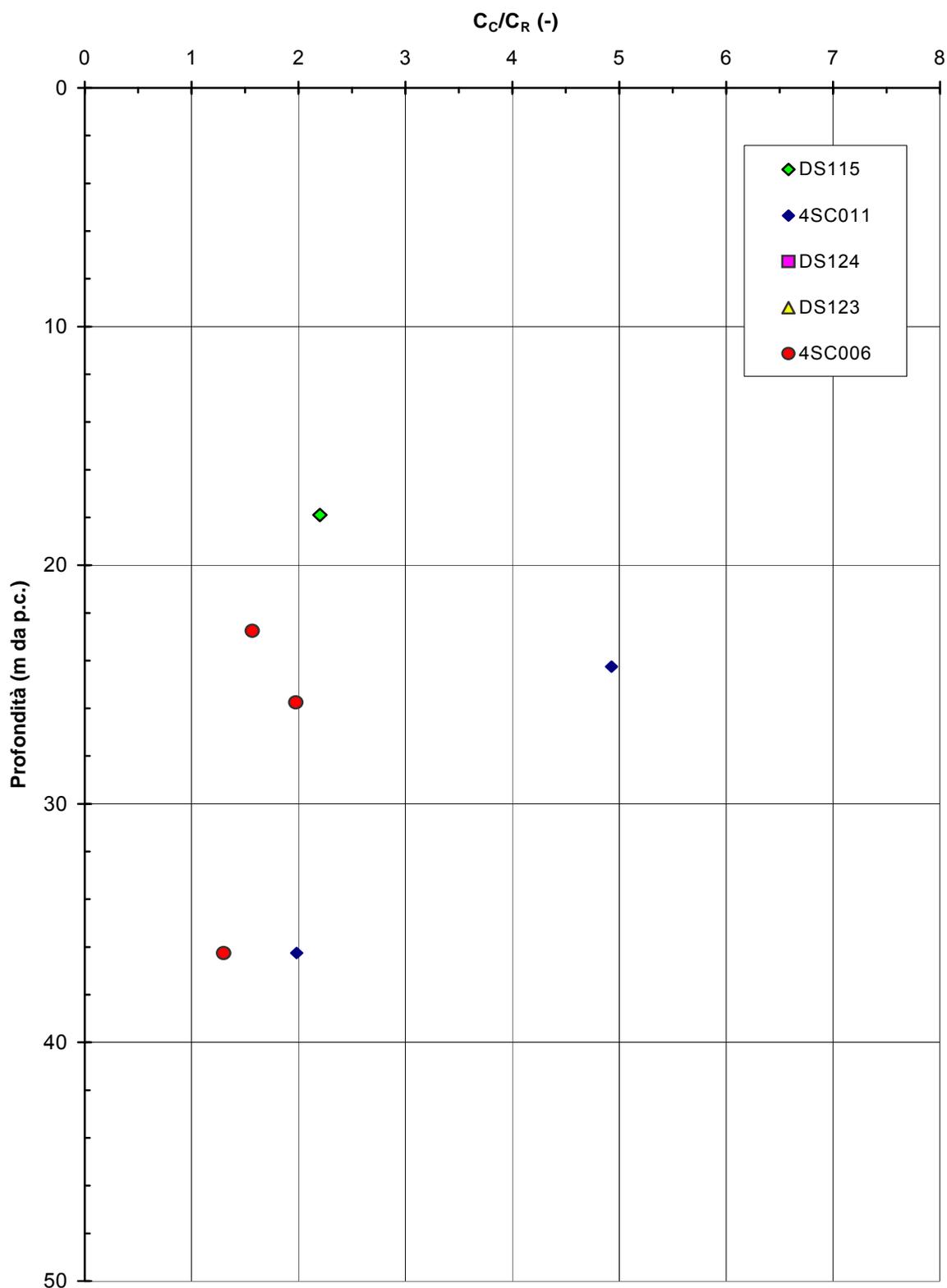


Figura 2.8.47c

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

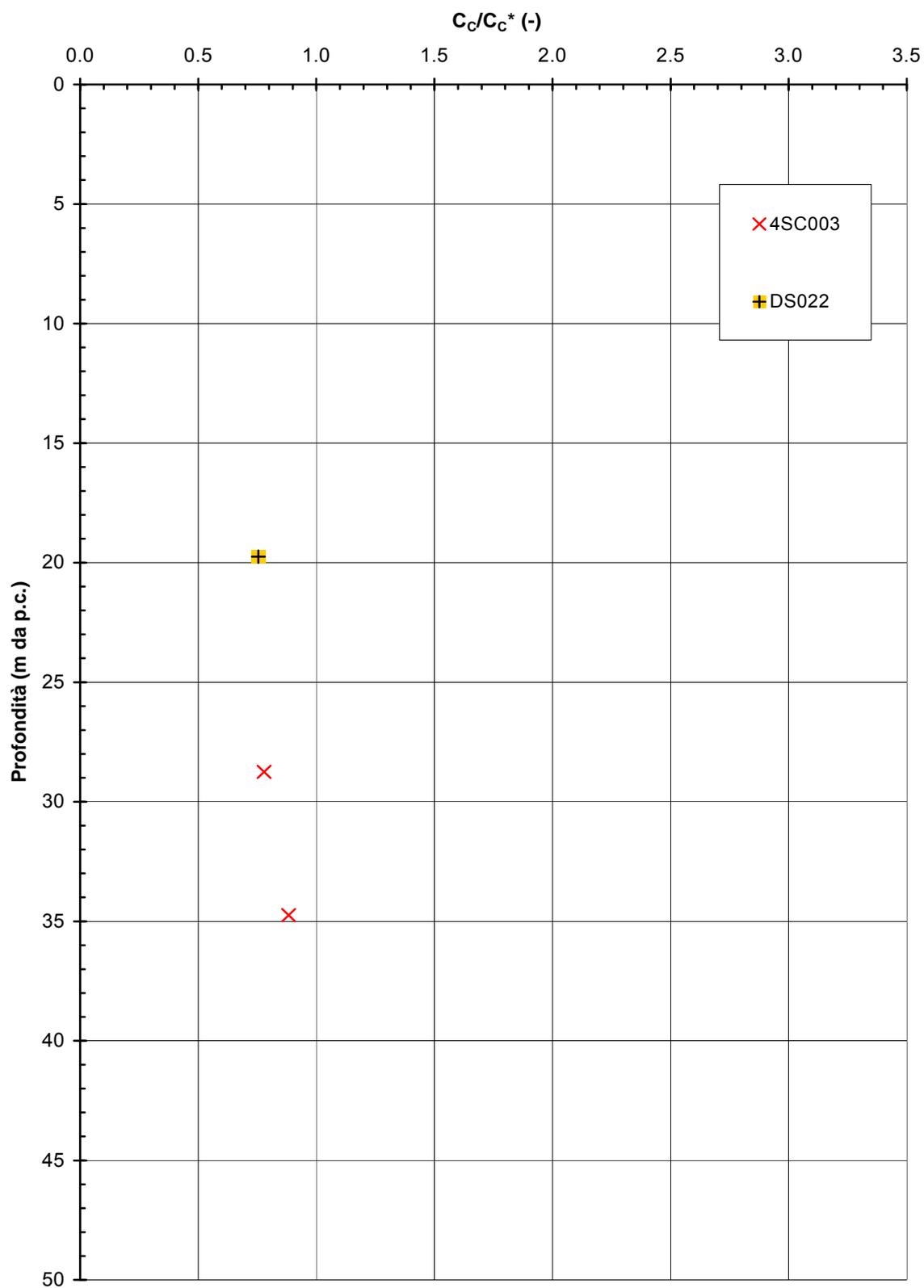


Figura 2.8.48a

A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

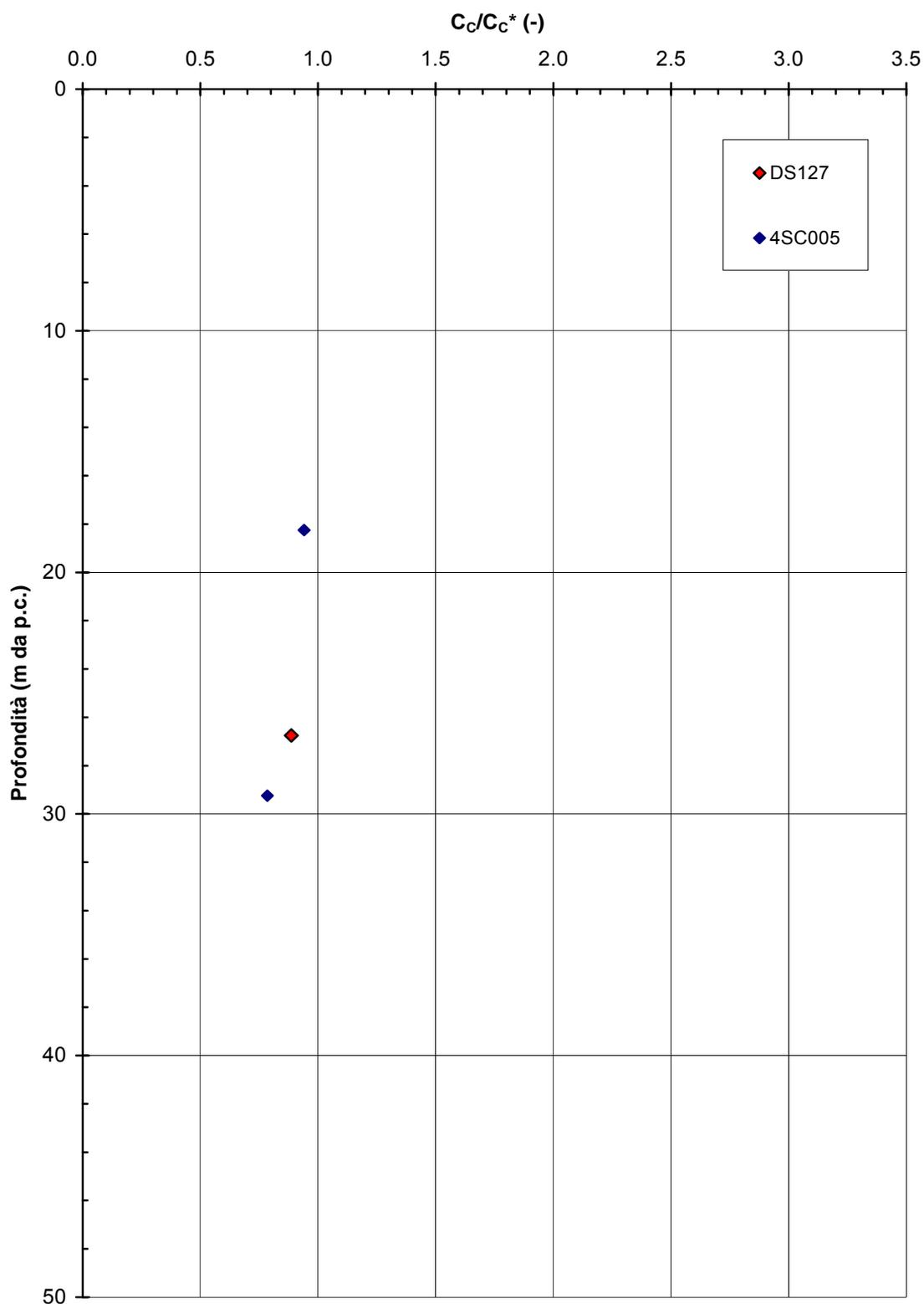


Figura 2.8.48b

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Rapporto tra l'indice di compressione del terreno naturale
e quello intrinseco secondo Burland (1990)

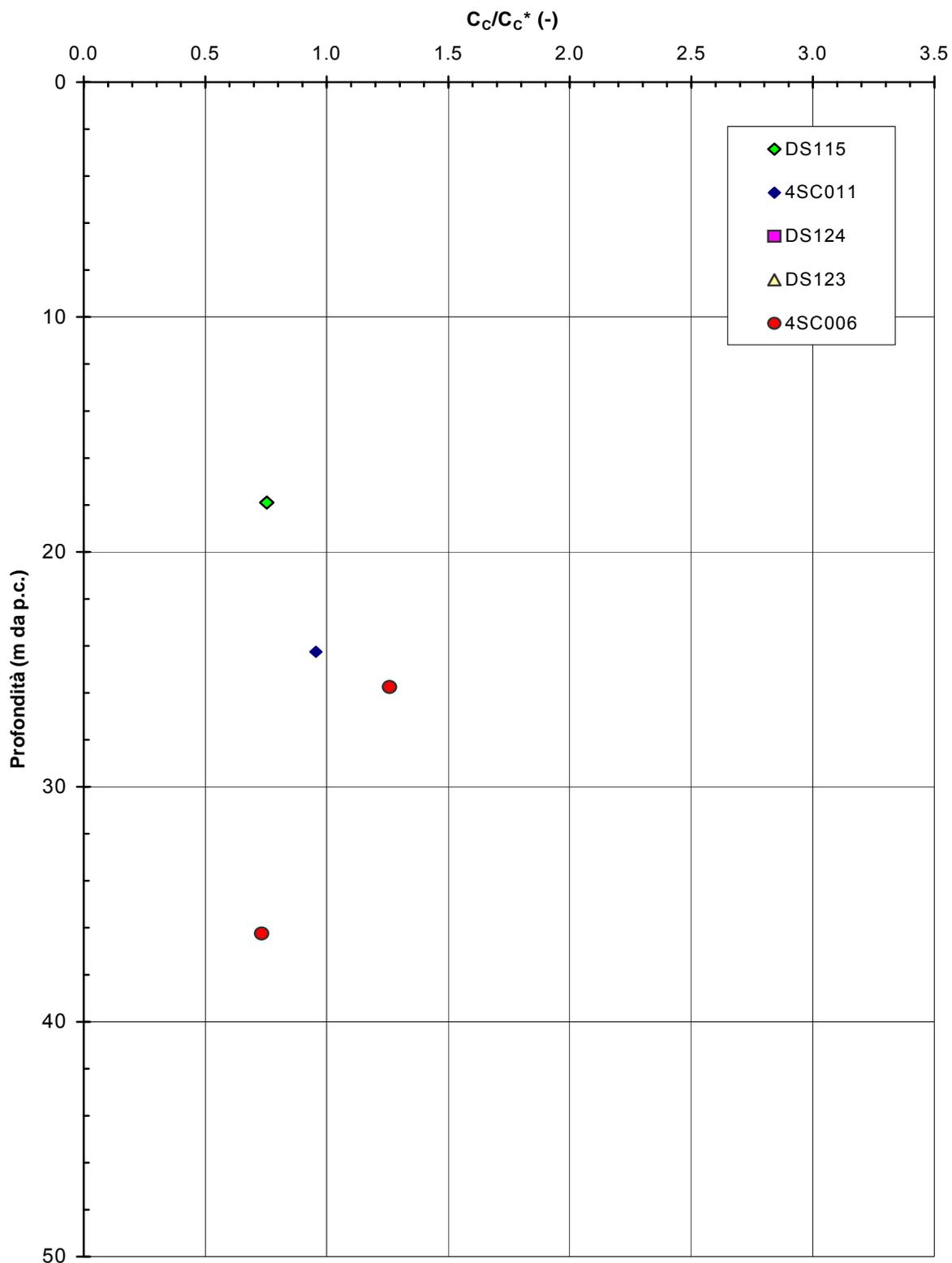


Figura 2.8.48c

A.C. Milano-Verona : Tratta 1
STRATO 3 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

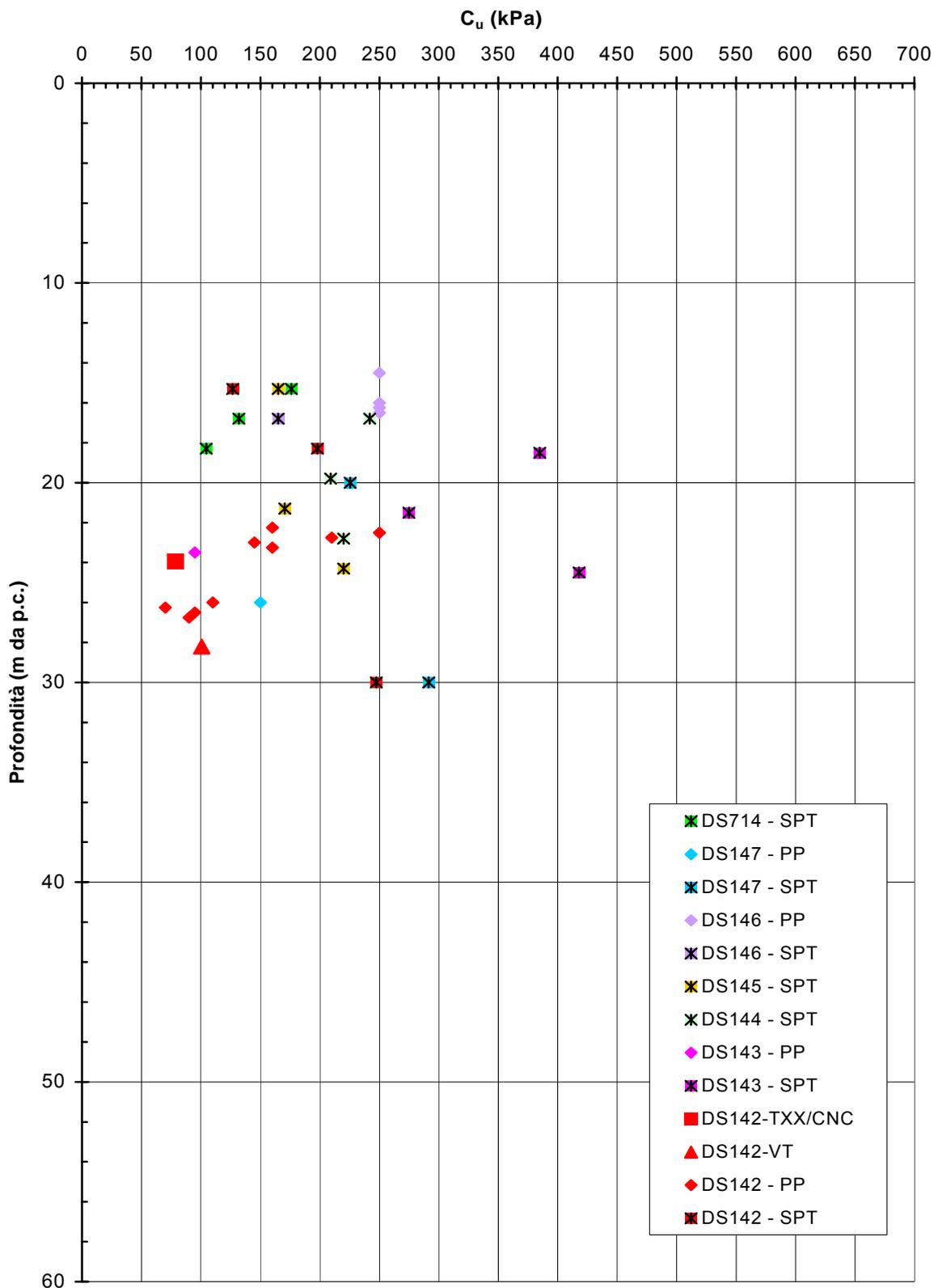


Figura 2.8.49a

A.C. Milano-Verona : Tratta 2
STRATO 3 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

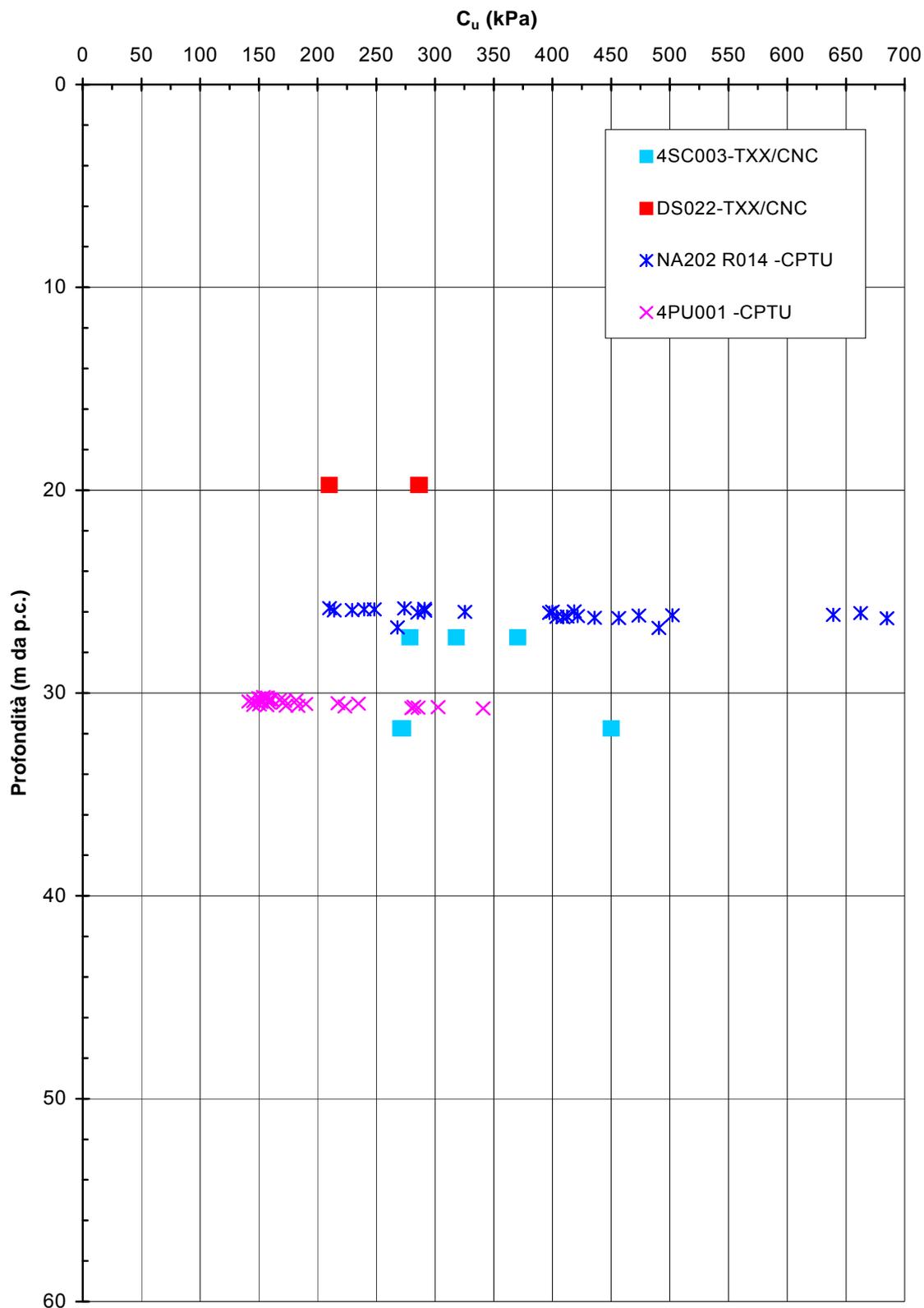


Figura 2.8.49b

**A.C. Milano-Verona : Tratta 3
STRATO 3 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate**

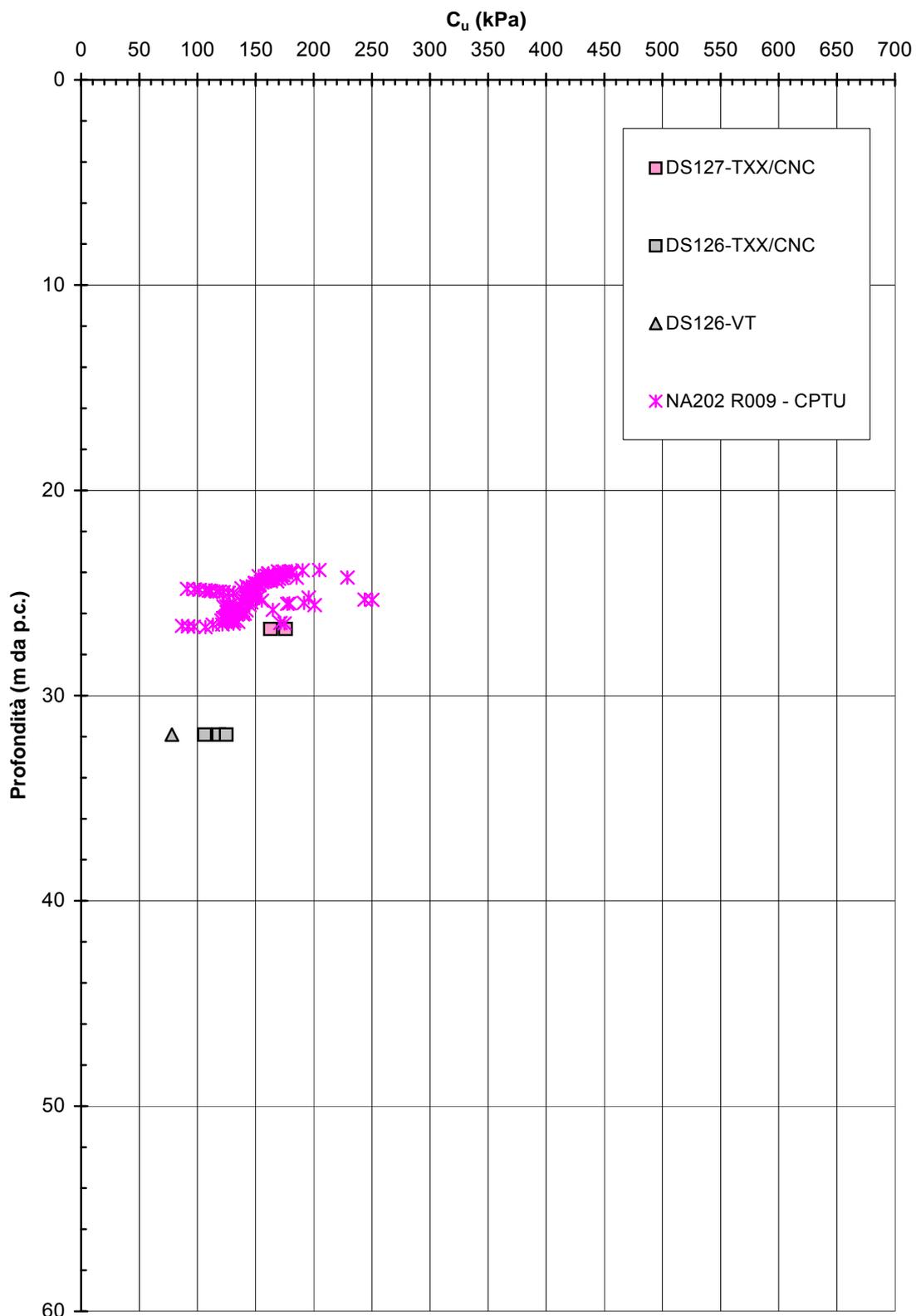


Figura 2.8.49c

A.C. Milano-Verona : Tratta 4
STRATO 3 - Resistenza al taglio in condizioni non drenate

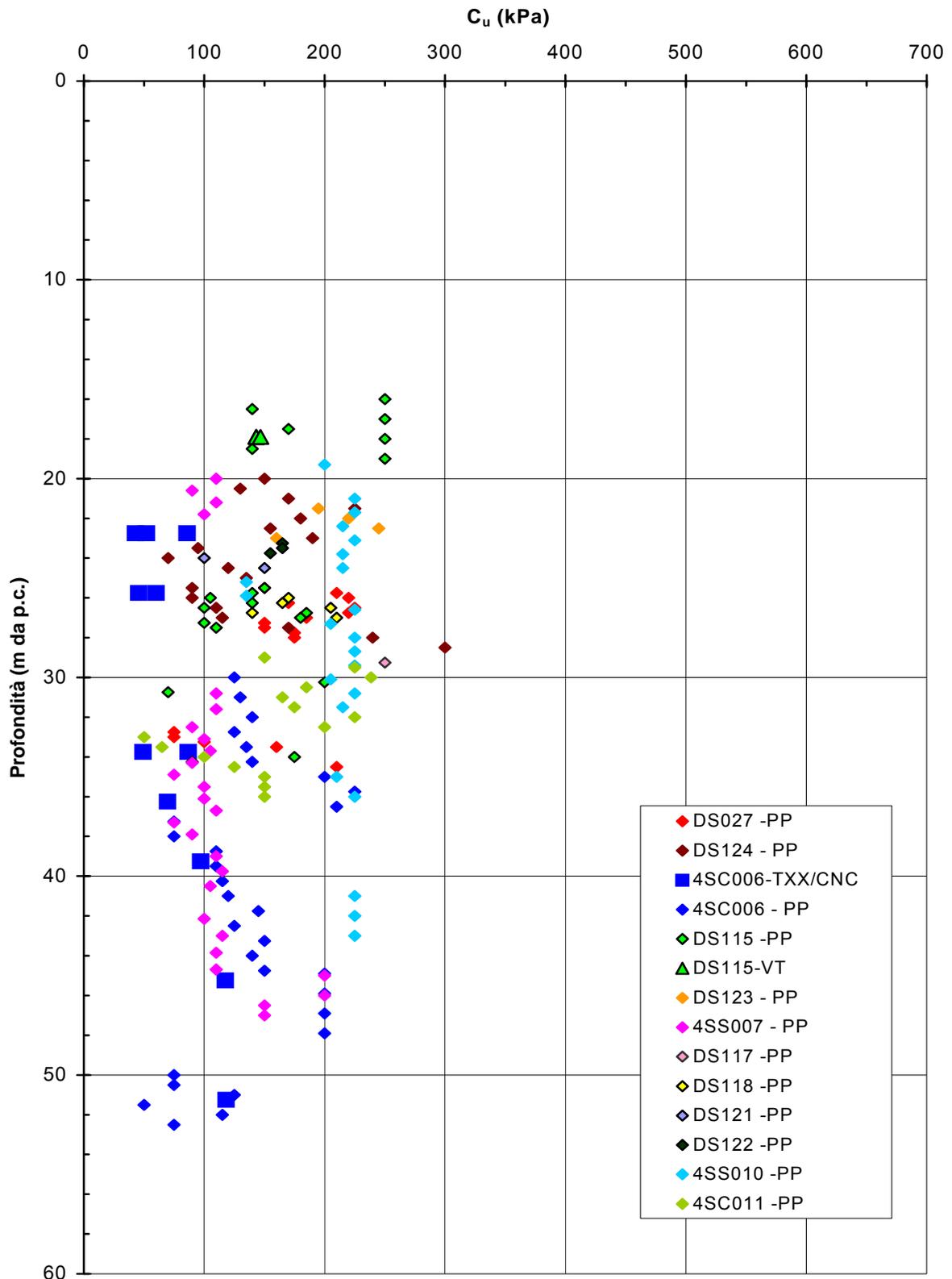


Figura 2.8.49d

**A.C. Milano-Verona
STRATO 3 - Velocità onde di taglio**

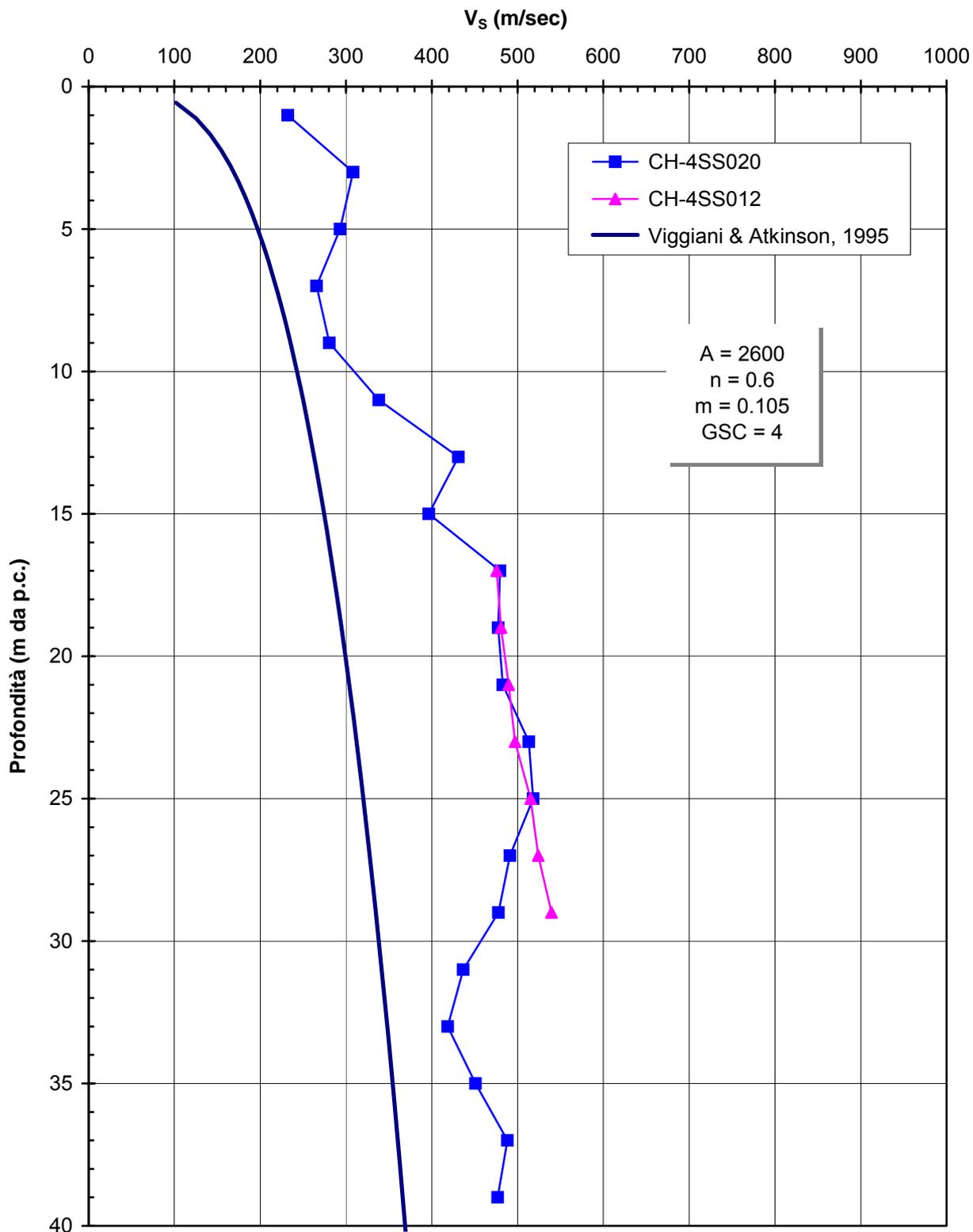


Figura 2.8.50

**A.C. Milano-Verona
STRATO 3 - Modulo di taglio iniziale**

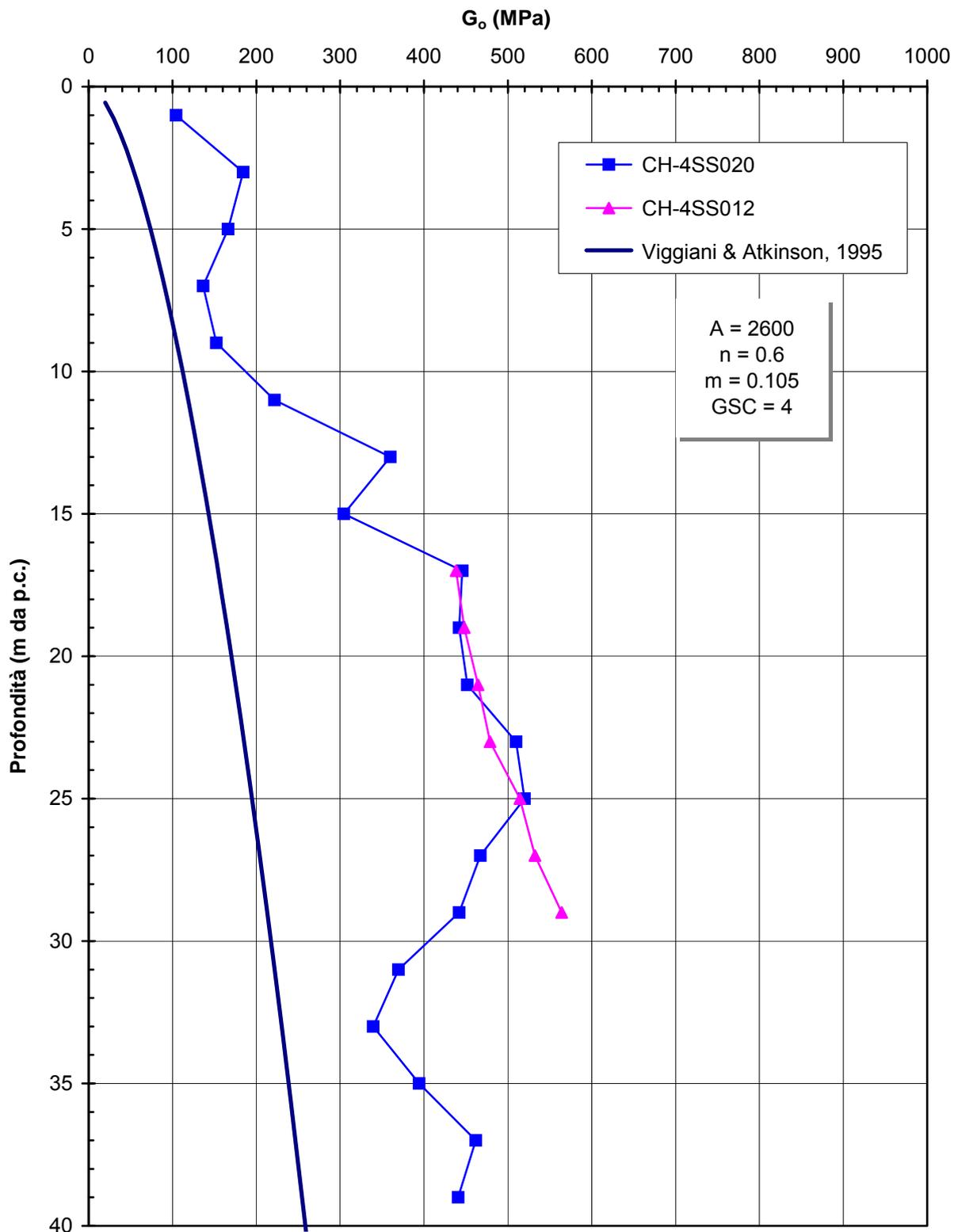


Figura 2.8.51

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Peso di volume naturale

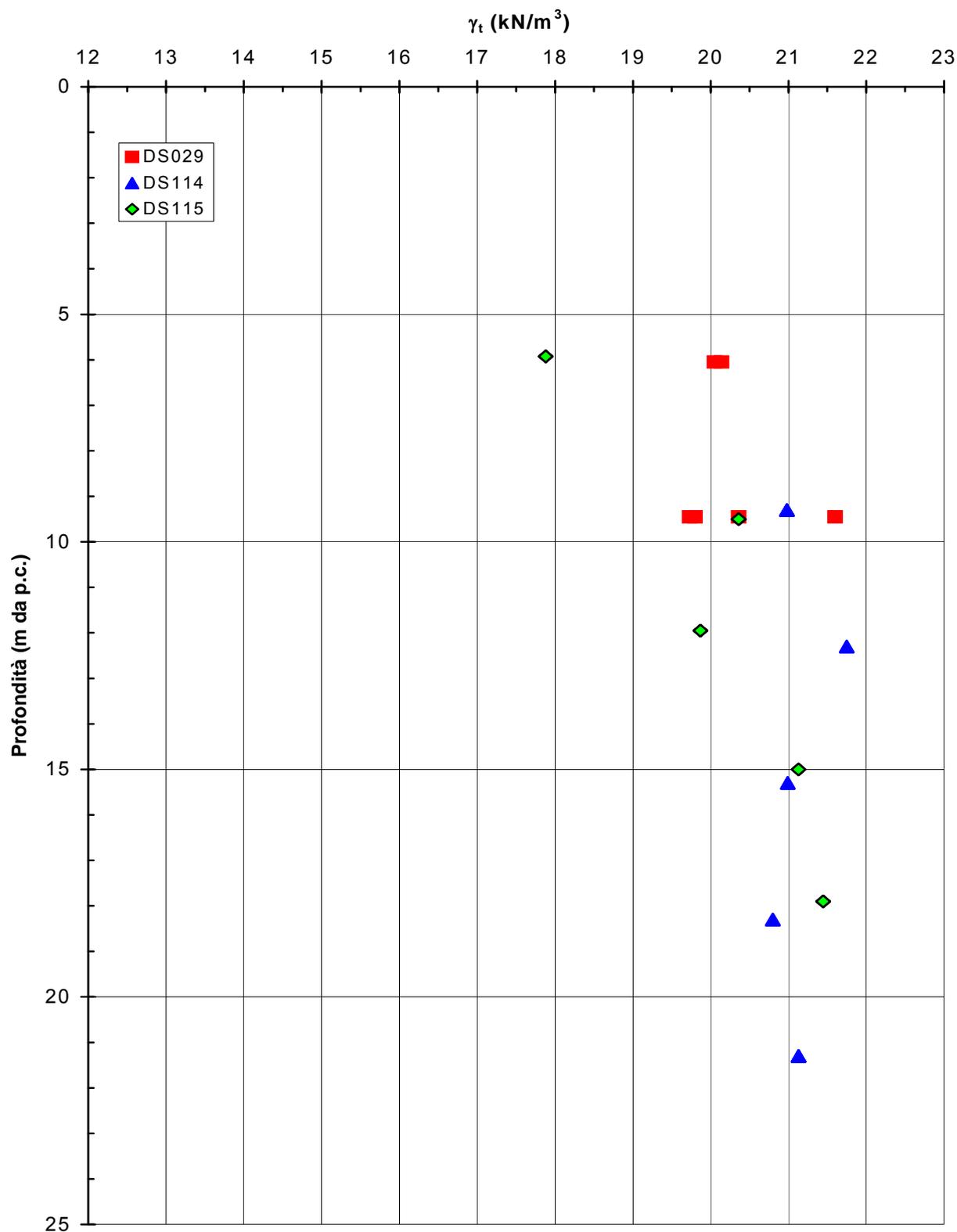


Figura 2.8.52

**A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Limite Liquido**

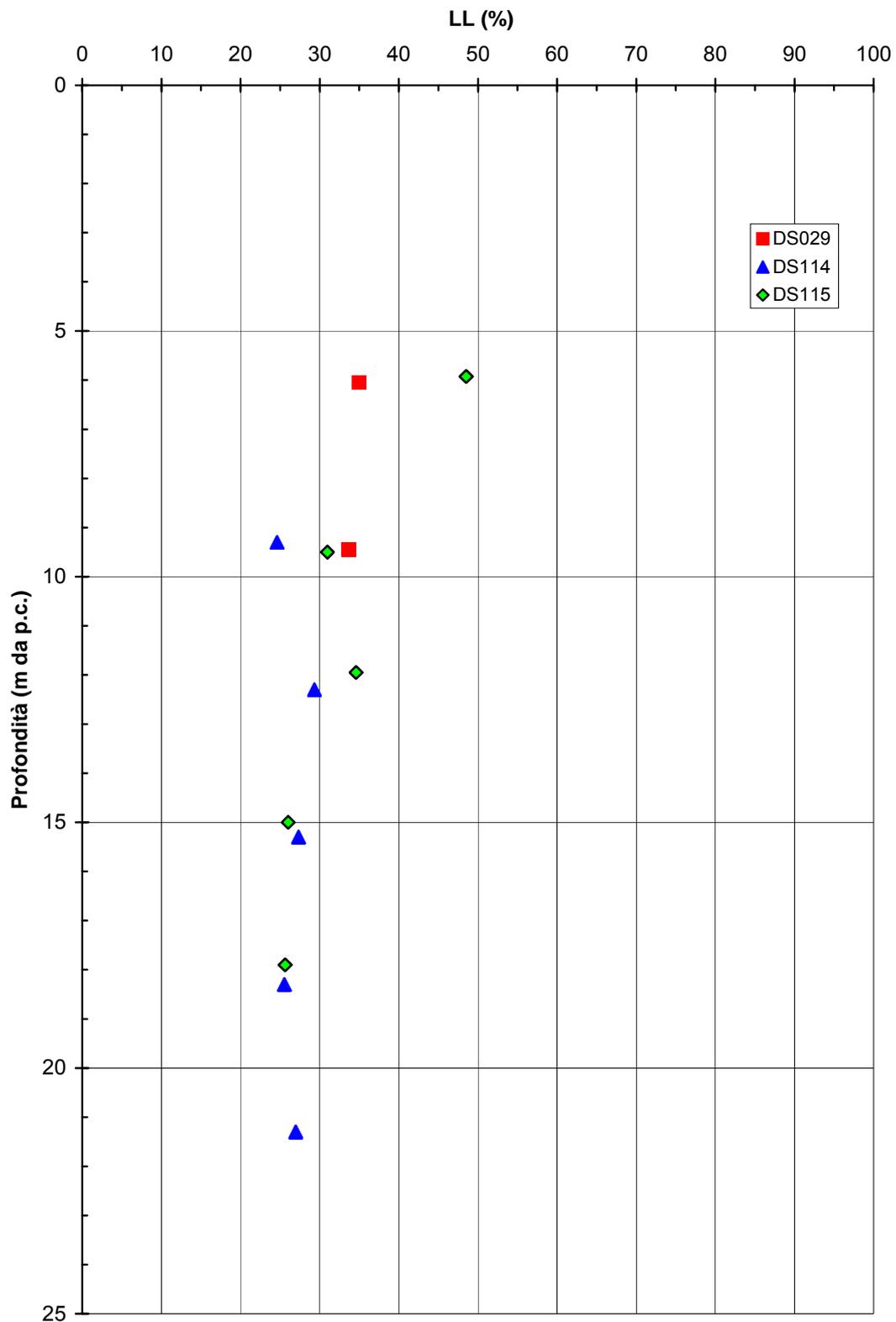


Figura 2.8.53

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Indice dei vuoti

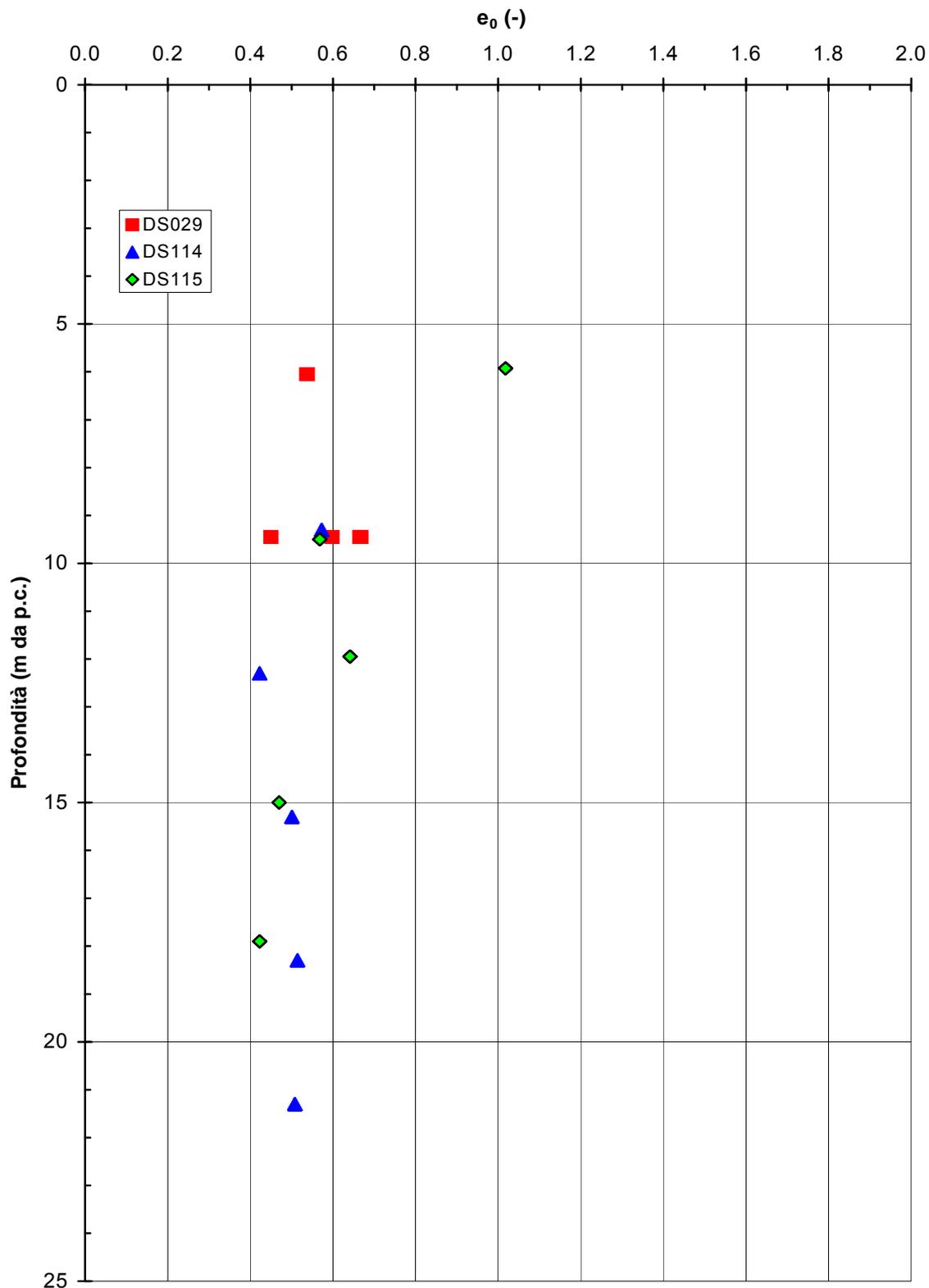


Figura 2.8.54

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

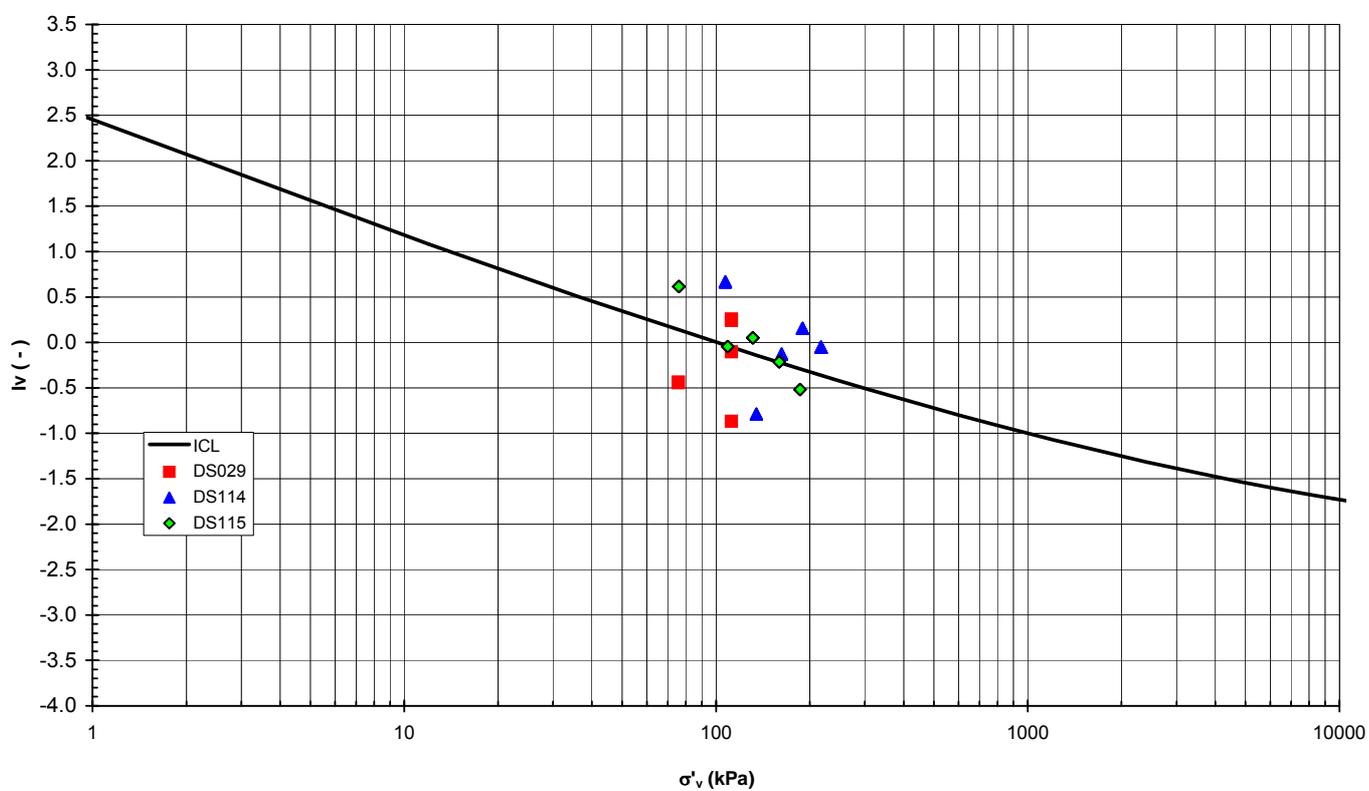


Figura 2.8.55

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Coefficiente di permeabilità

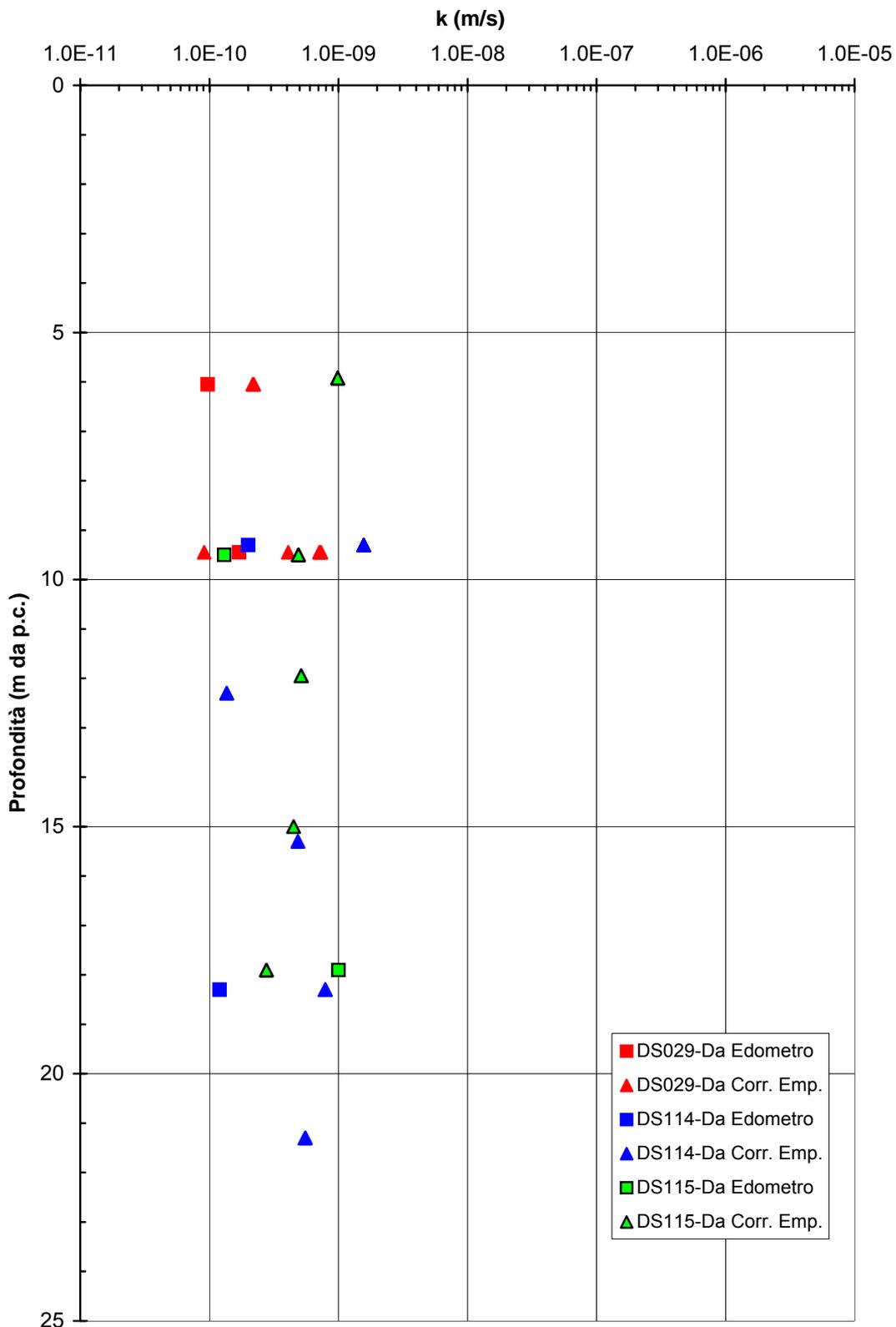


Figura 2.8.56

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Grado di preconsolidazione

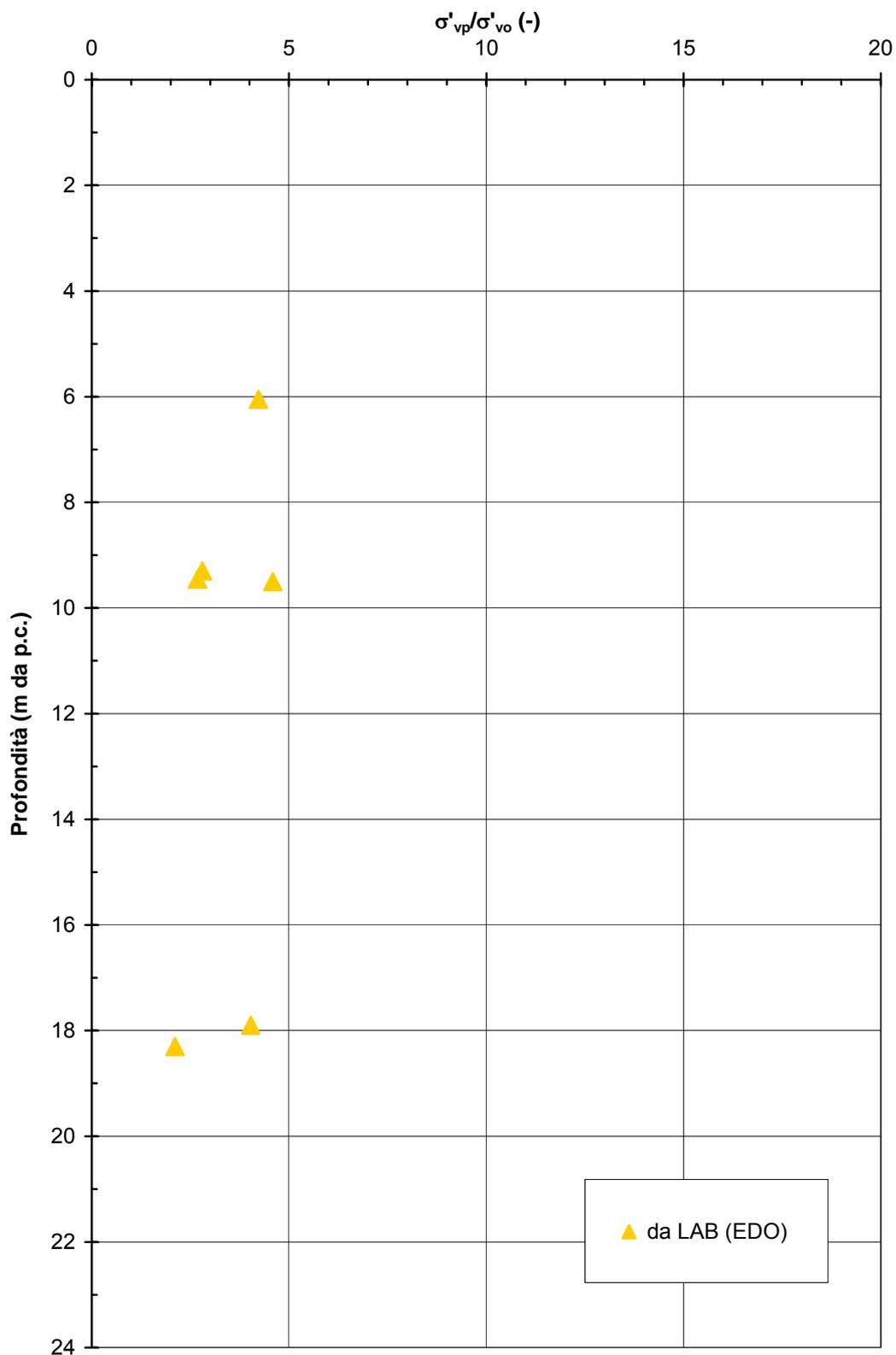


Figura 2.8.57

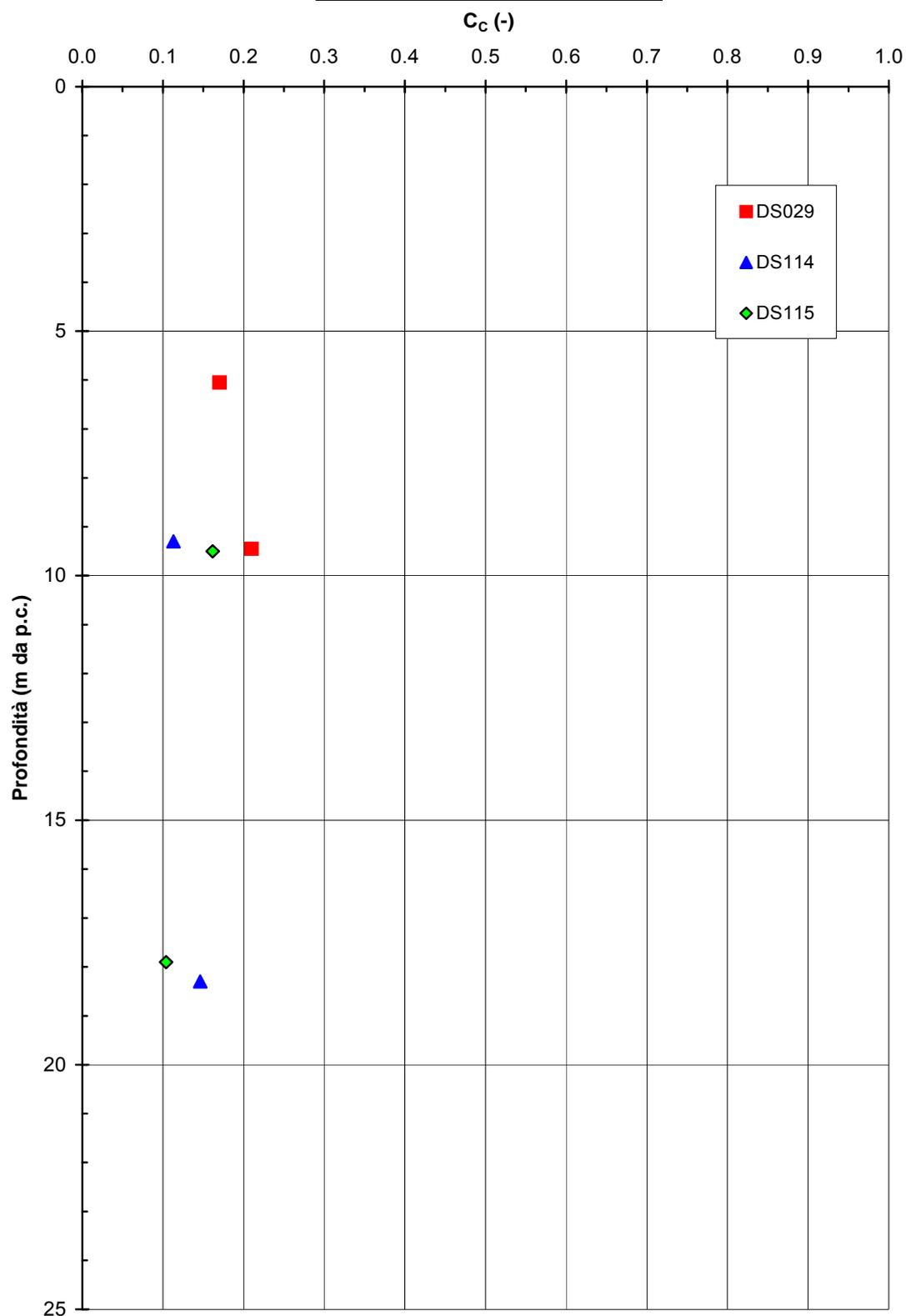
A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Indice di compressione

Figura 2.8.58

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e compressione (C_C)

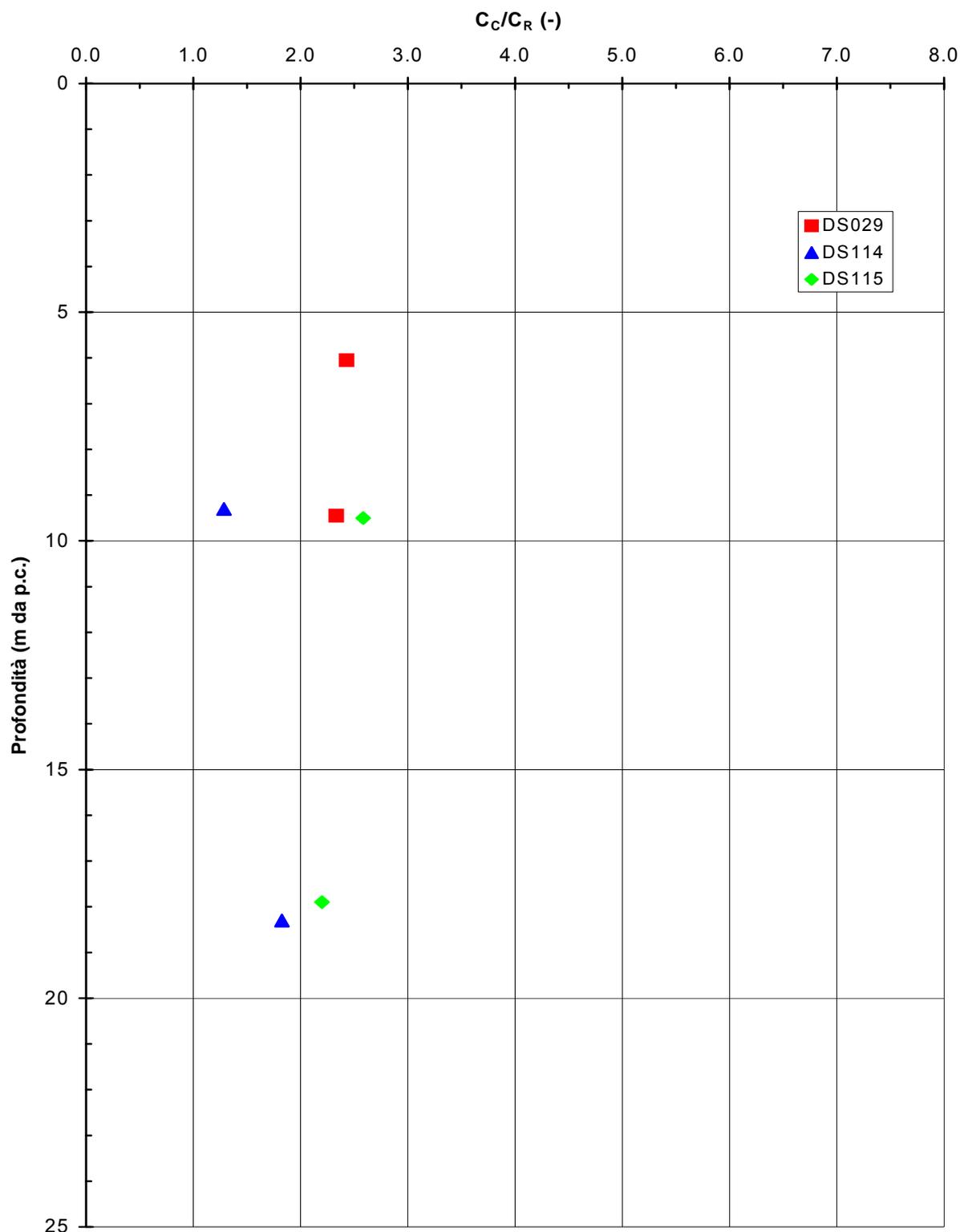


Figura 2.8.59

A.C. Milano-Verona : Tratta 4bis
Resistenza al taglio di picco in condizioni non drenate

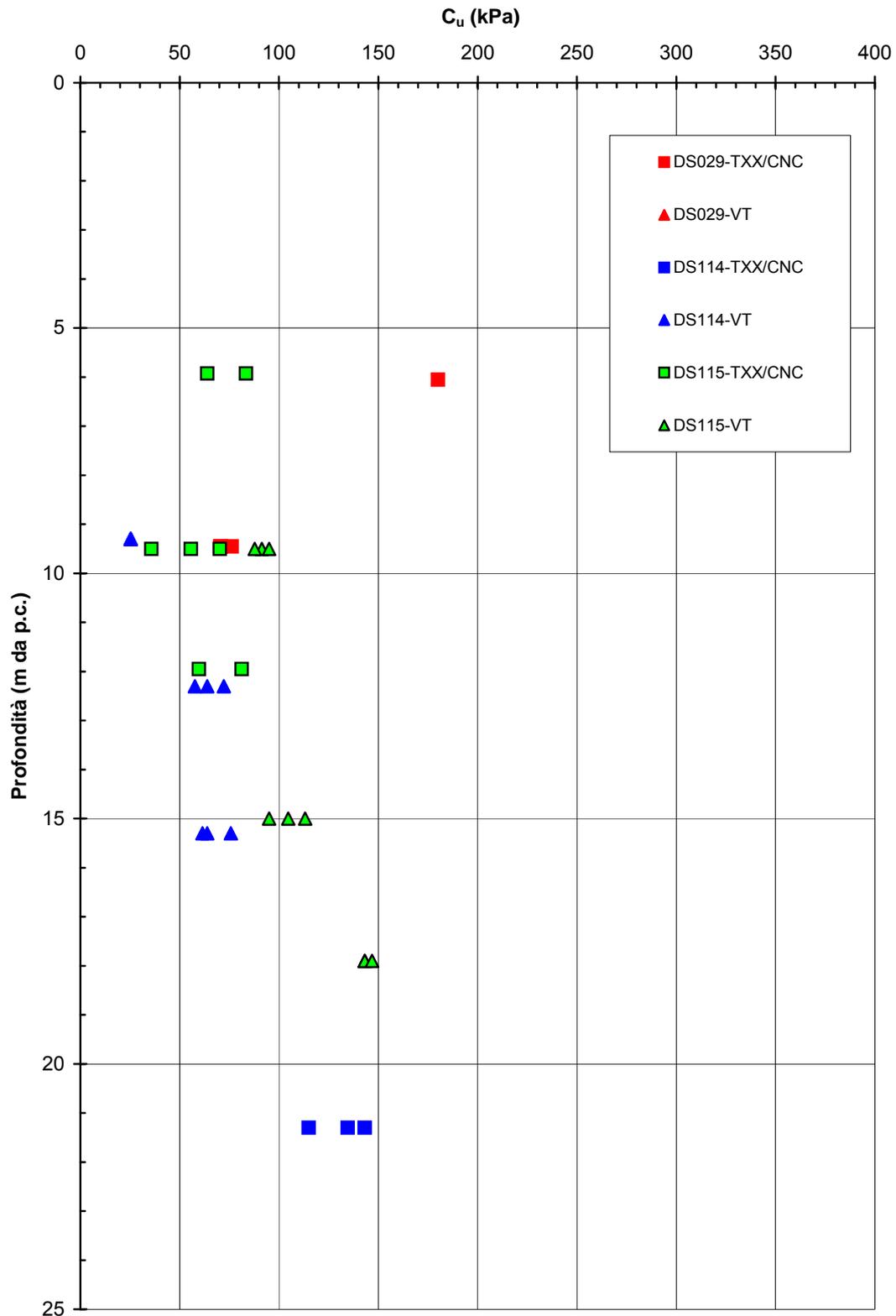


Figura 2.8.60

A.C. Milano-Verona: Tratta 4bis
Involuppo di di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

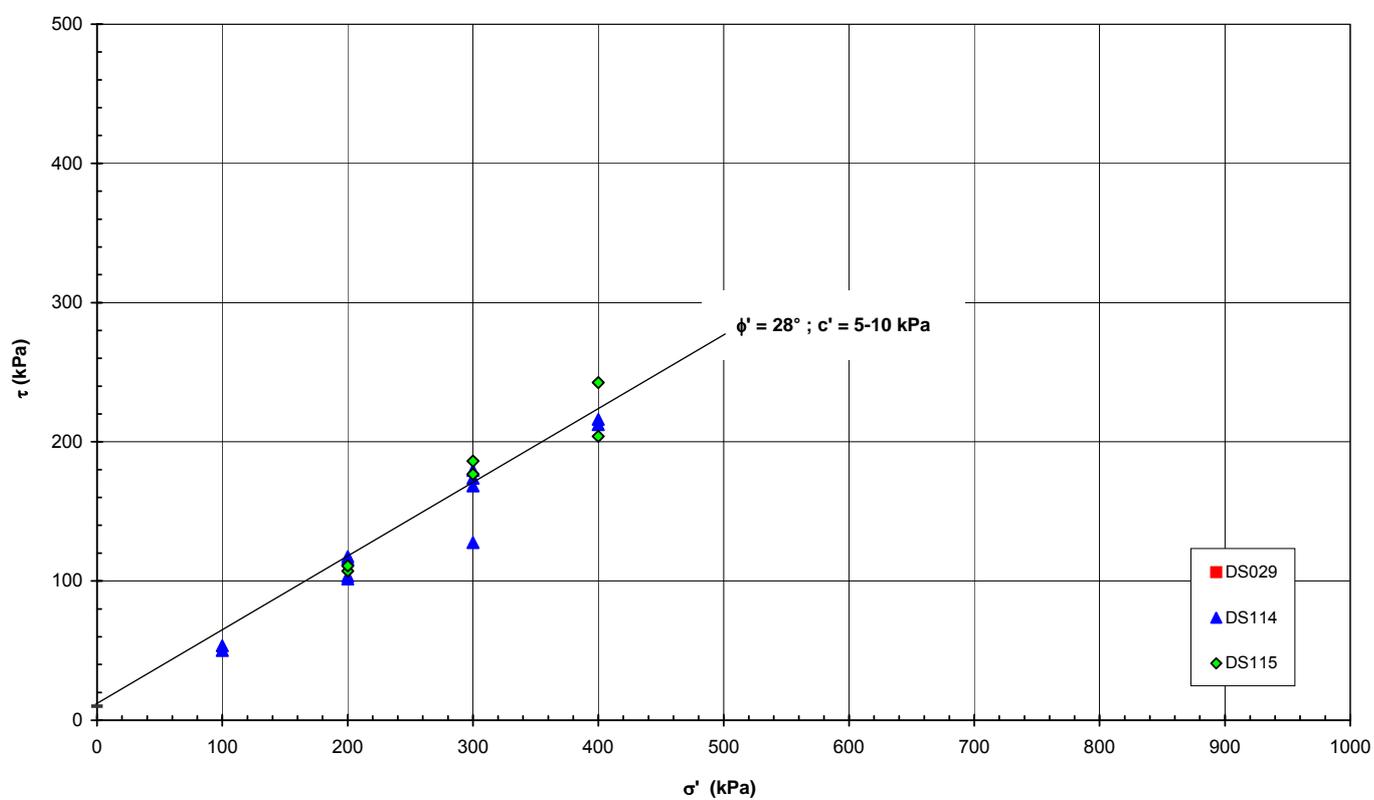
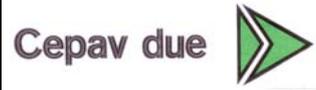


Figura 2.8.61

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
387 di 475

ALLEGATO 8

Figure relative al capitolo 2.9

MATERIALI C

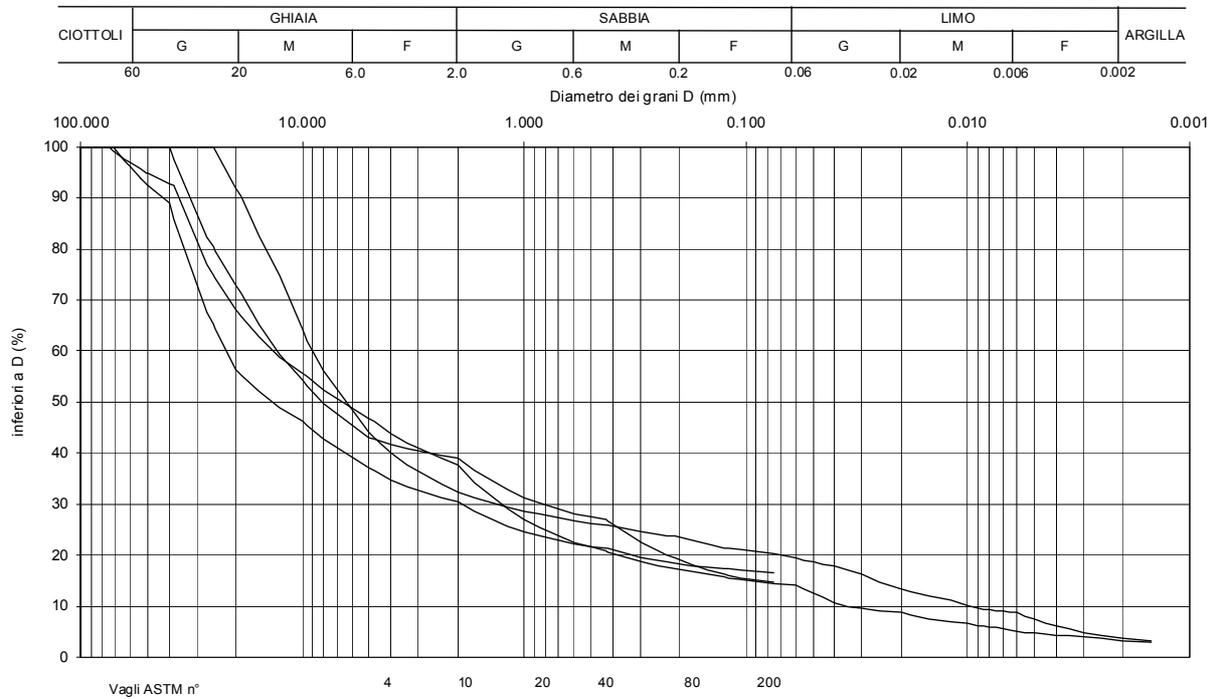


Figura 2.9.1 a: Linea A.C. Milano-Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro

MATERIALI A2

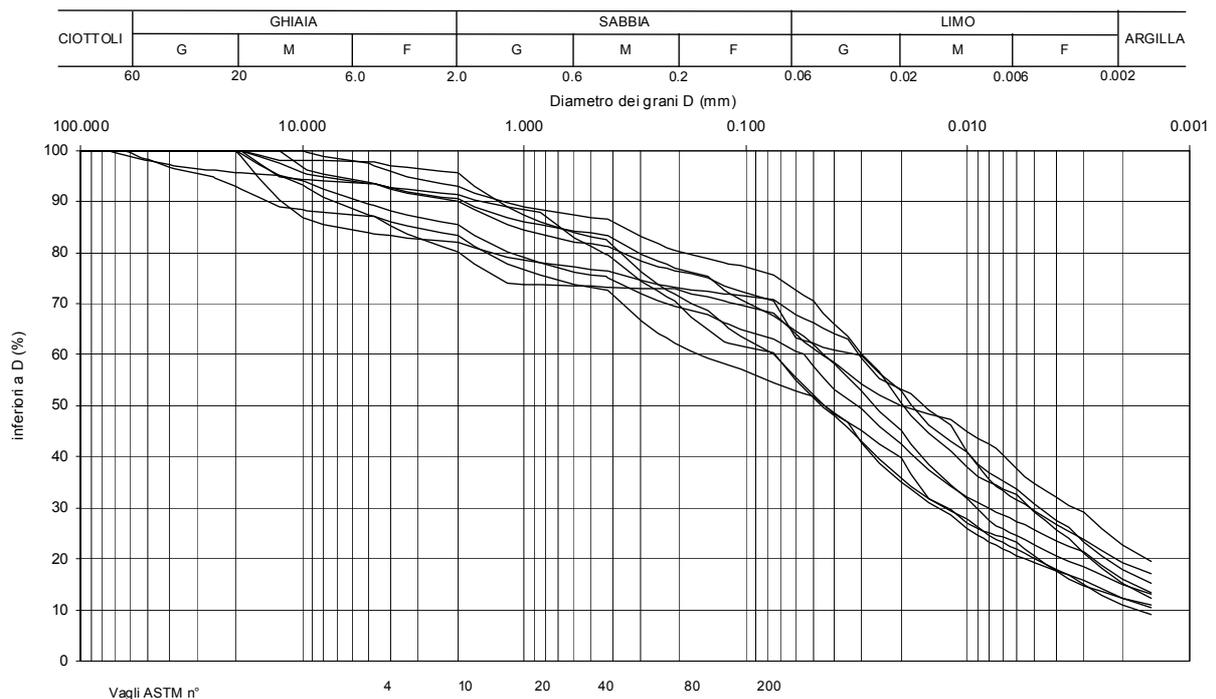


Figura 2.9.1 b: Linea A.C. Milano-Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro

MATERIALI A1

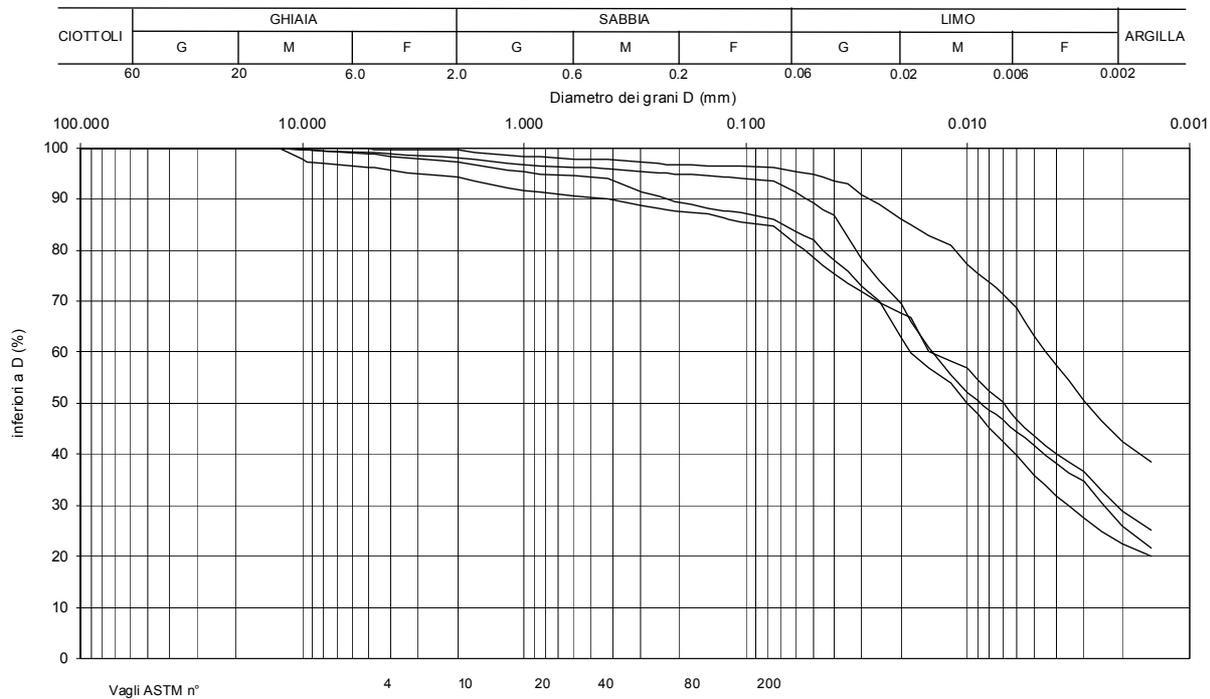


Figura 2.9.1 c: Linea A.C. Milano-Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro

**A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Limite Liquido**

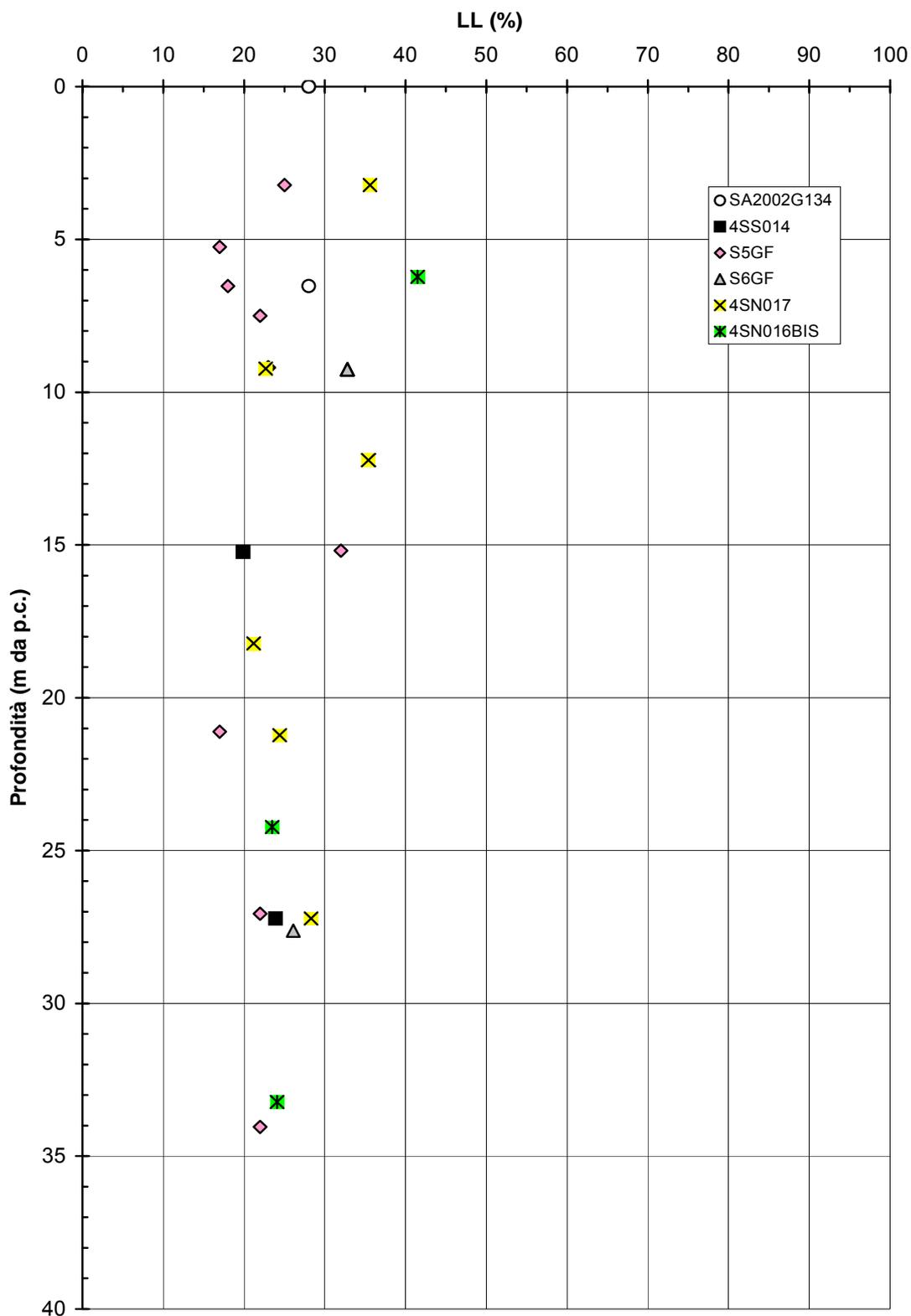


Figura 2.9.2

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

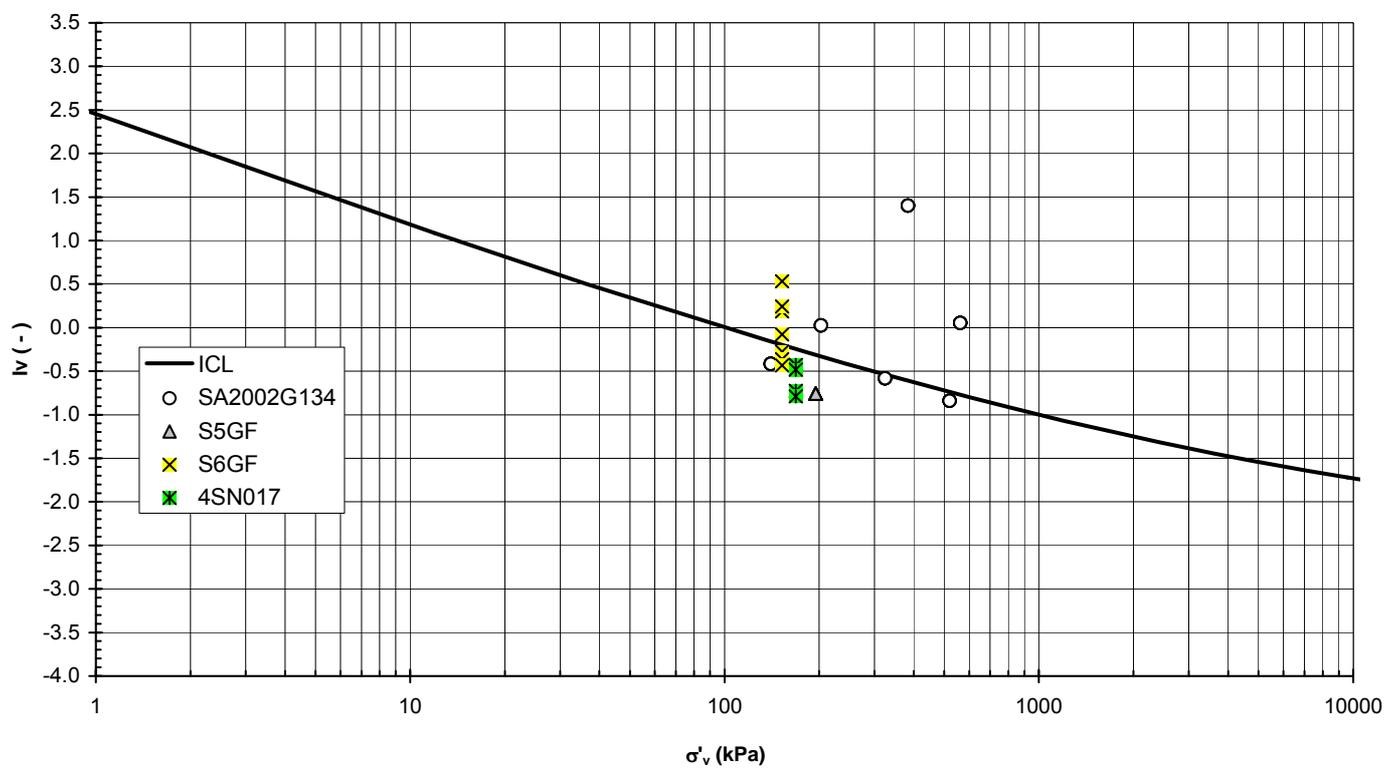


Figura 2.9.3

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Peso di volume naturale

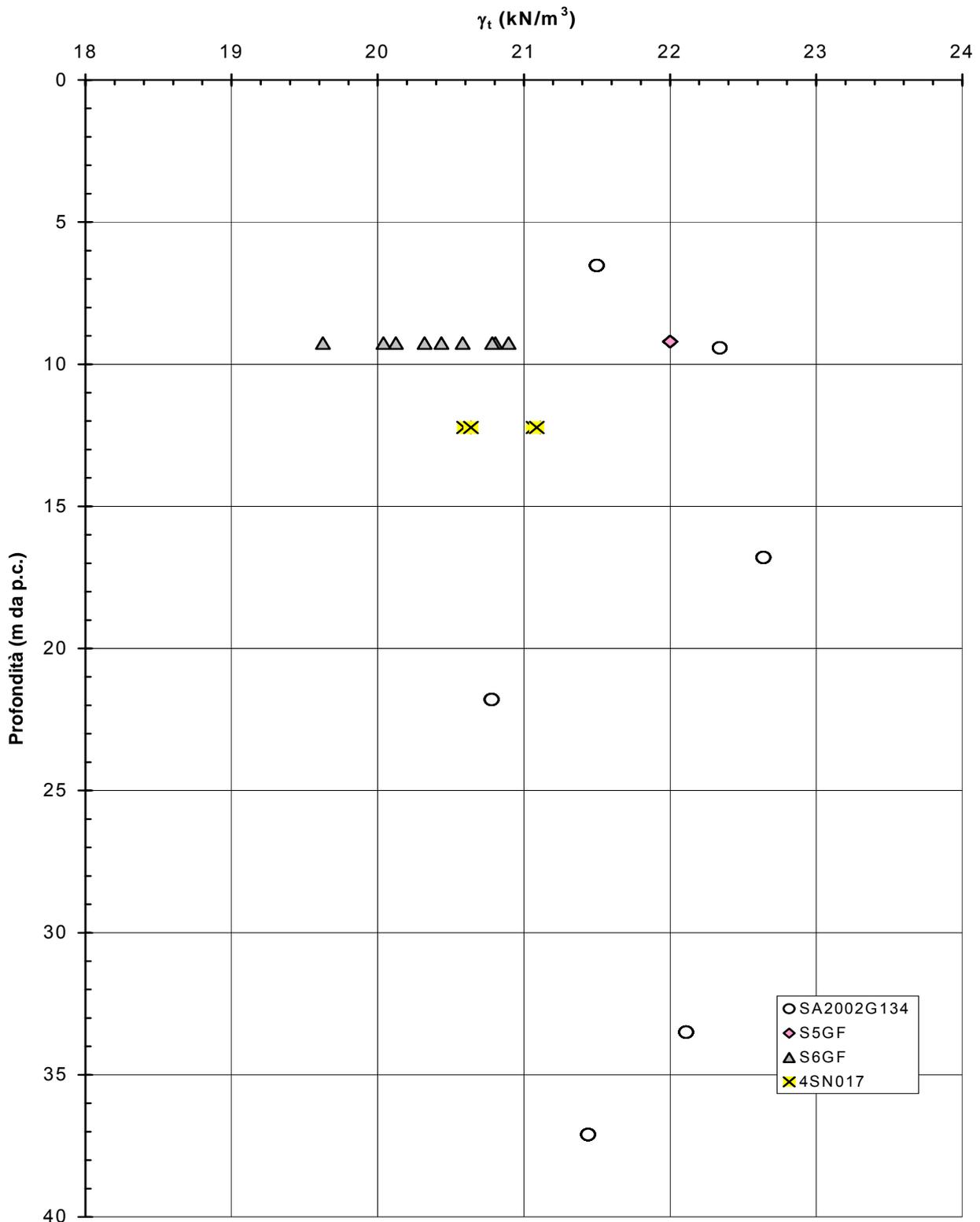


Figura 2.9.4

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Indice dei vuoti

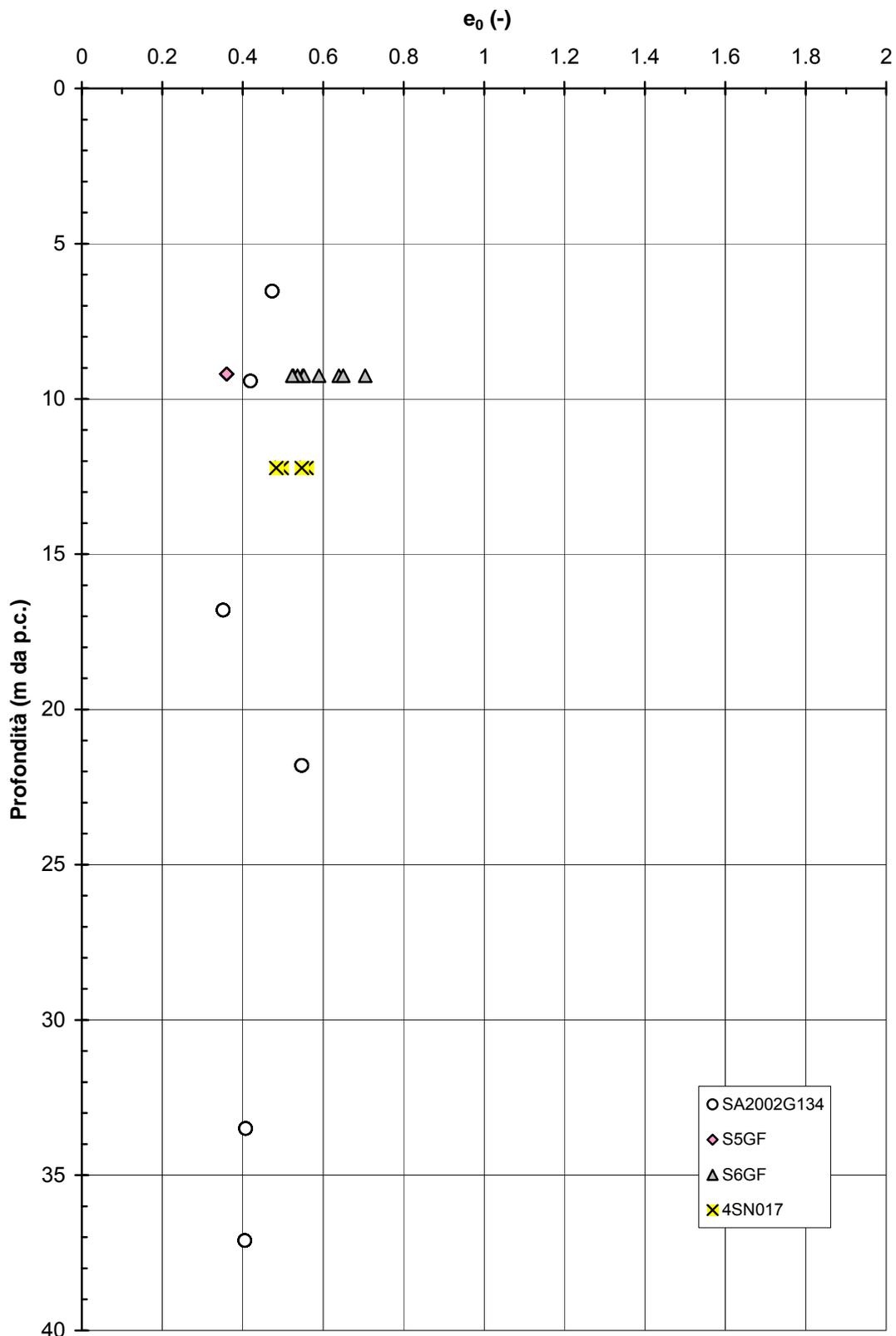


Figura 2.9.5

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Grado di saturazione

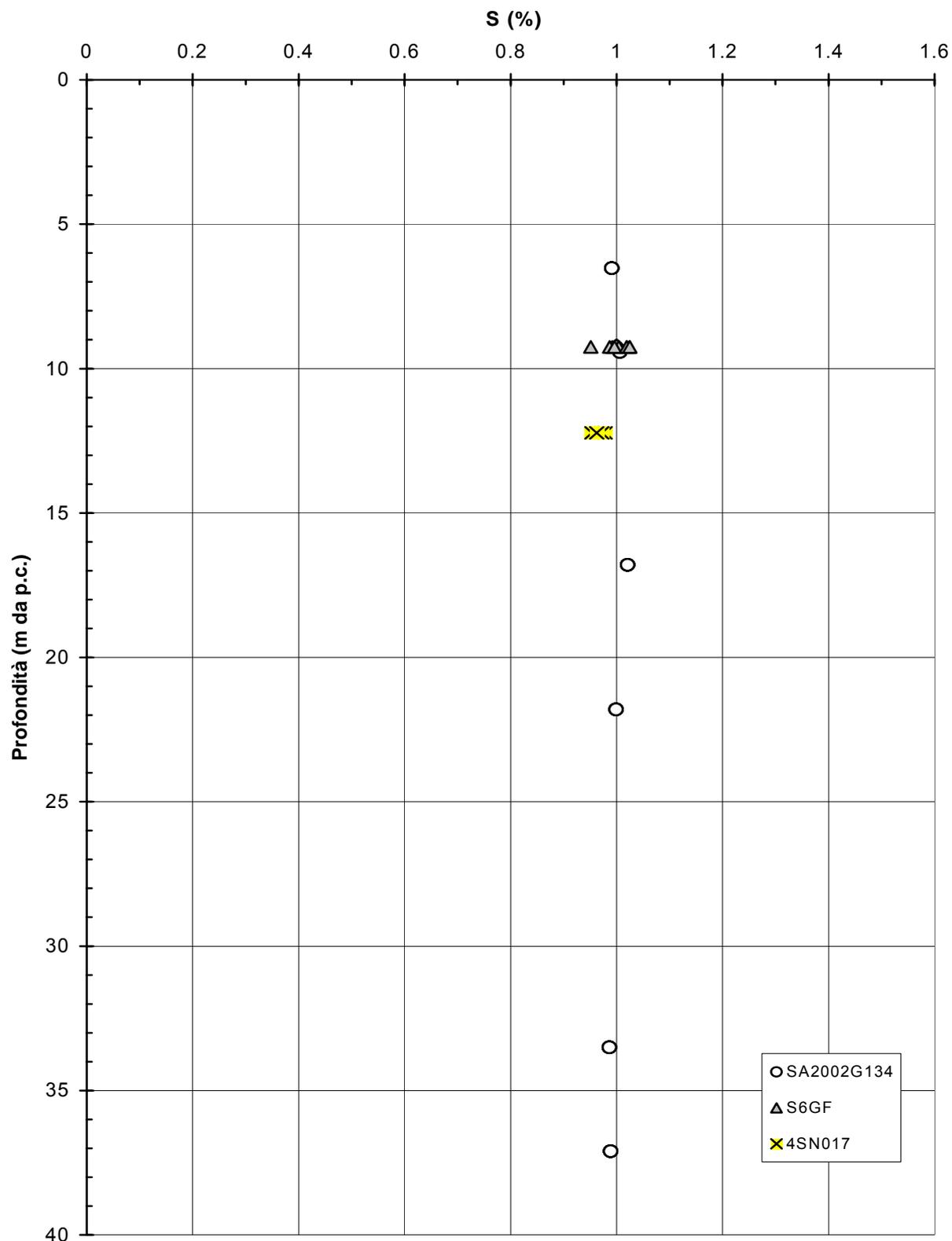


Figura 2.9.6

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Coefficiente di permeabilità

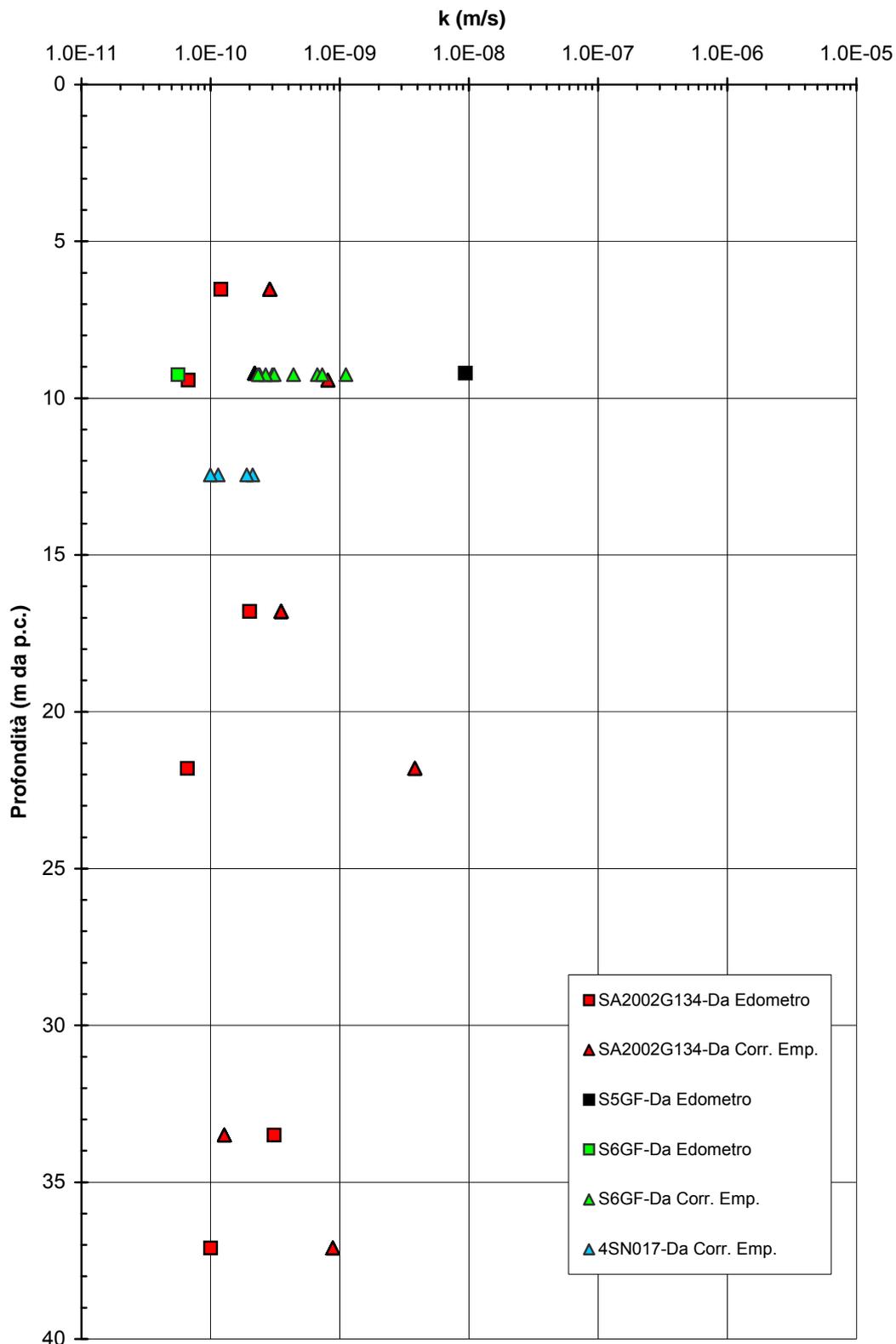


Figura 2.9.7

A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Indice di compressione

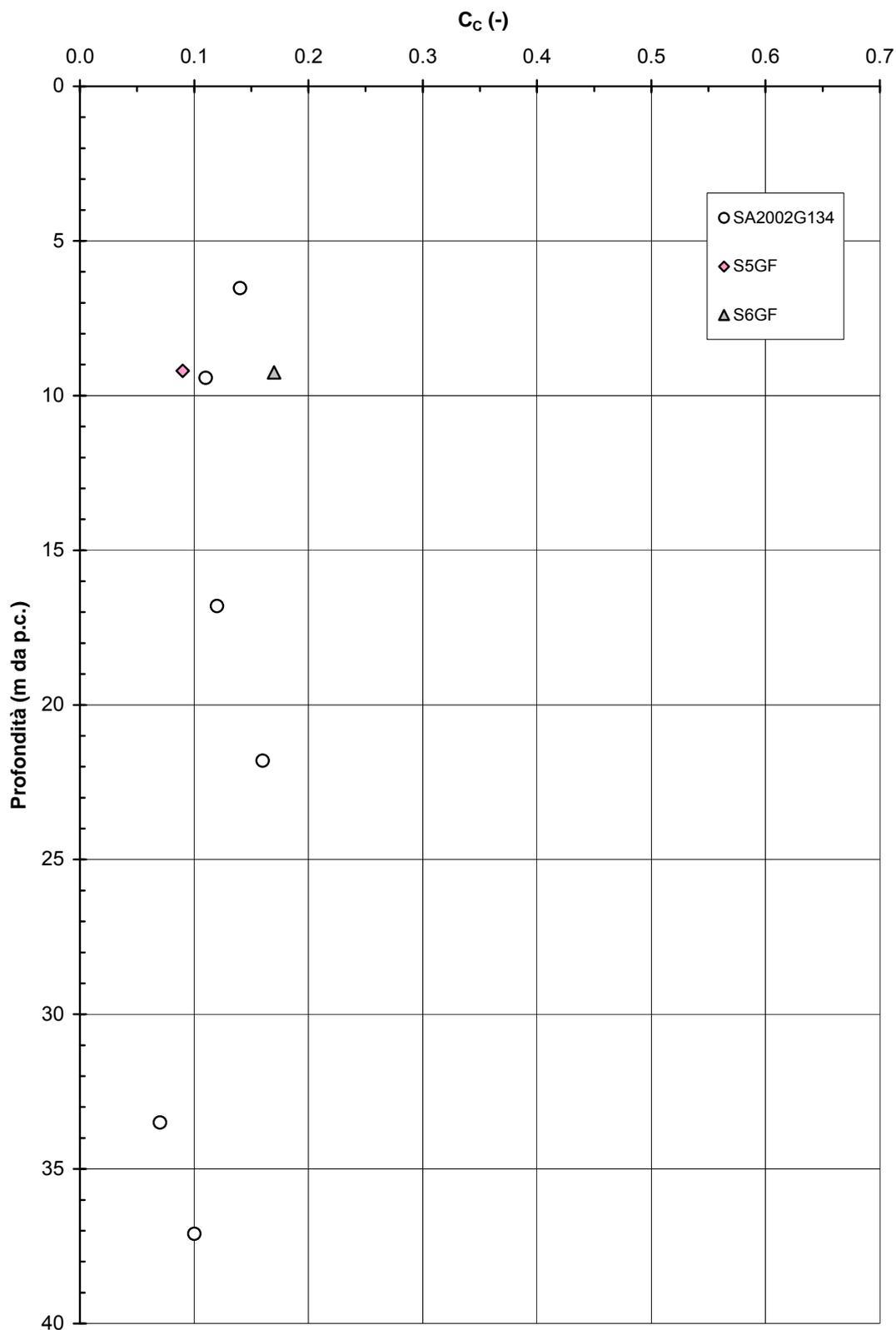


Figura 2.9.8

**A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Rapporto tra gli Indici di ricompressione (C_R) e compressione (C_C)**

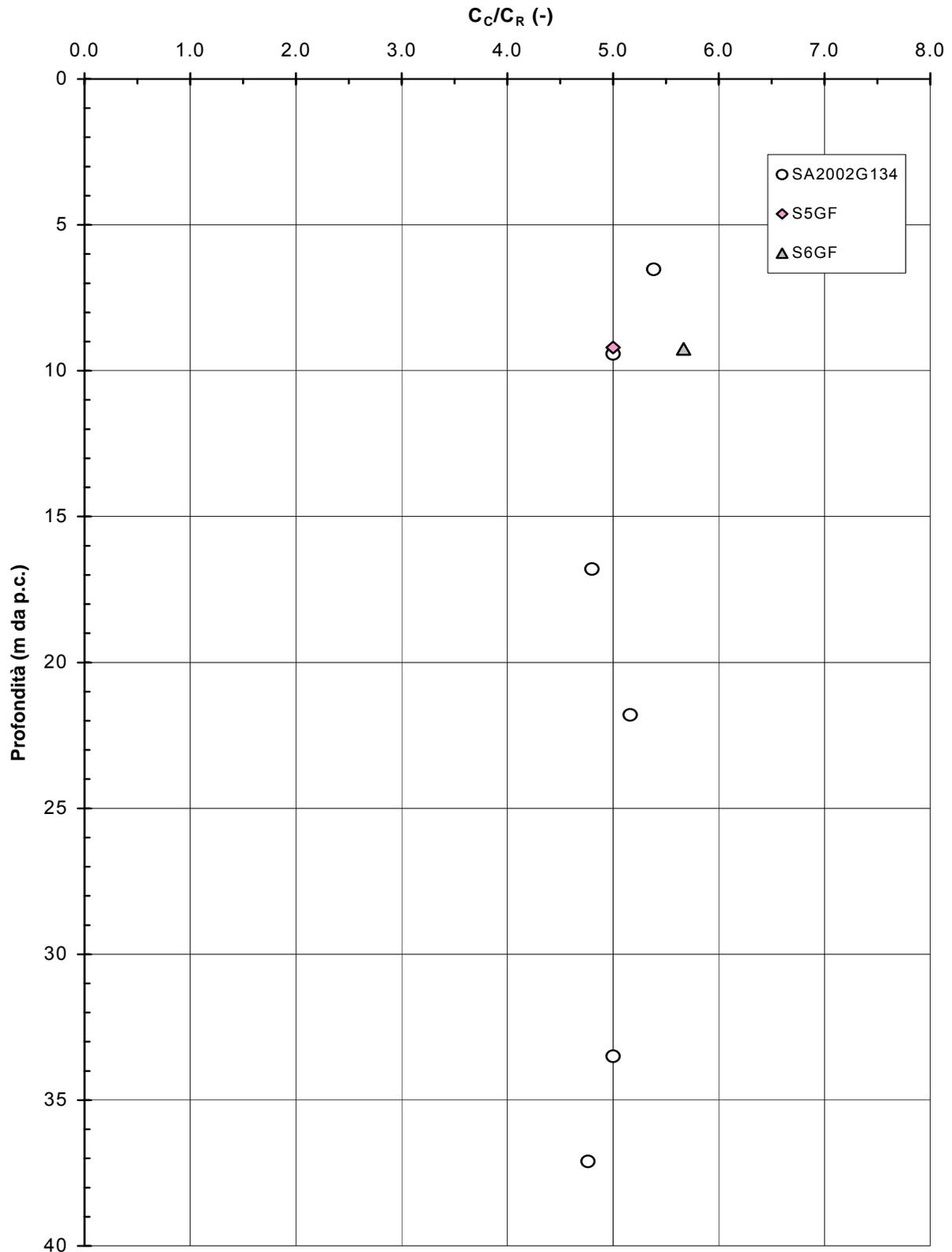


Figura 2.9.9

**A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Inviluppo di di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto**

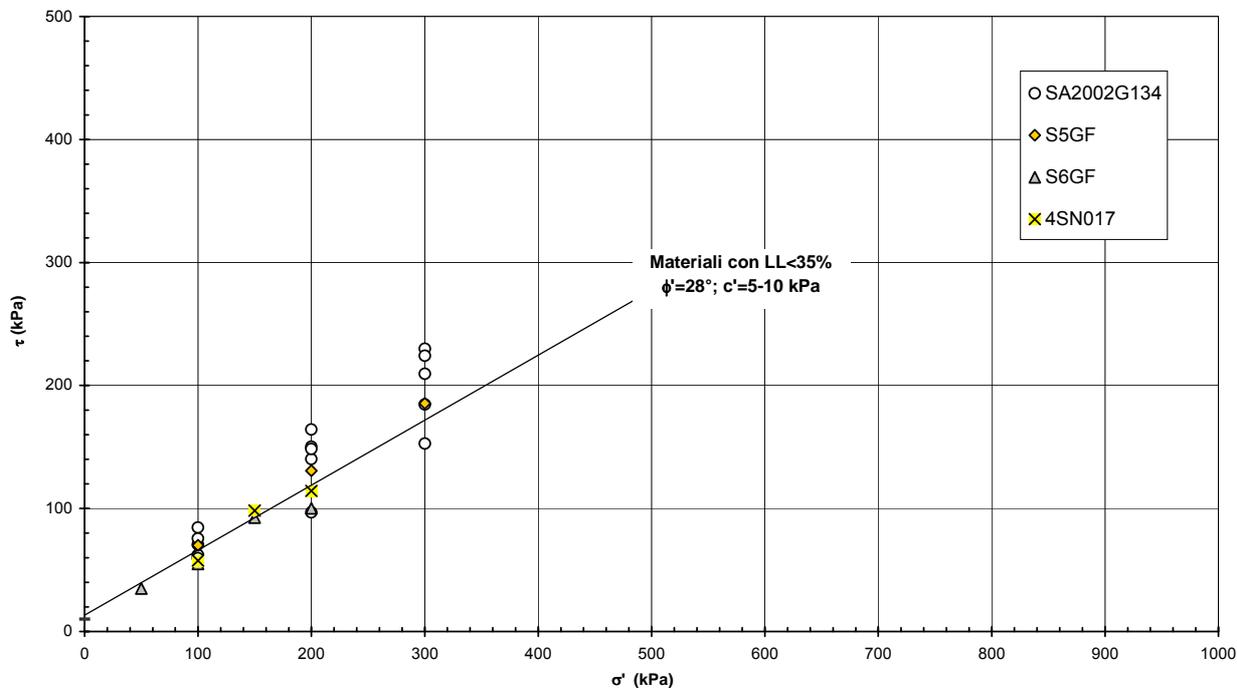


Figura 2.9.10

**A.C. Milano-Verona: Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Inviluppo di resistenza da prove TX-CIU**

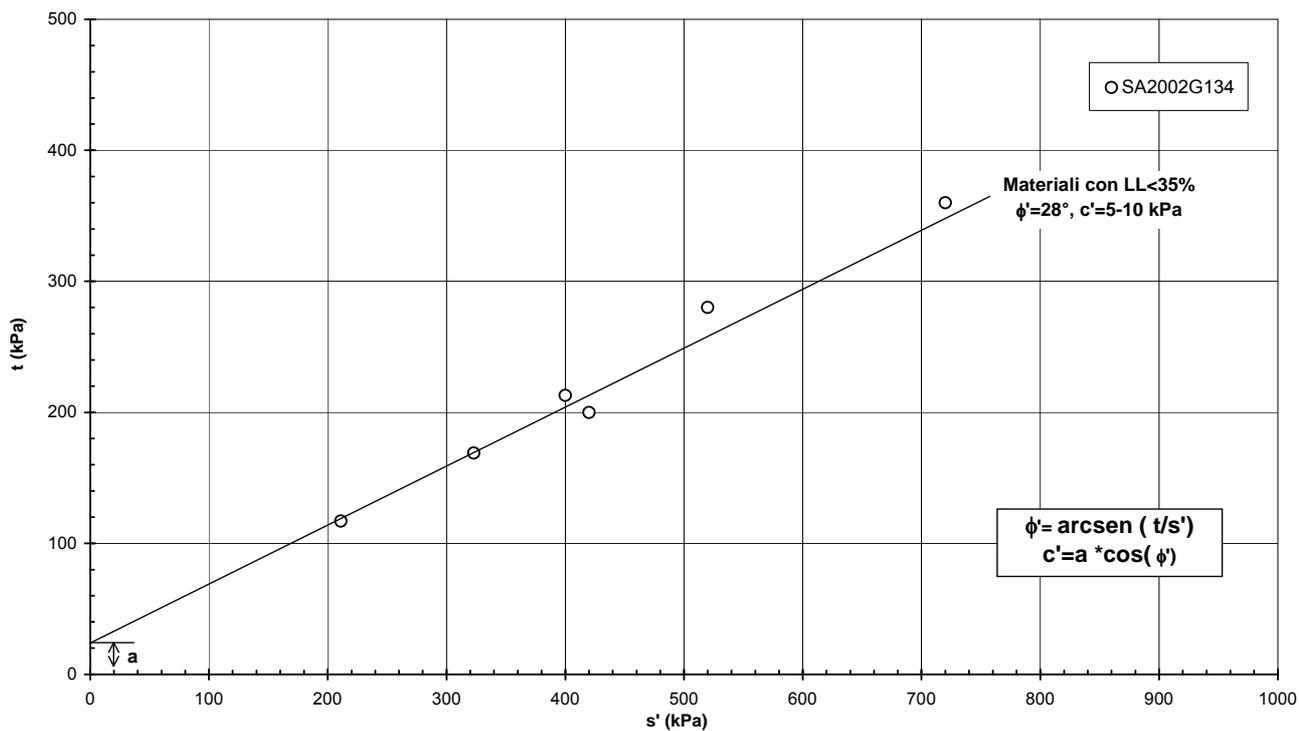


Figura 2.9.11

Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Numero colpi N_{SPT}

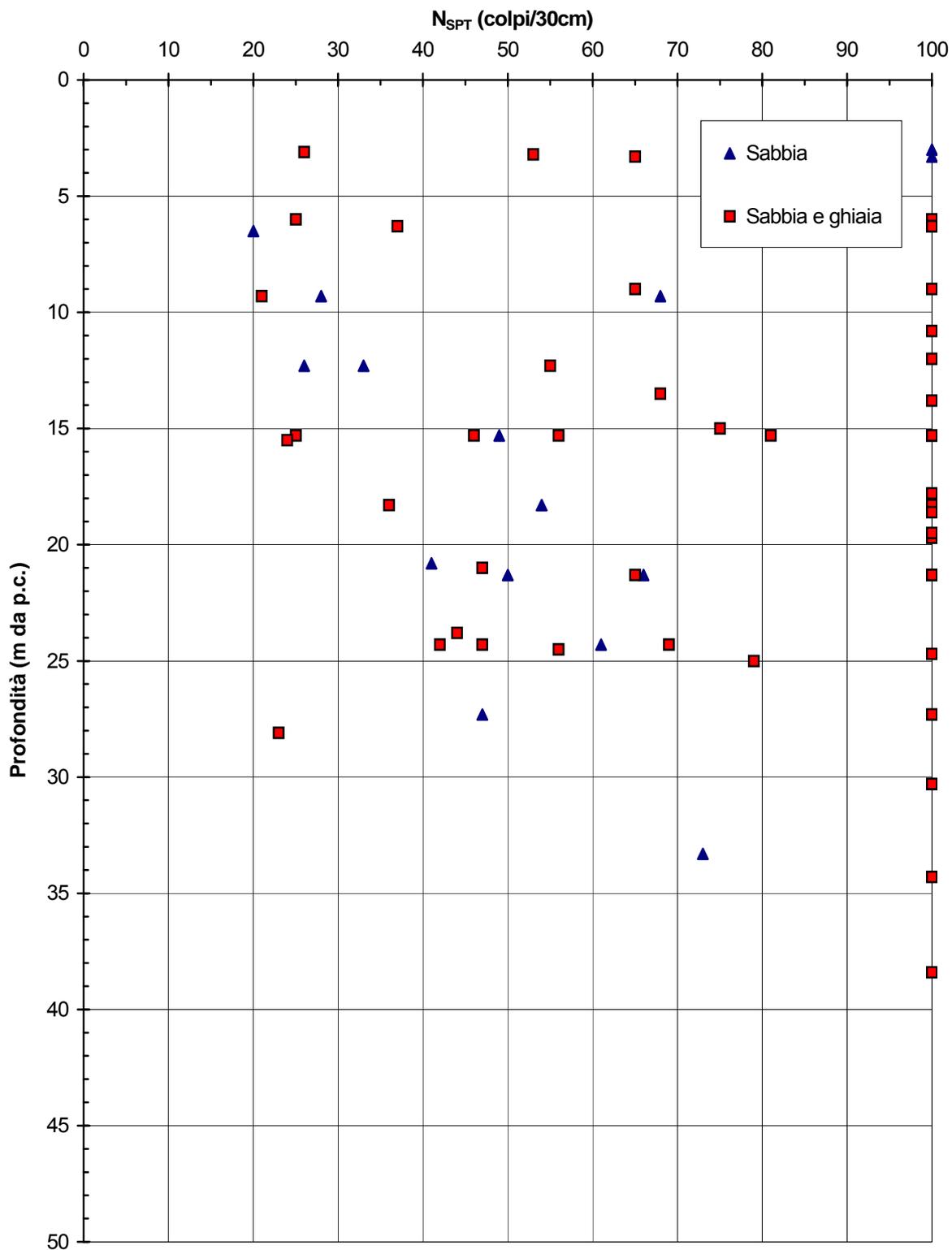


Figura 2.9.12 a

Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Numero colpi N_{SPT}

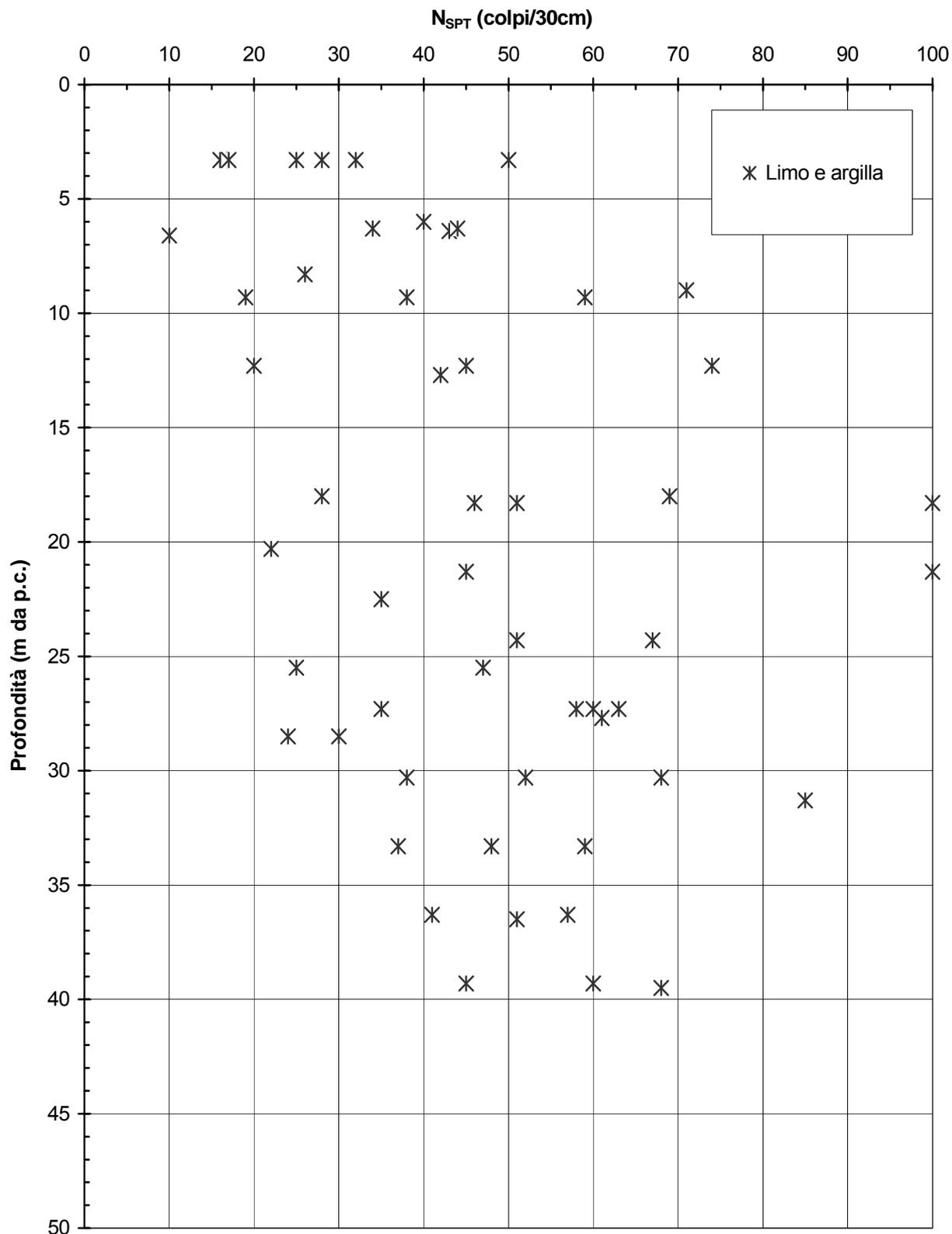


Figura 2.9.12 b

Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Densità relativa

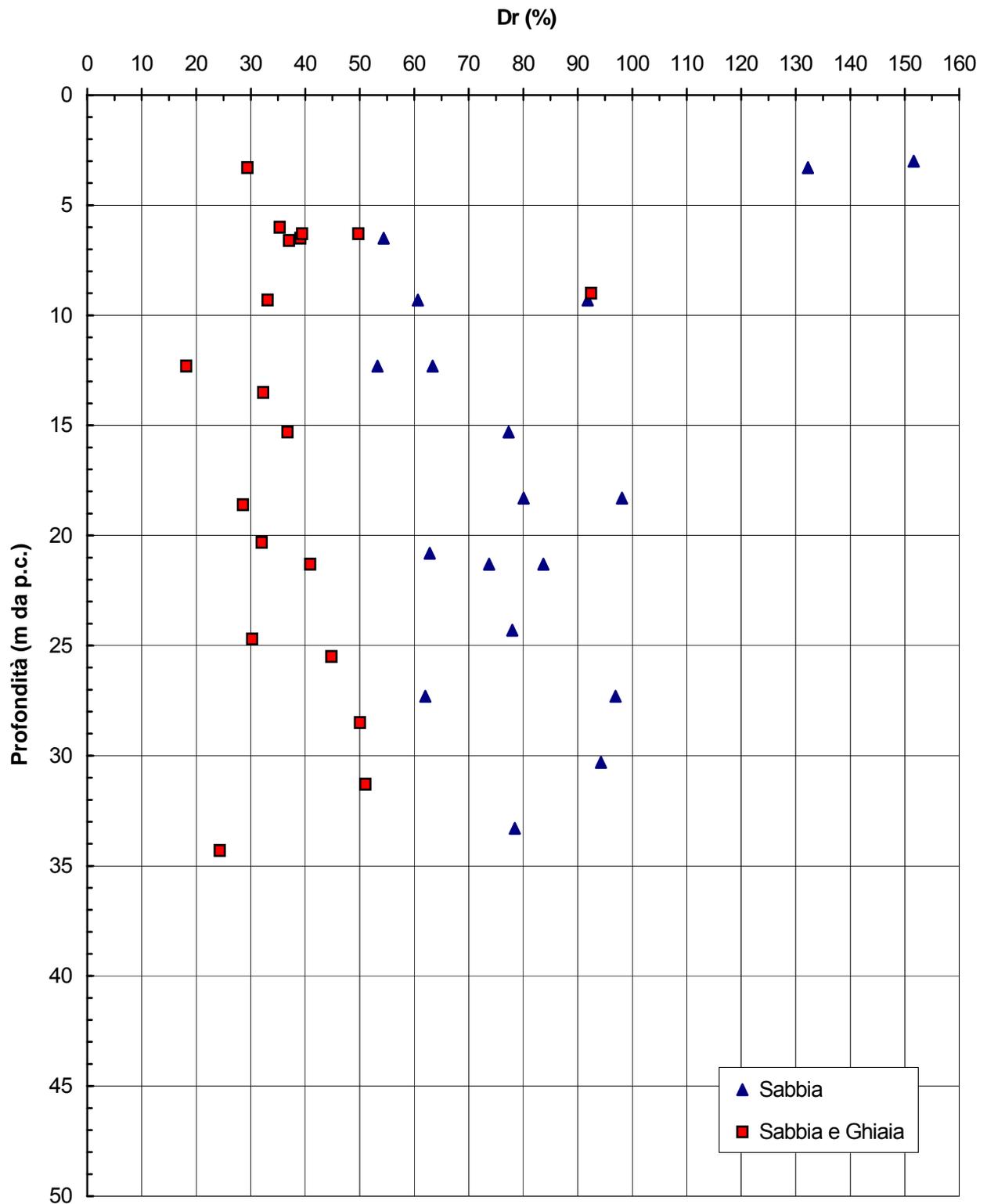


Figura 2.9.13

Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Angolo di attrito (Bolton, 1986)

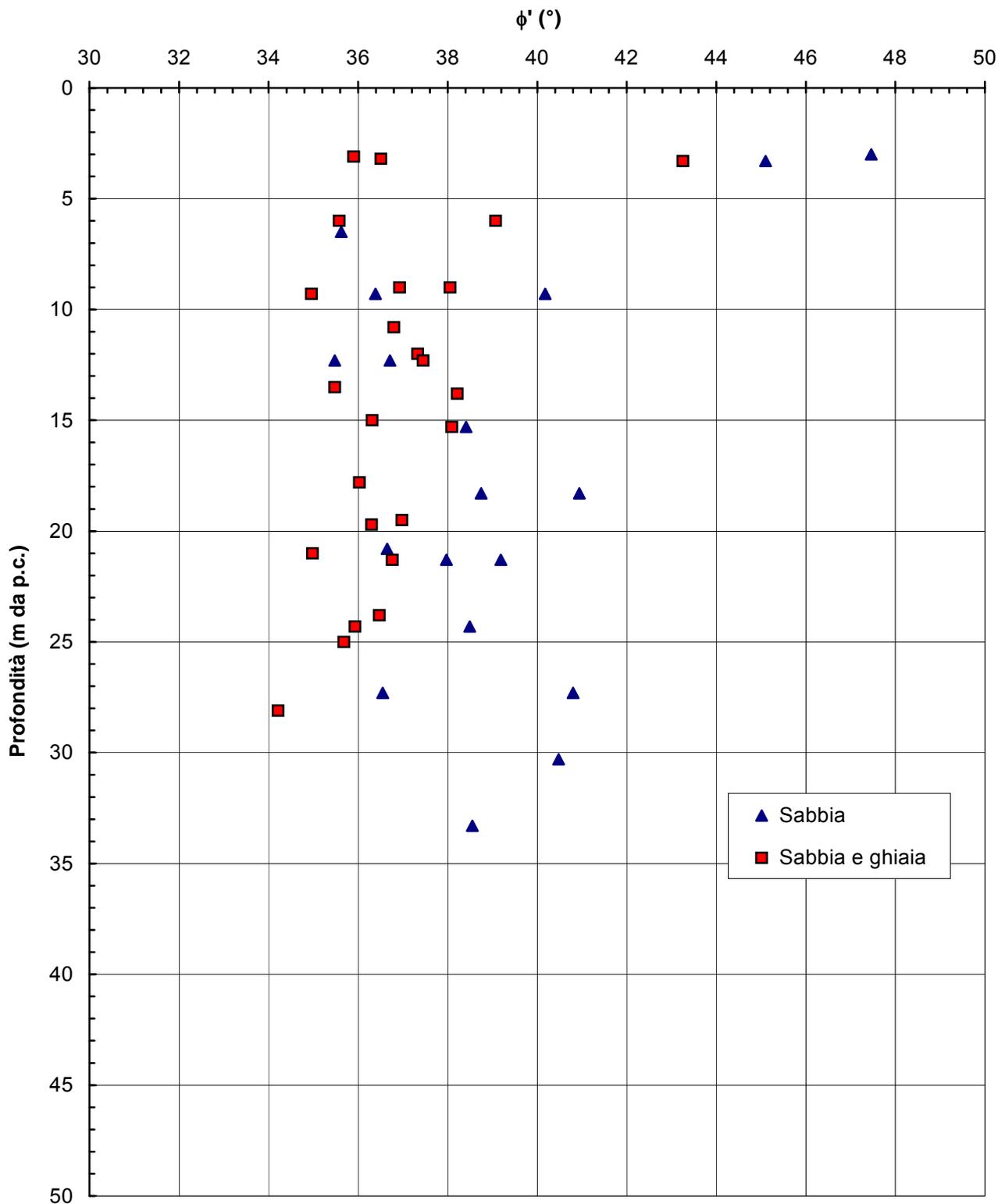


Figura 2.9.14

**Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Velocità onde di taglio (Ohta & Goto, 1978)**

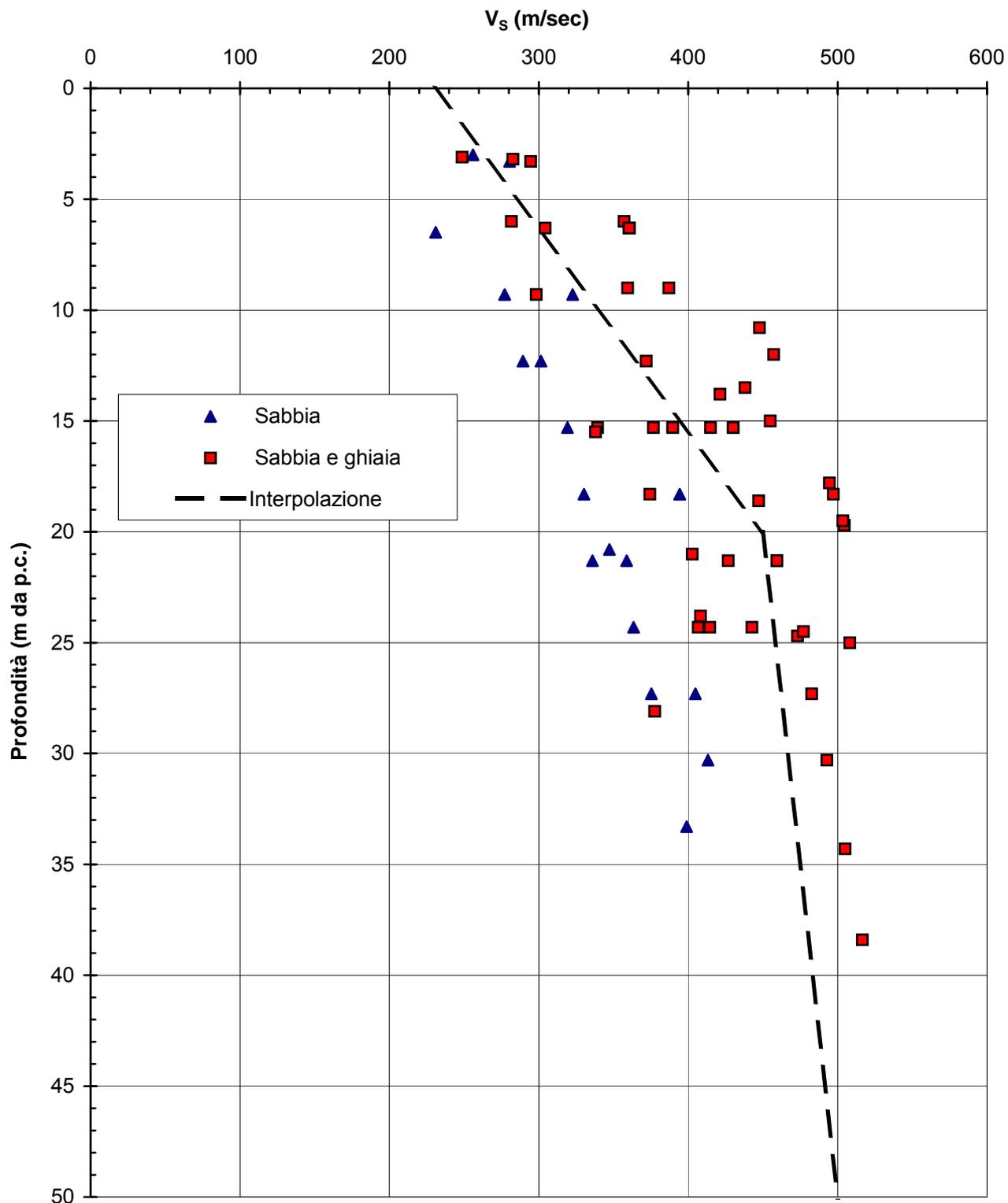


Figura 2.9.15

**Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Modulo G_0 iniziale (Ohta & Goto, 1978)**

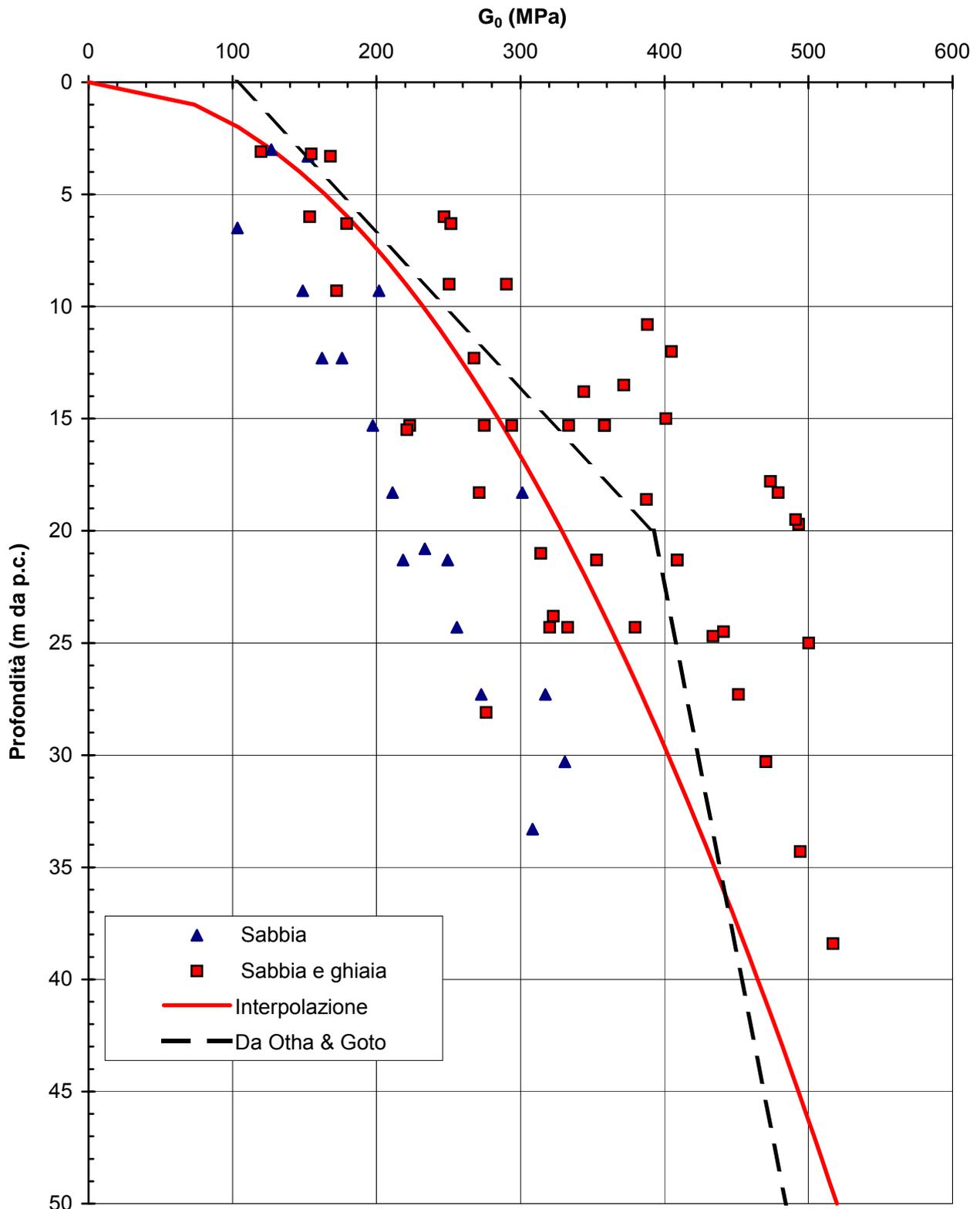


Figura 2.9.16

**Linea A.C. Milano -Verona - G.A. Madonna del Frassino e Mano di Ferro
Resistenza al taglio non drenata**

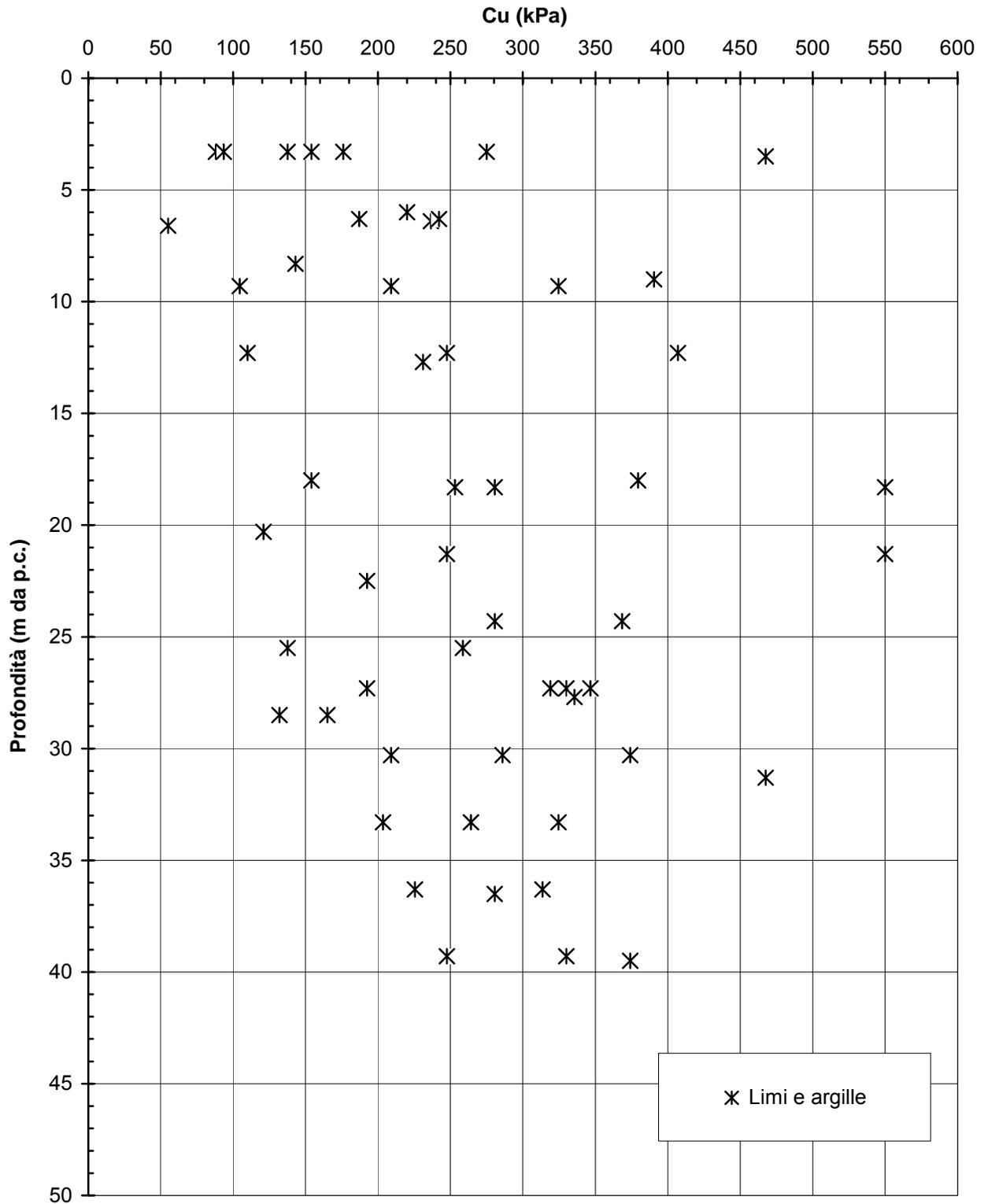
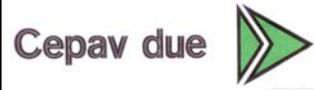


Figura 2.9.17

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
406 di 475

ALLEGATO 9

Figure relative al capitolo 2.10

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

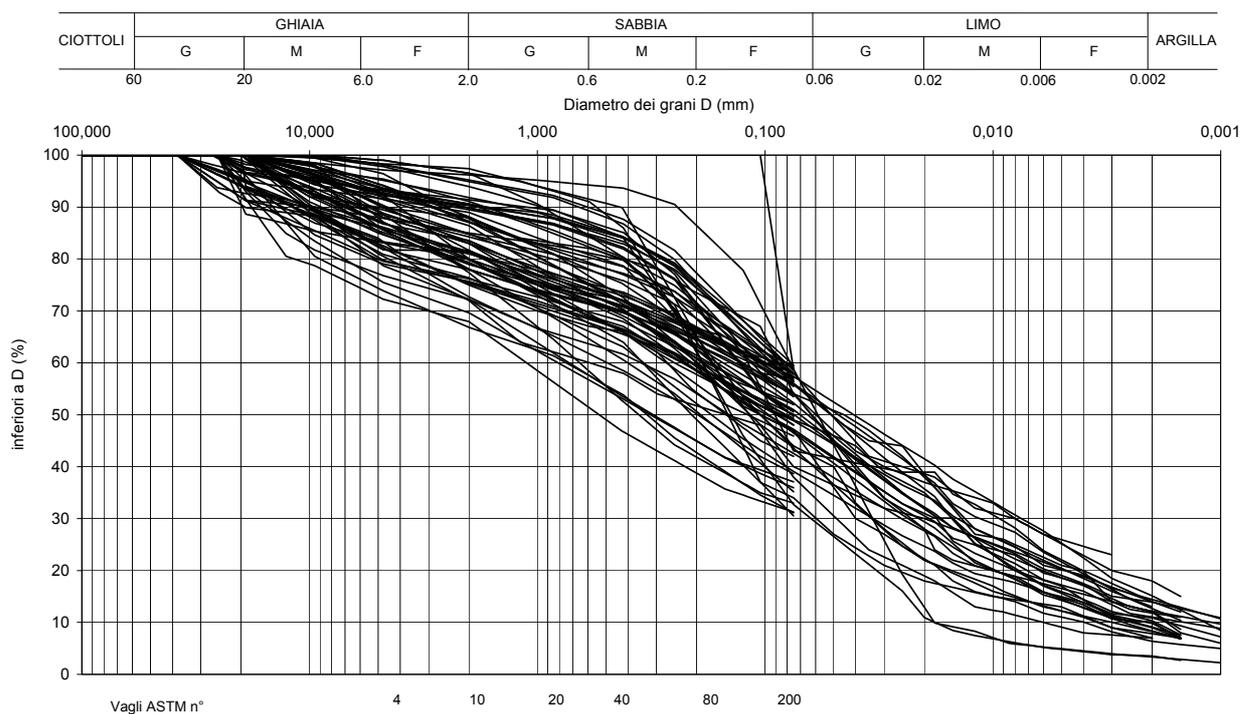


Figura 2.10. 1a

LIMI ARGILLOSI

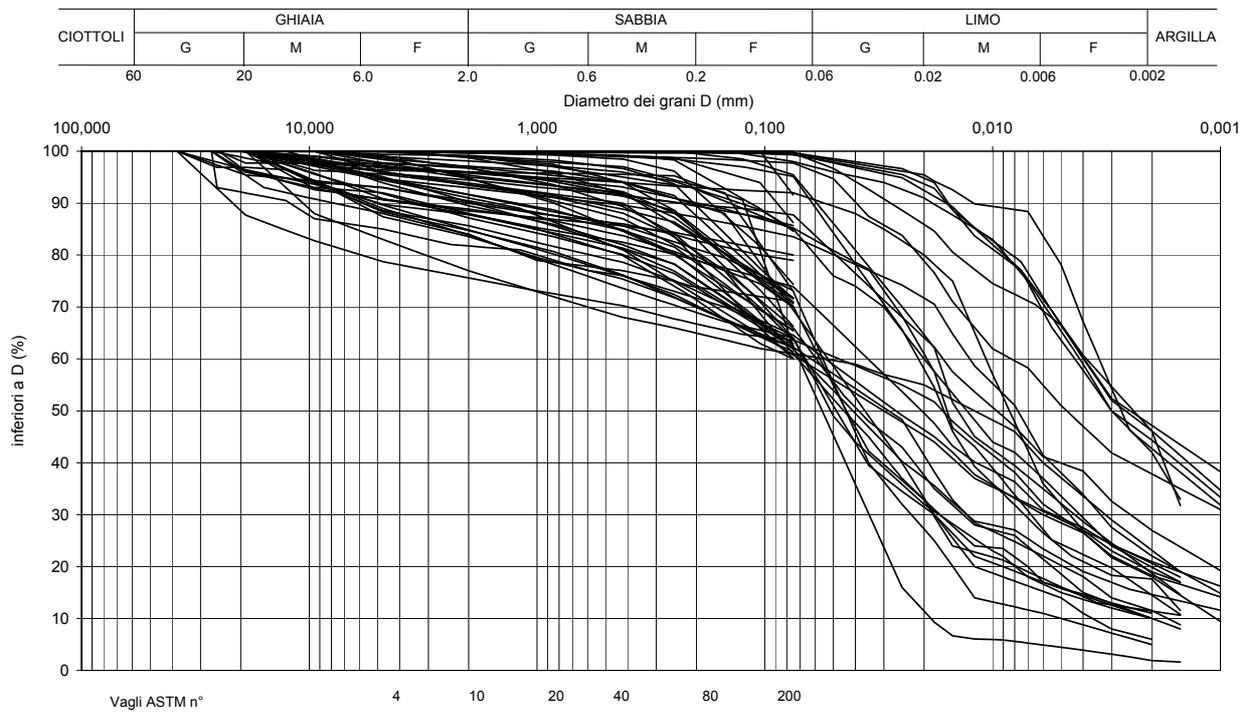


Figura 2.10. 1b

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Numero colpi N_{SPT}

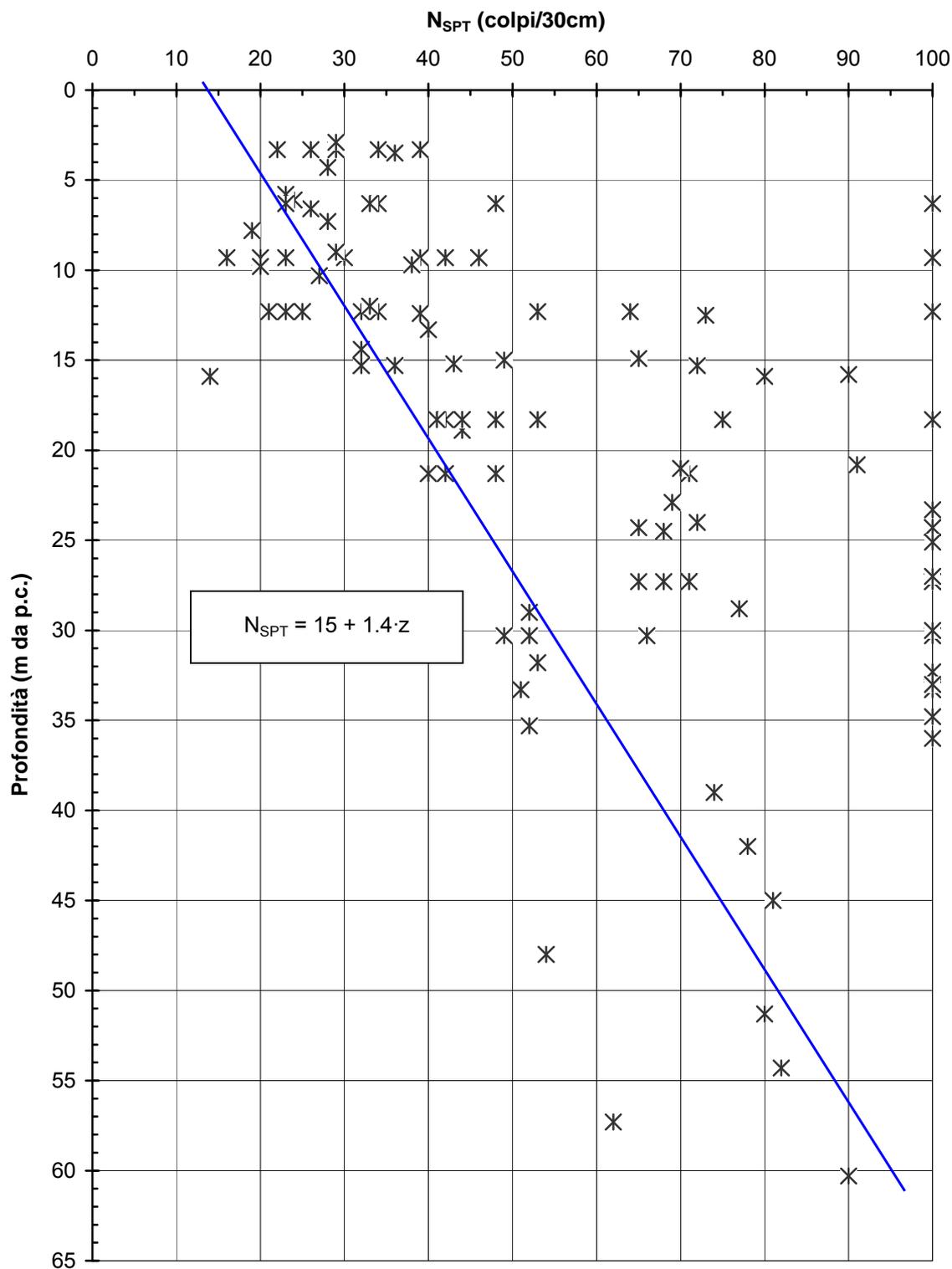
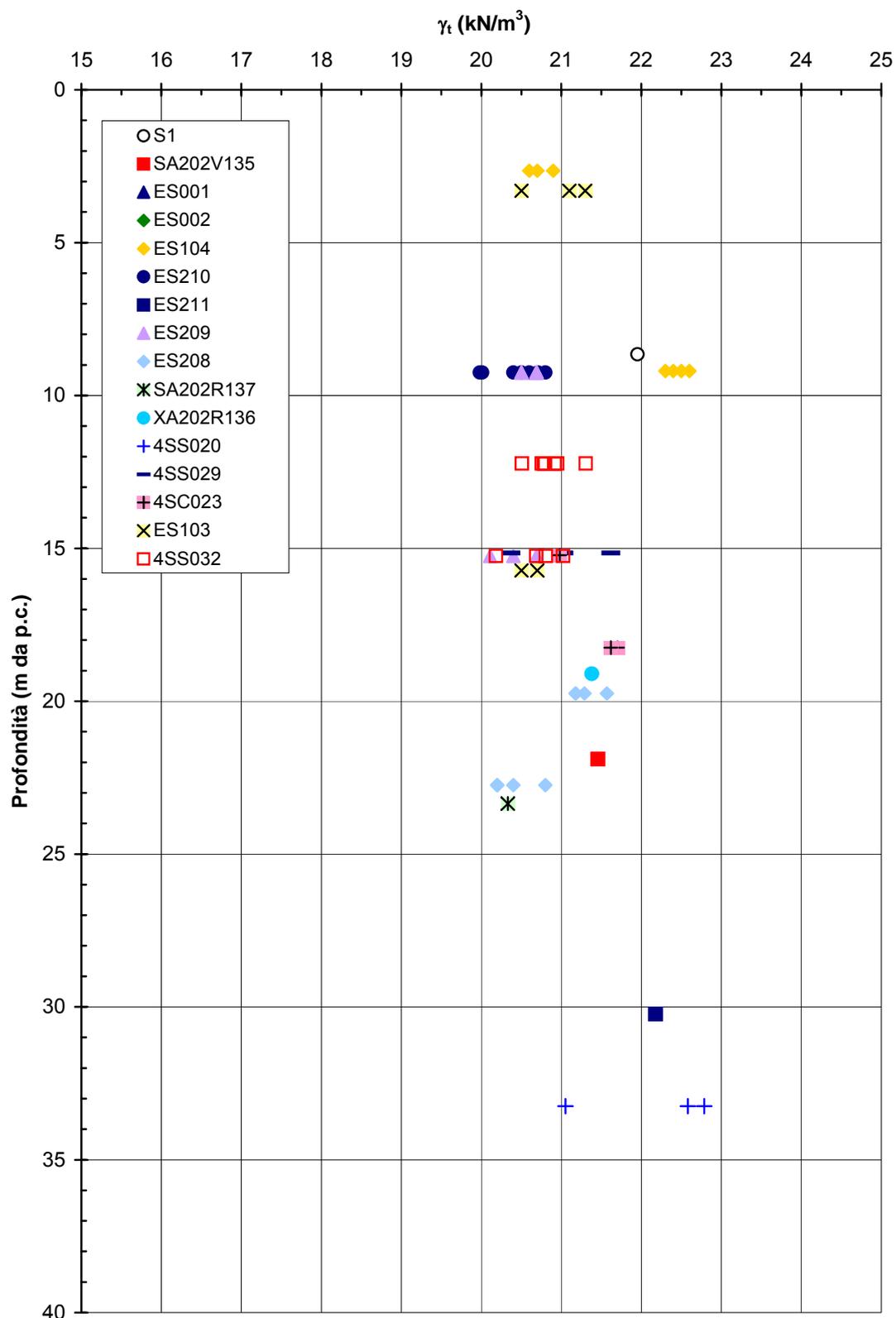


Figura 2.10. 2

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Peso di volume naturale



A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Limite Liquido

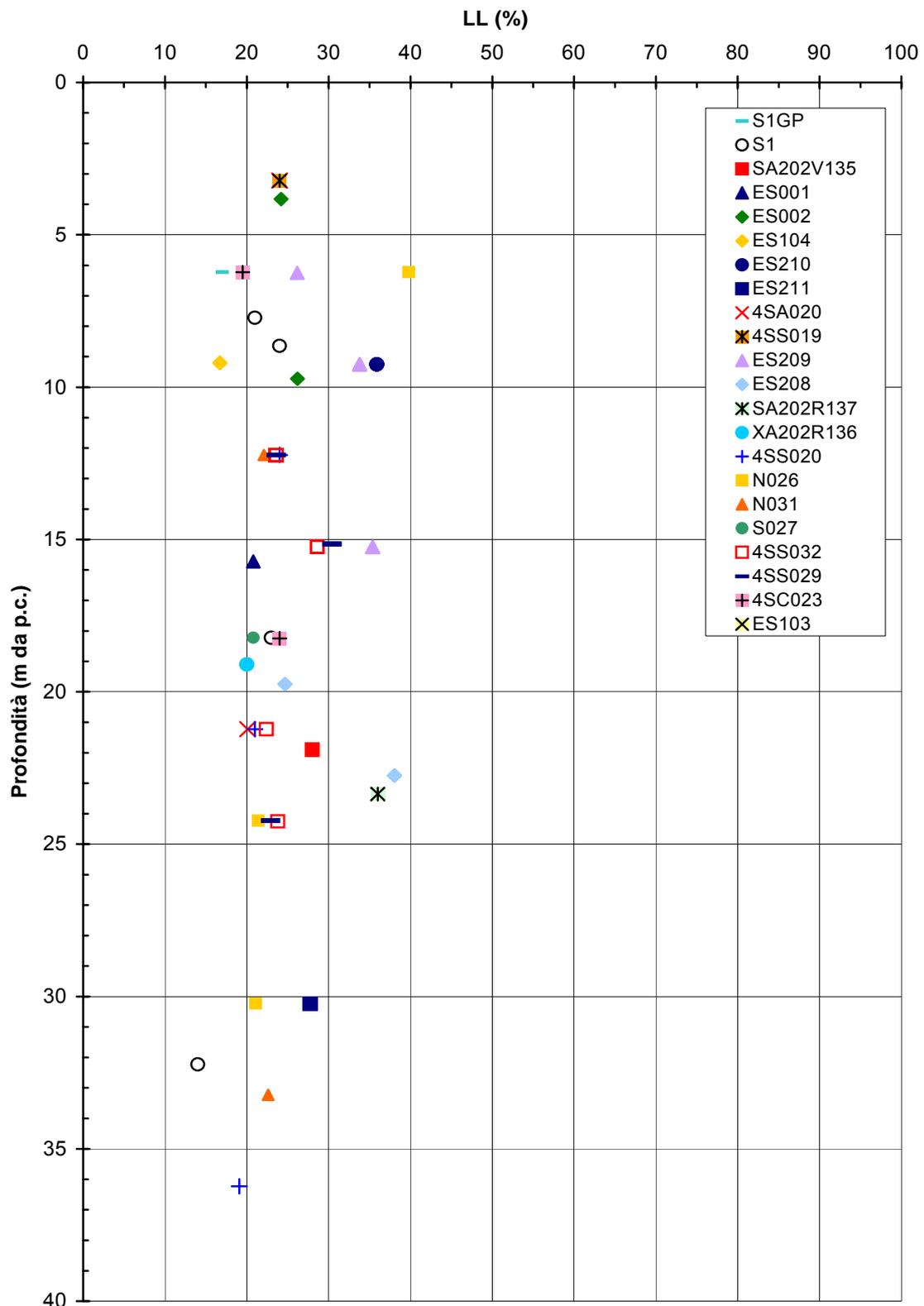


Figura 2.10. 4

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Indice dei vuoti

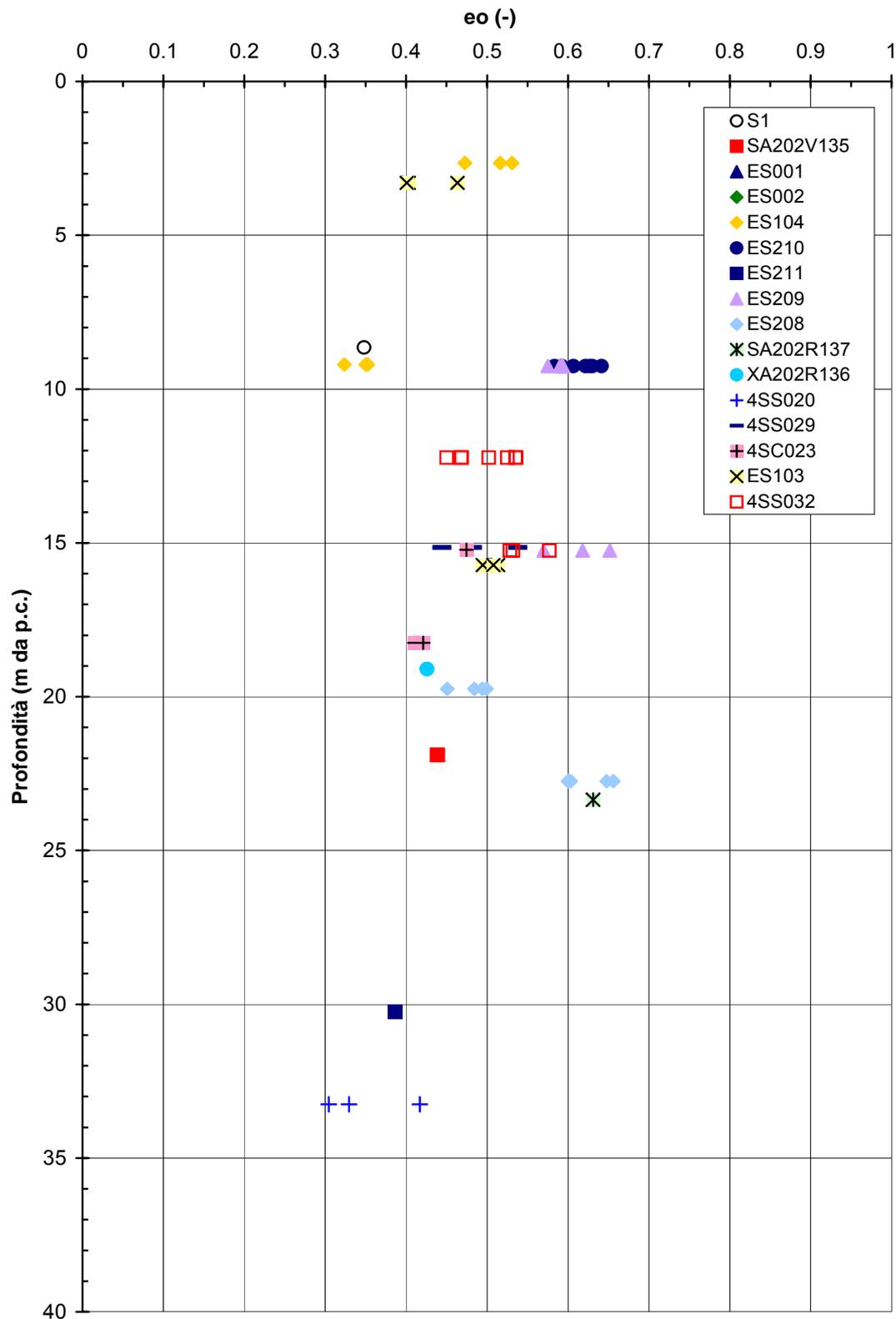


Figura 2.10. 5

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Linea di compressibilità intrinseca e stato iniziale in sito nel piano di Burland (1990)

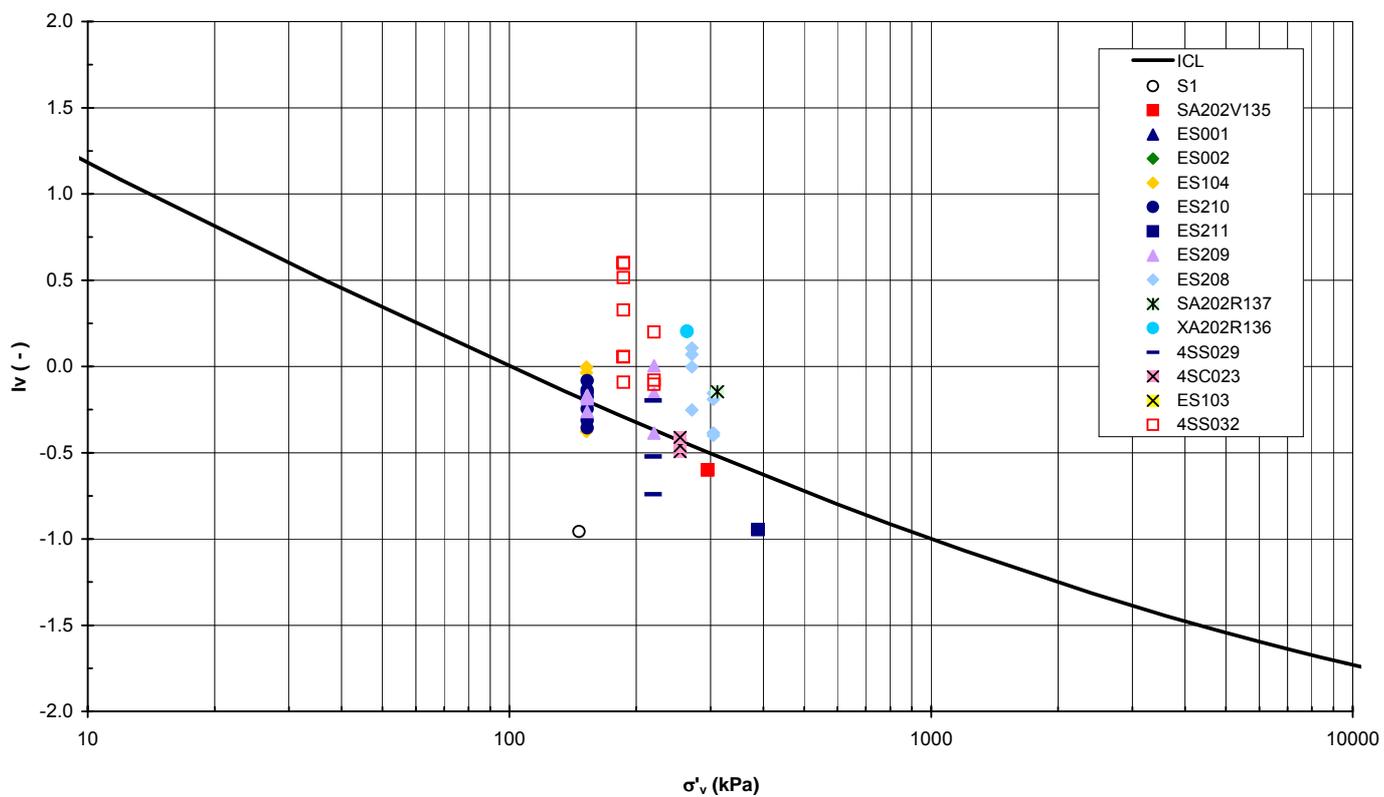


Figura 2.10. 6

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Coefficiente di permeabilità

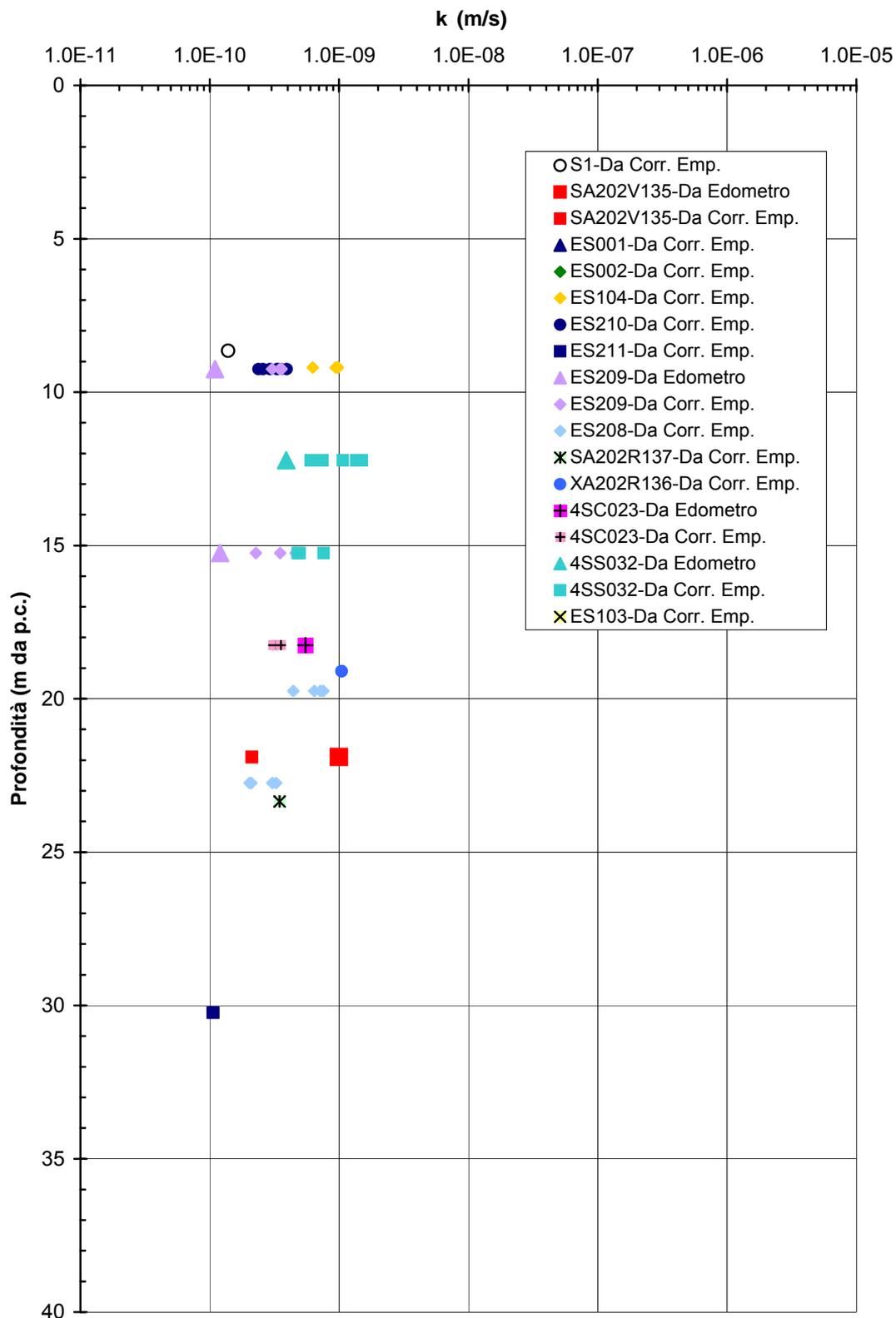


Figura 2.10. 7

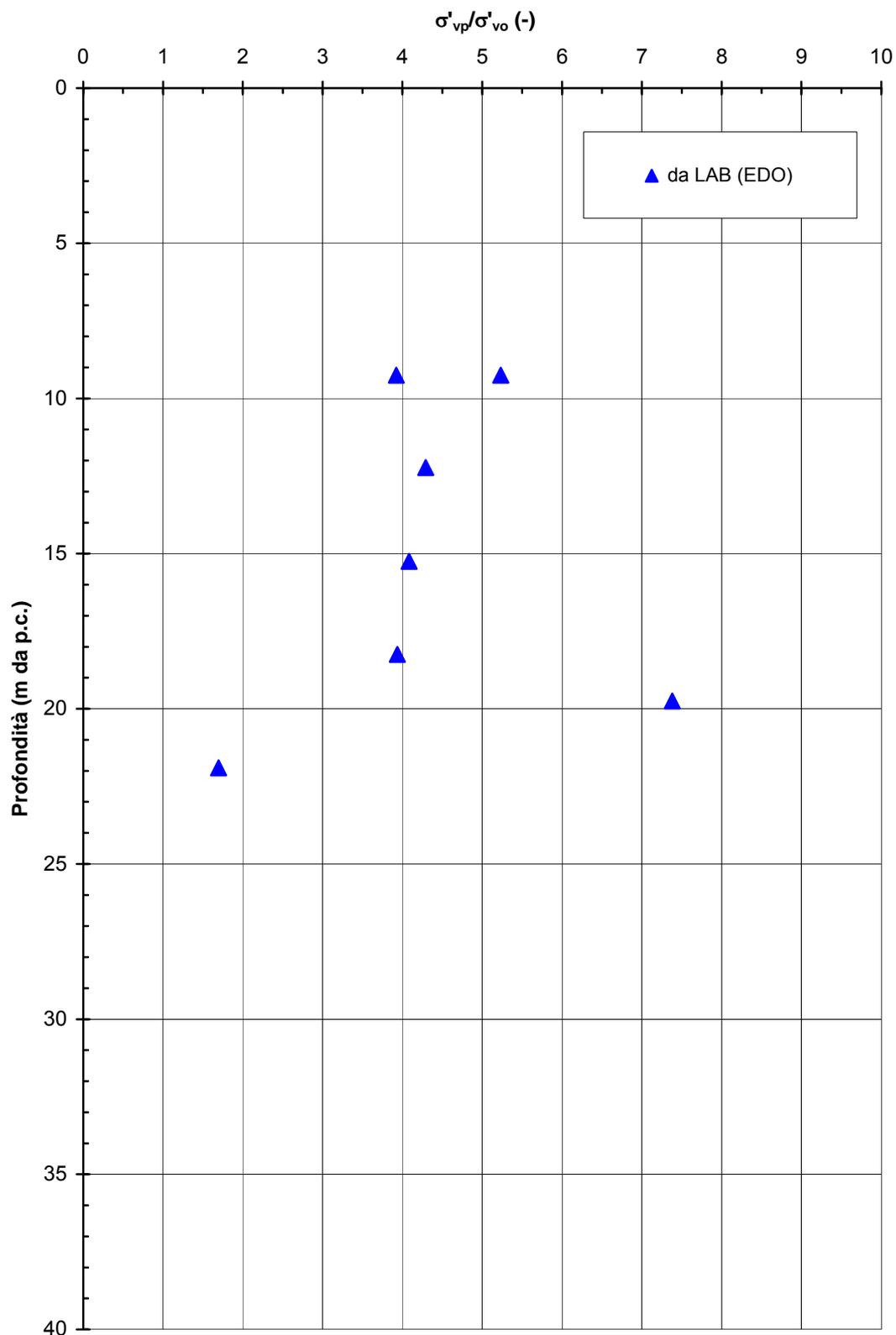
A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+00 a Km 130+100
Grado di preconsolidazione

Figura 2.10. 8

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Indice di compressione

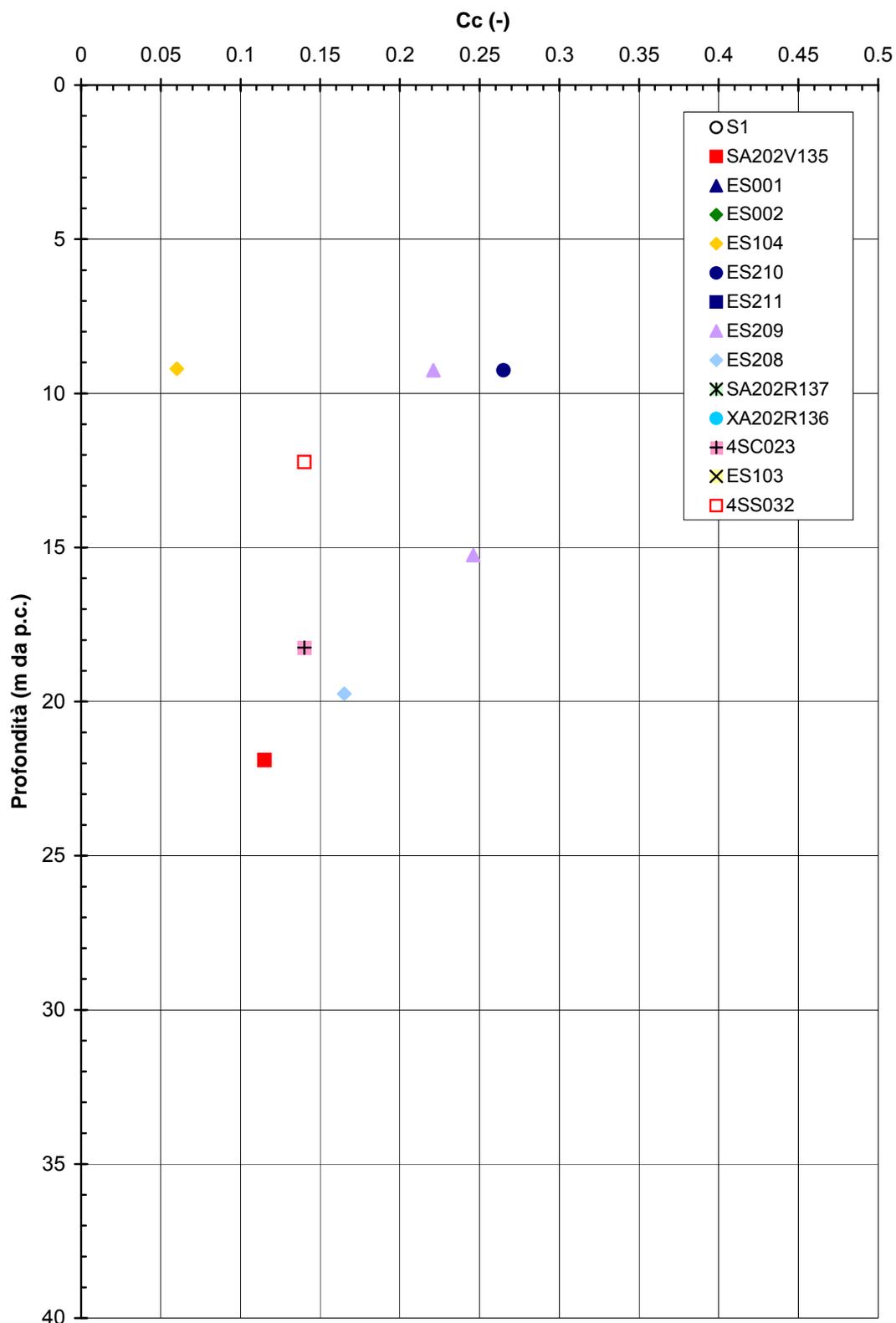


Figura 2.10. 9

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Rapporto tra gli Indici di ricomprensione (C_R) e compressione (C_C)

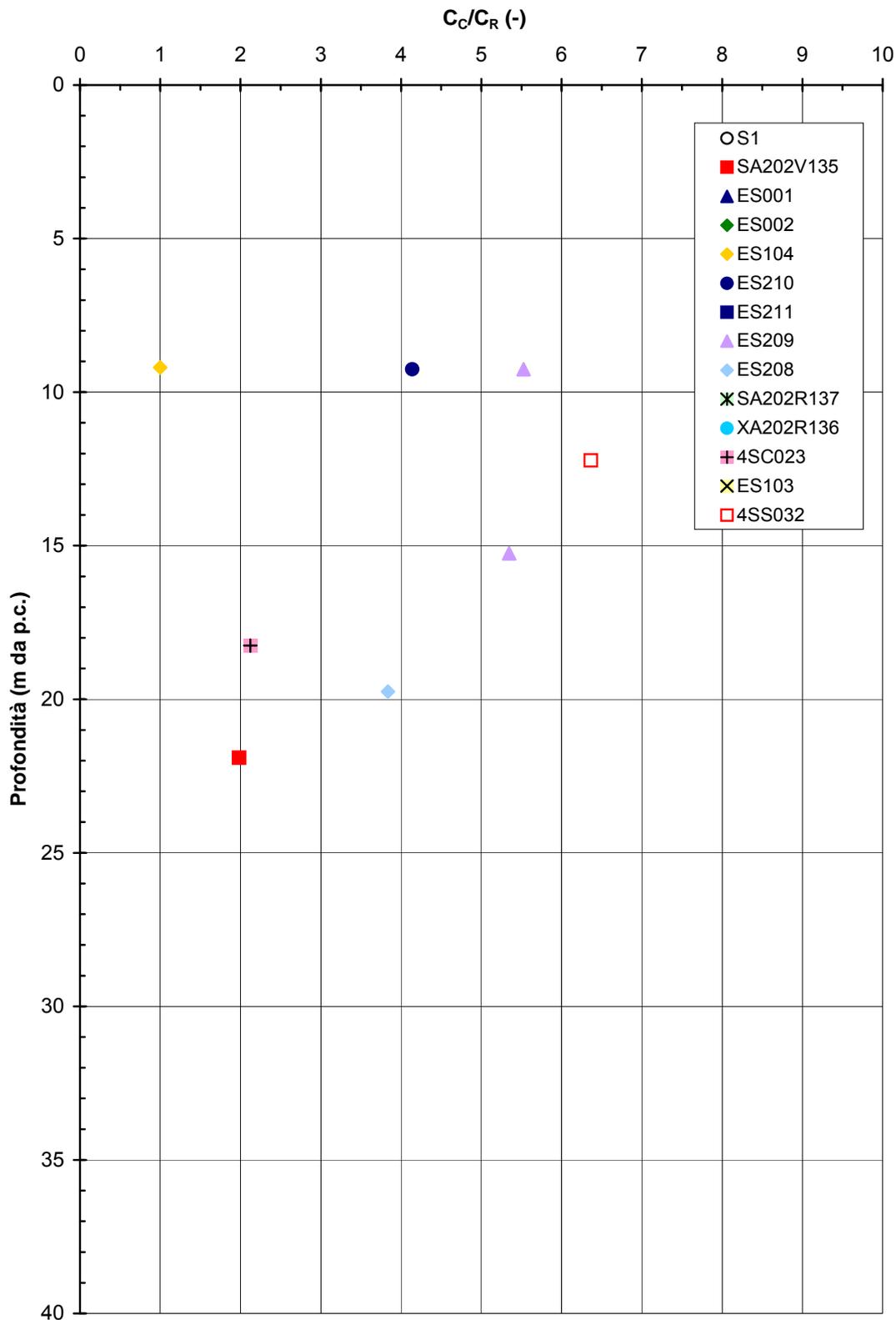


Figura 2.10. 10

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+00 a Km 130+100
Resistenza al taglio in condizioni non drenate

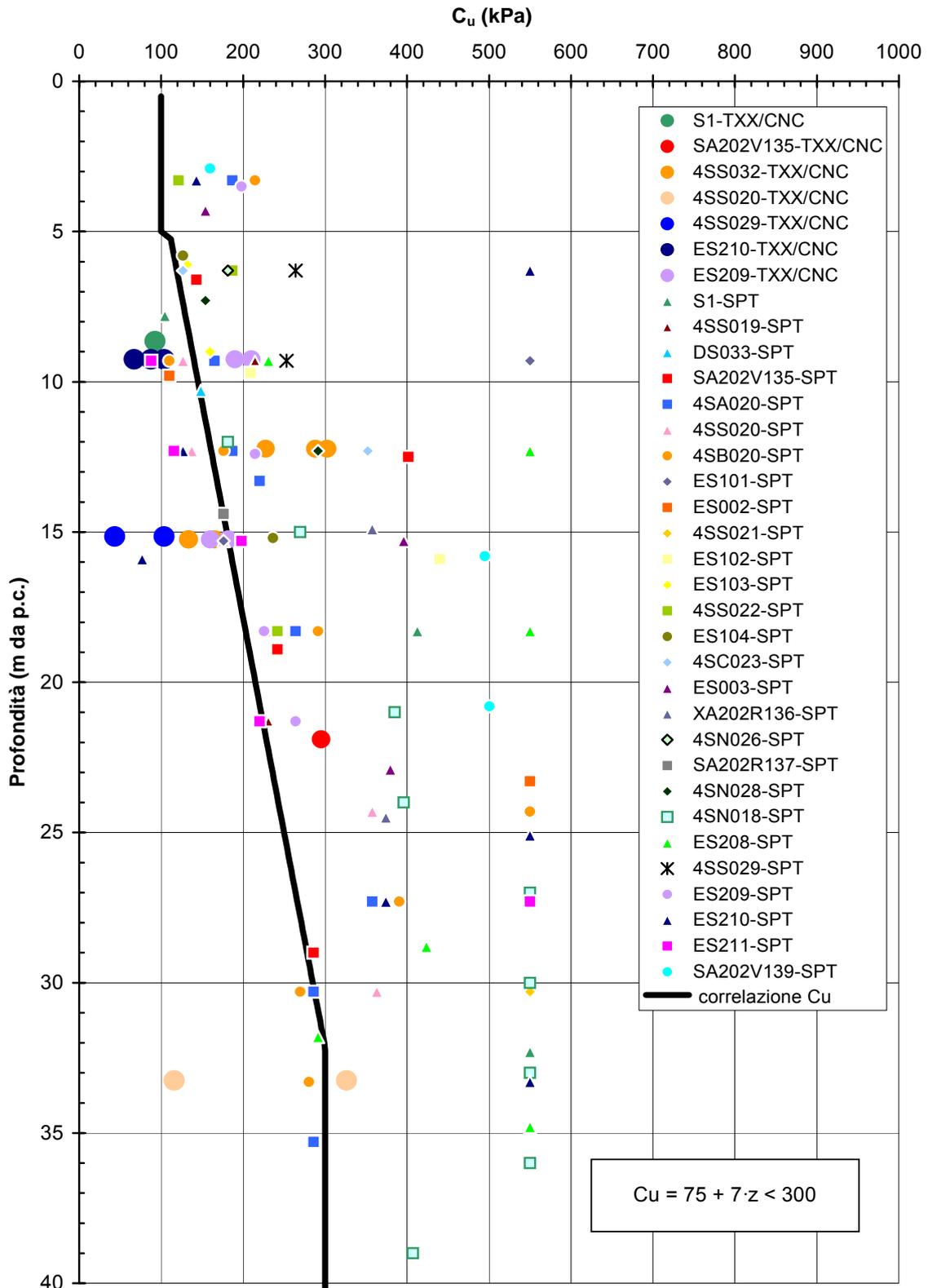


Figura 2.10. 11

A.C. Milano-Verona : Tratta da Km 124+000 a Km 130+100
Inviluppo di di resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

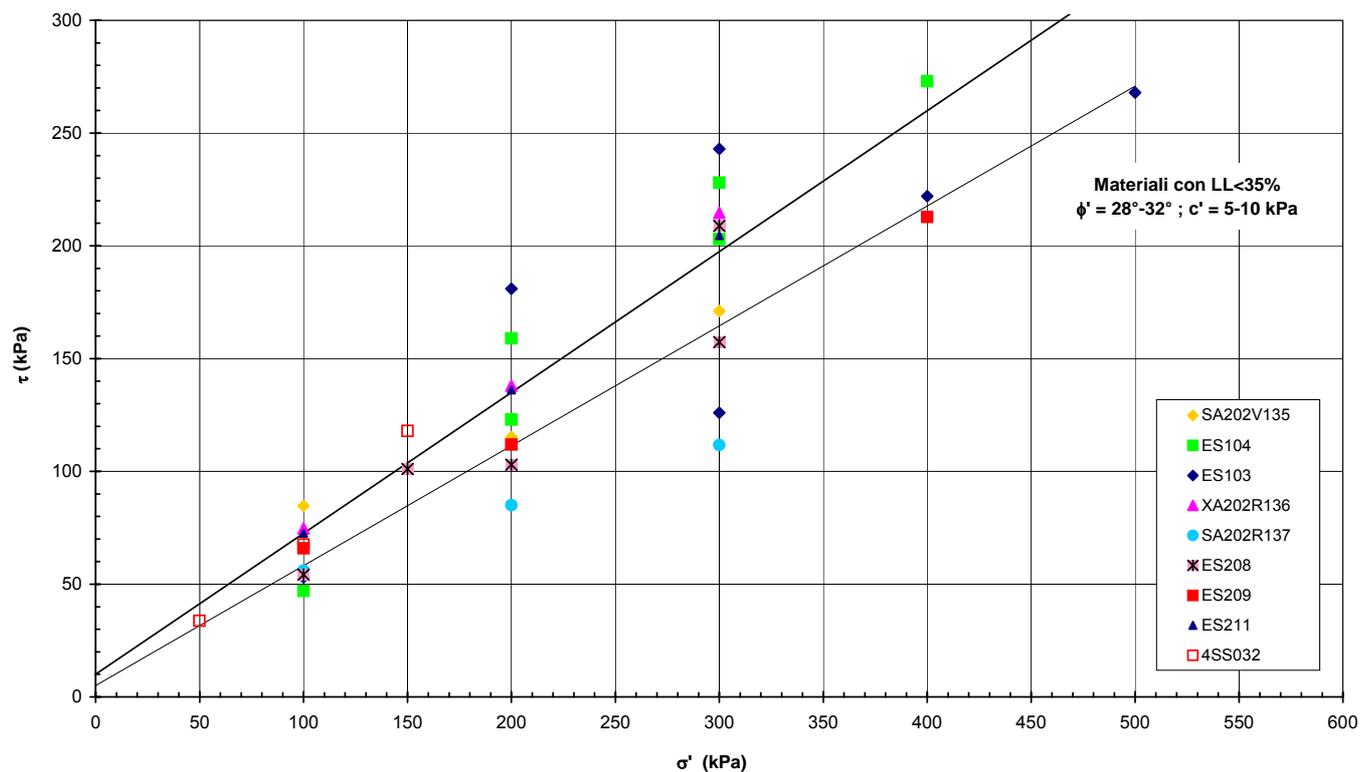
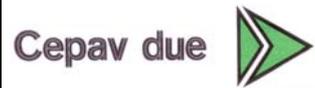


Figura 2.10. 12

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
420 di 475

ALLEGATO 10

Figure relative al capitolo 2.12

GHIAIE CON SABBIE DEBOLMENTE LIMOSE

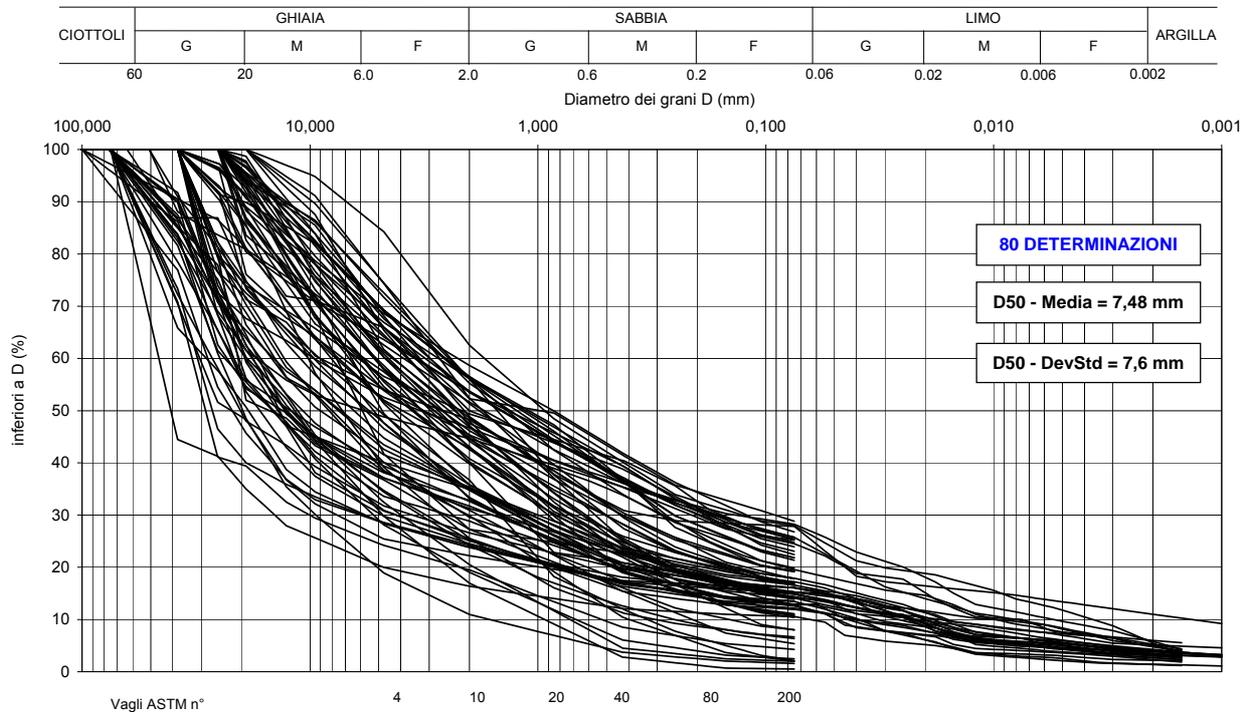


Figura 2.12.1

SABBIE CON GHIAIE DEBOLMENTE LIMOSE

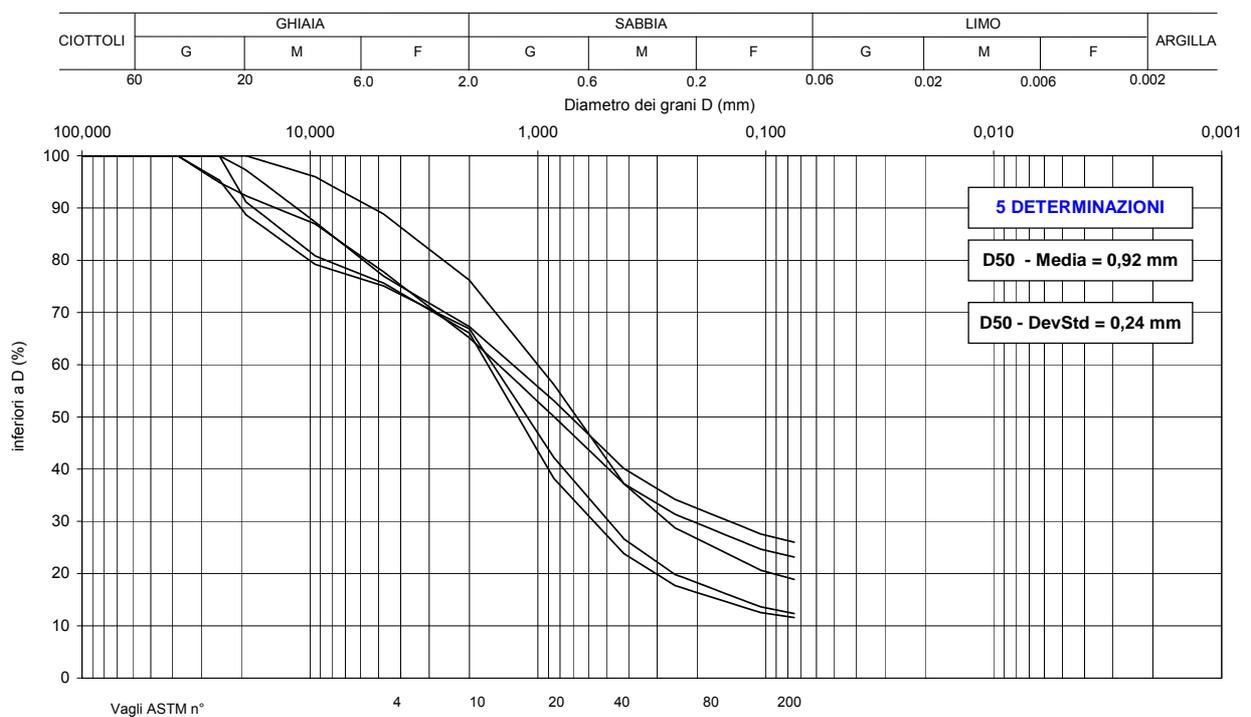


Figura 2.12.2

LIMI CON GHIAIA SABBIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

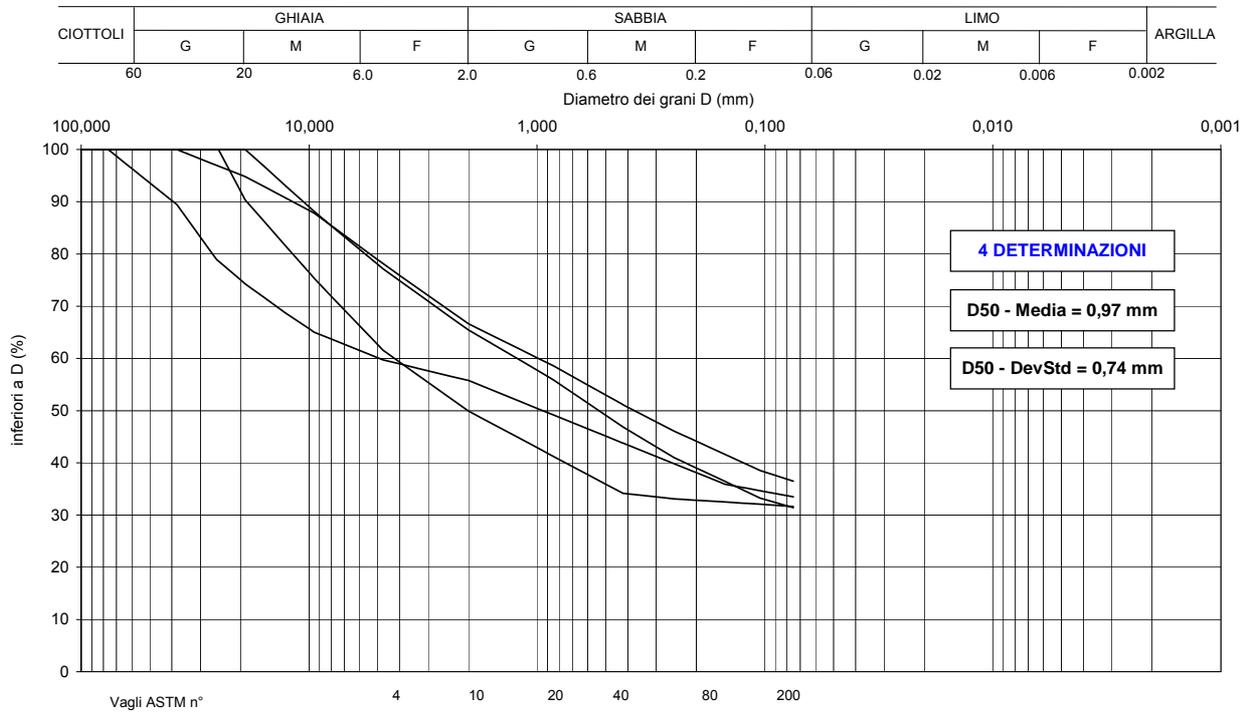


Figura 2.12.3

LIMI CON SABBIA GHIAIOSI DEBOLMENTE ARGILLOSI

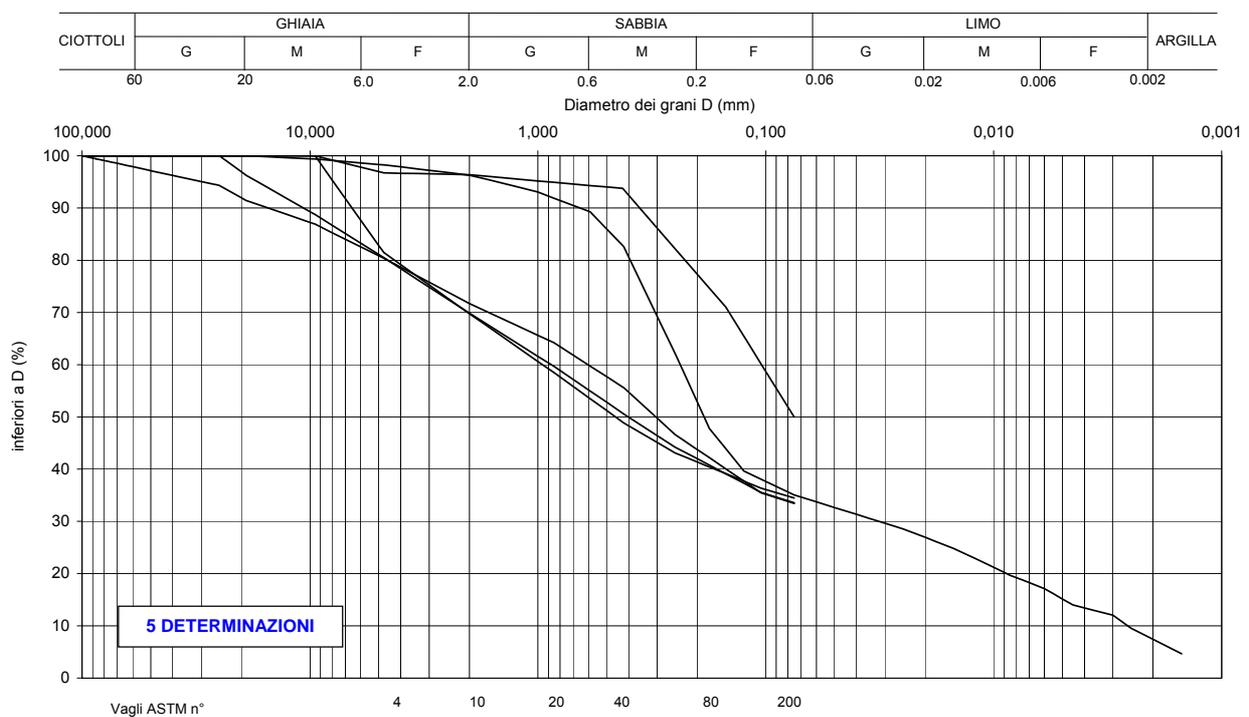


Figura 2.12.4

LIMI ARGILLOSI

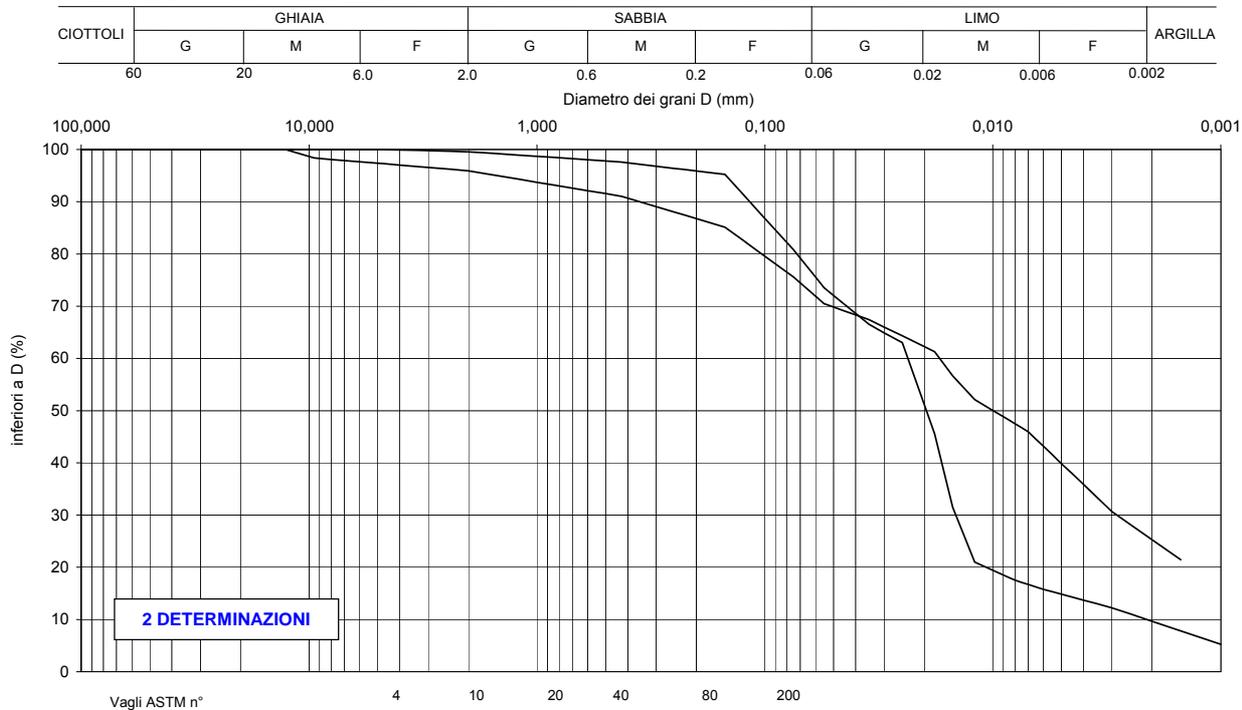


Figura 2.12.5

Da 0.0 a 5.0 m da p.c.

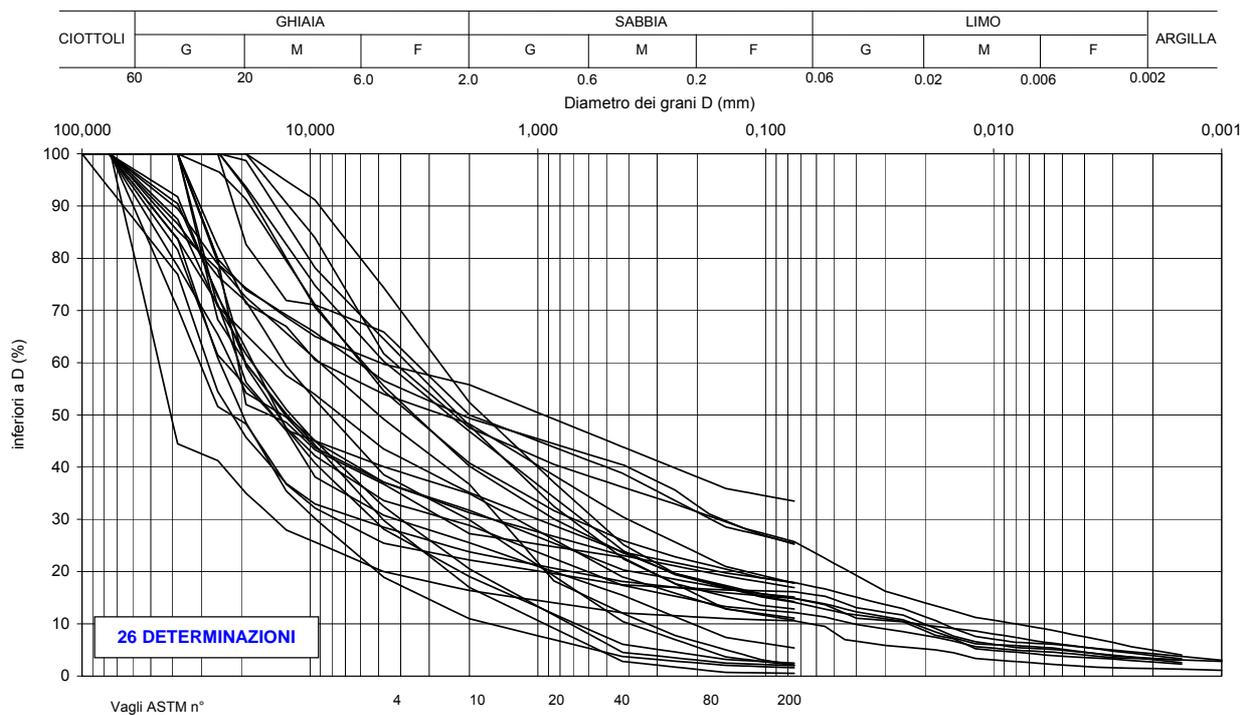


Figura 2.12.6

Da 5.0 a 10.0 m da p.c.

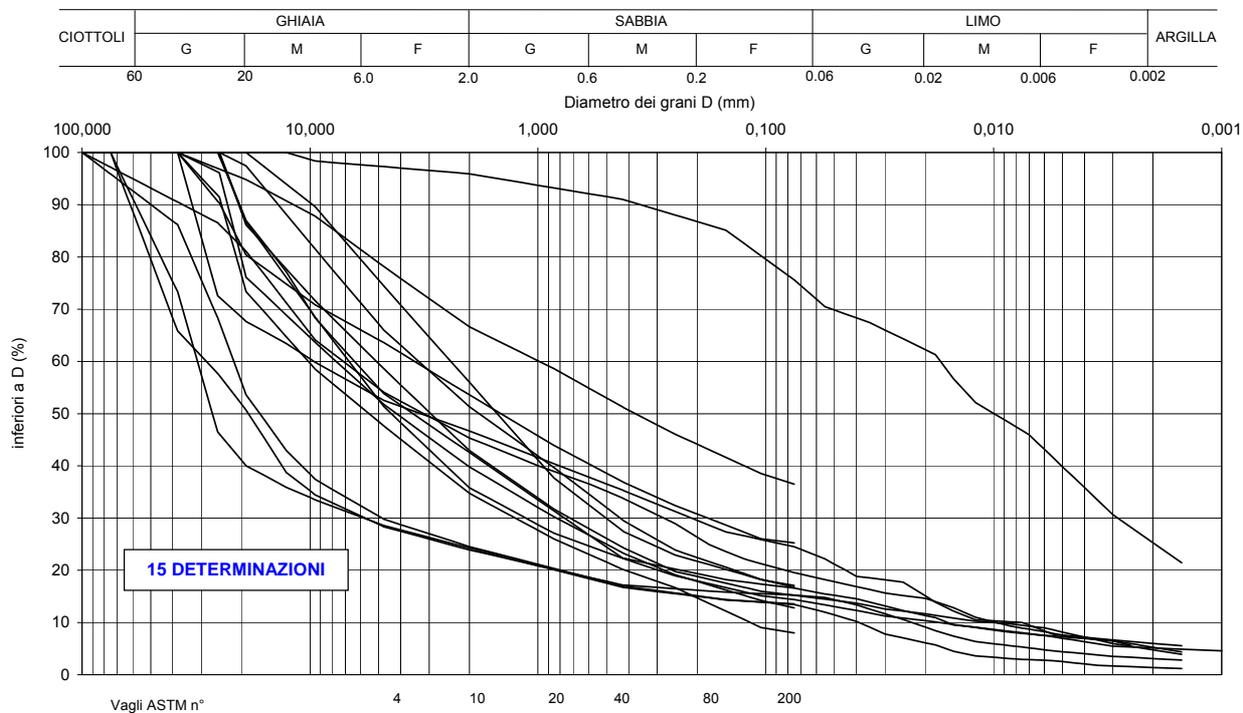


Figura 2.12.7

Da 10.0 a 20.0 m da p.c.

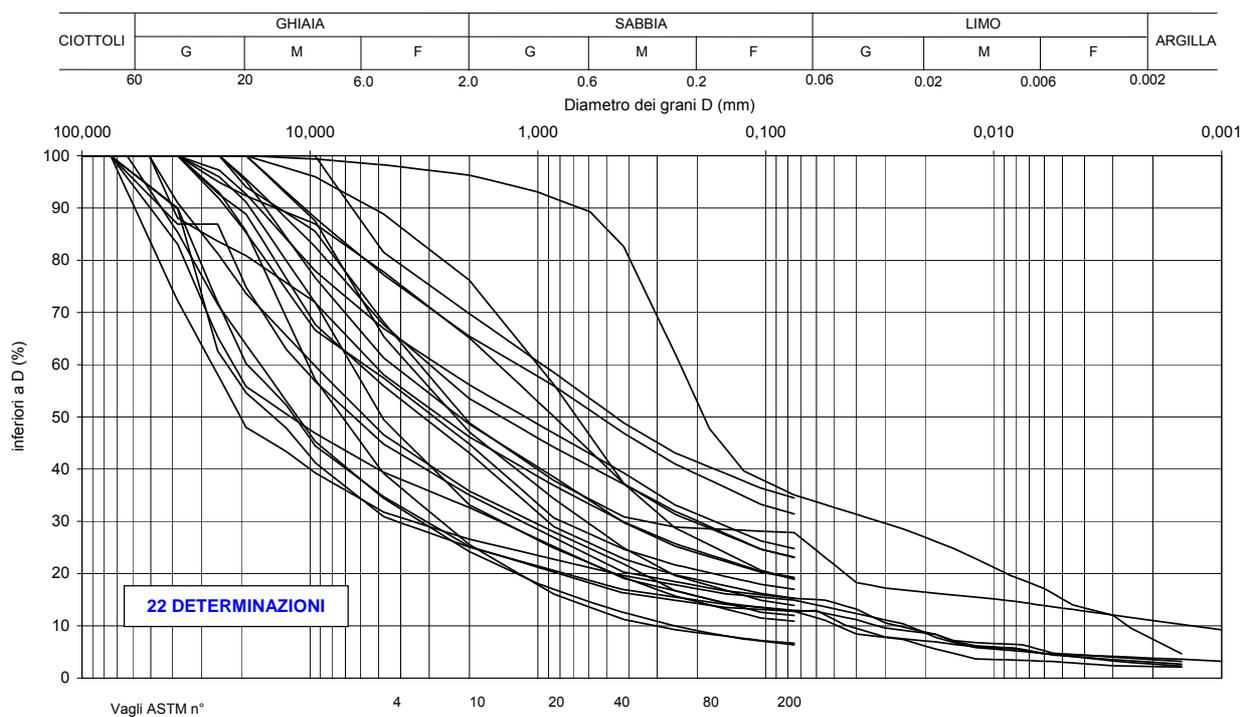


Figura 2.12.8

Da 20.0 a 30.0 m da p.c.

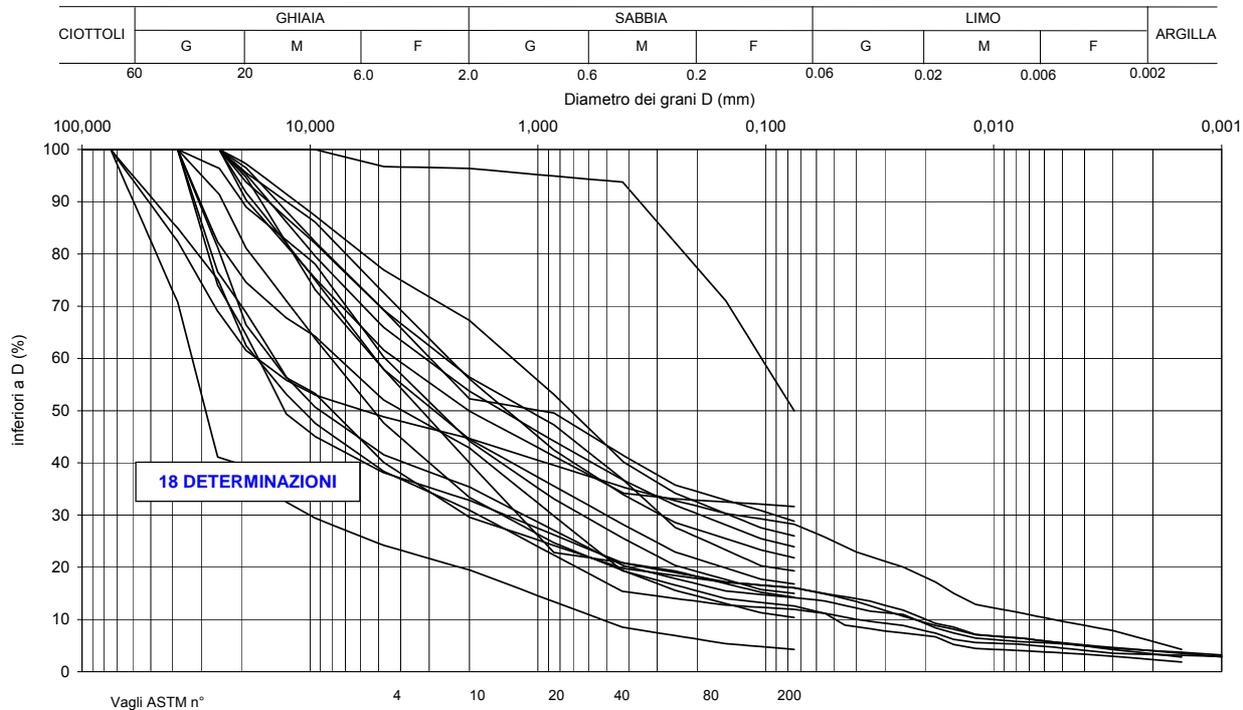


Figura 2.12.9

Da 30.0 a 45.0 m da p.c.

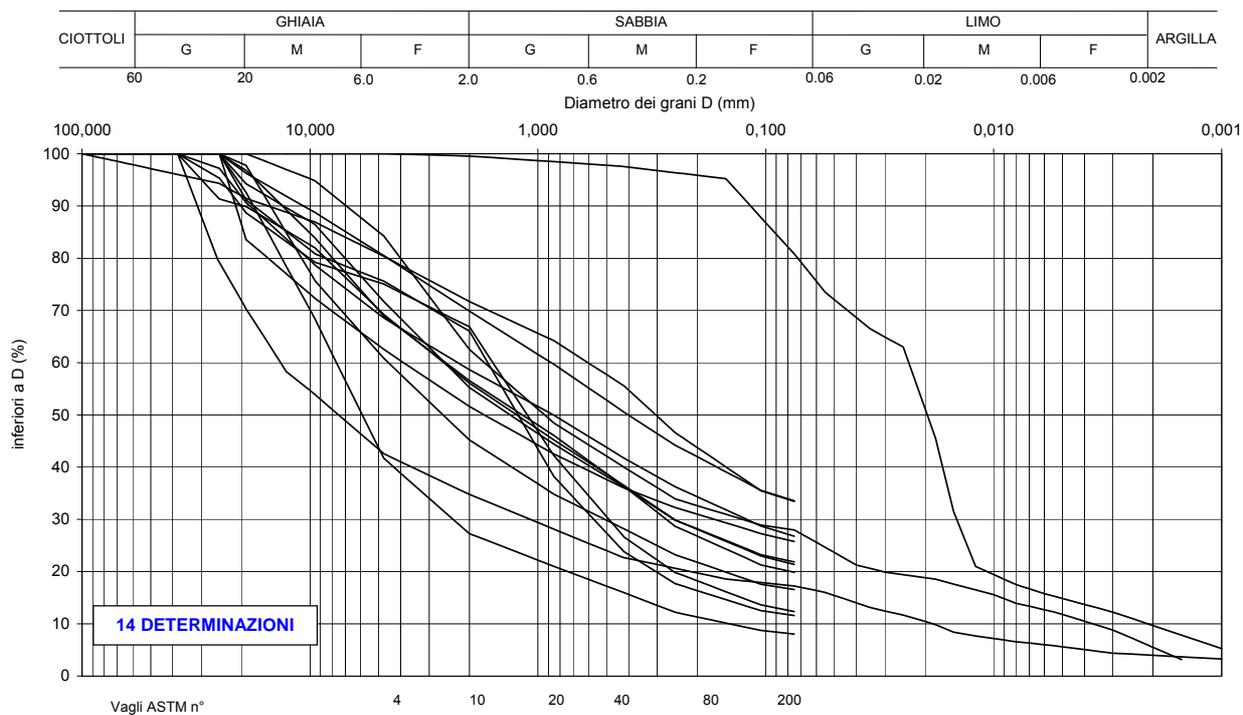


Figura 2.12.10

Da 45.0 a 60.0 m da p.c.

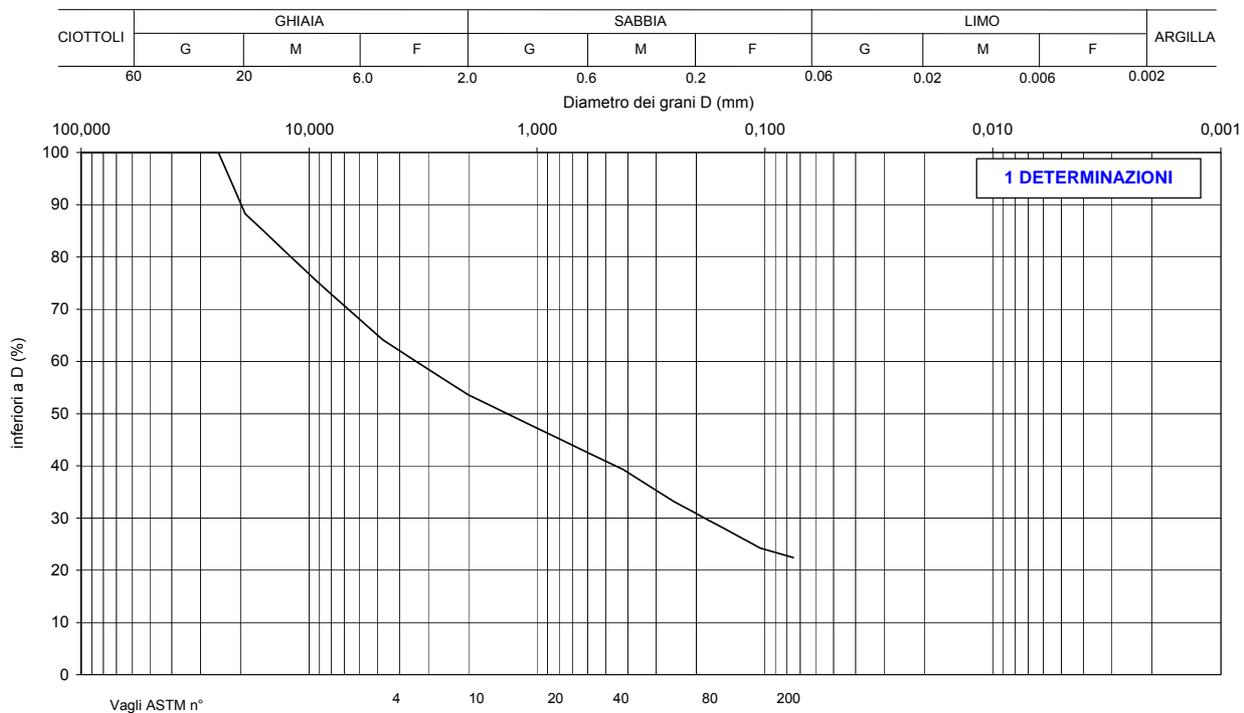


Figura 2.12.11

- ✖ Limo e argilla
- ▲ Sabbia
- Sabbia e ghiaia

Numero colpi N_{SPT}

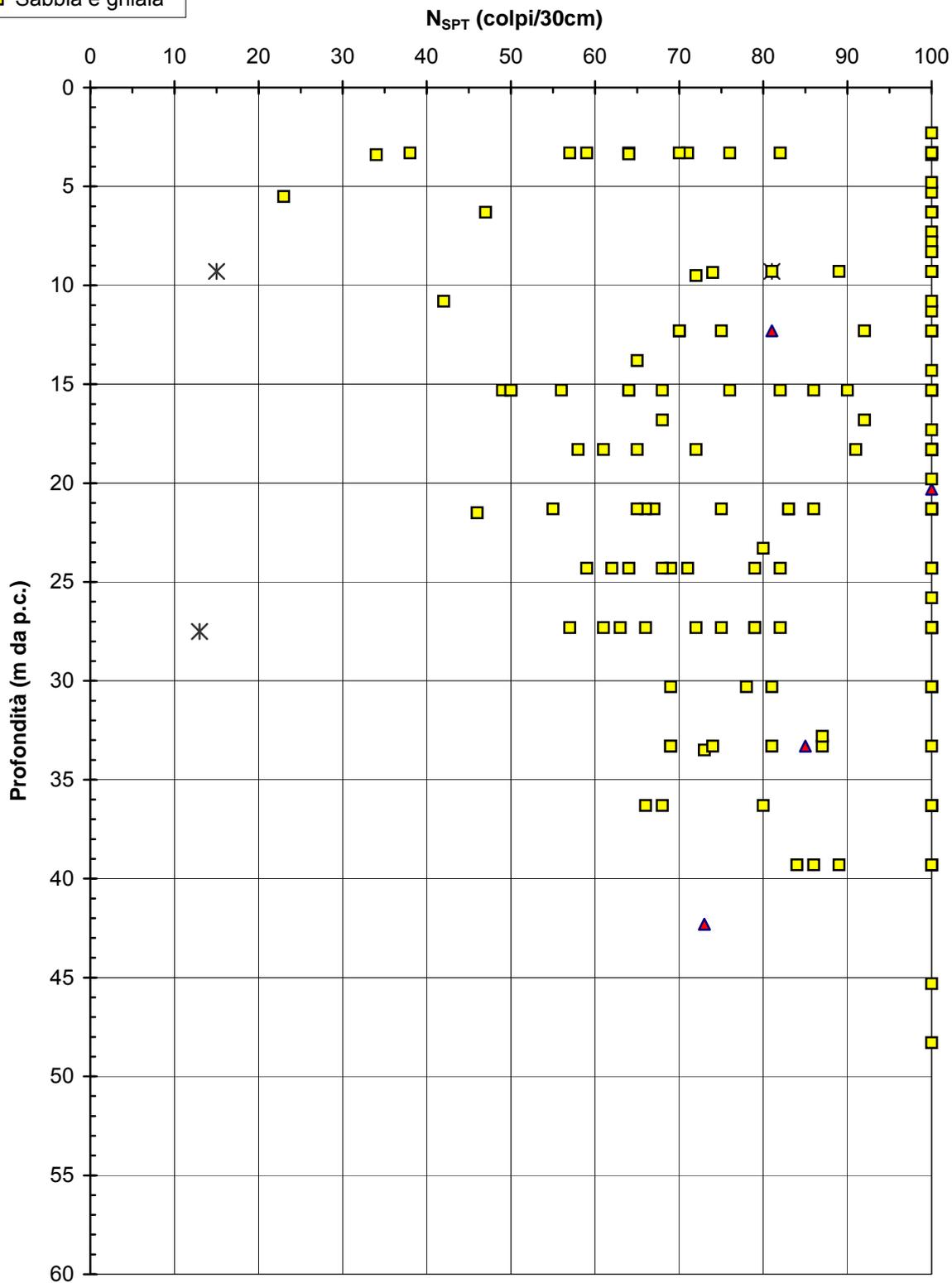


Figura 2.12.12

Velocità onde di taglio

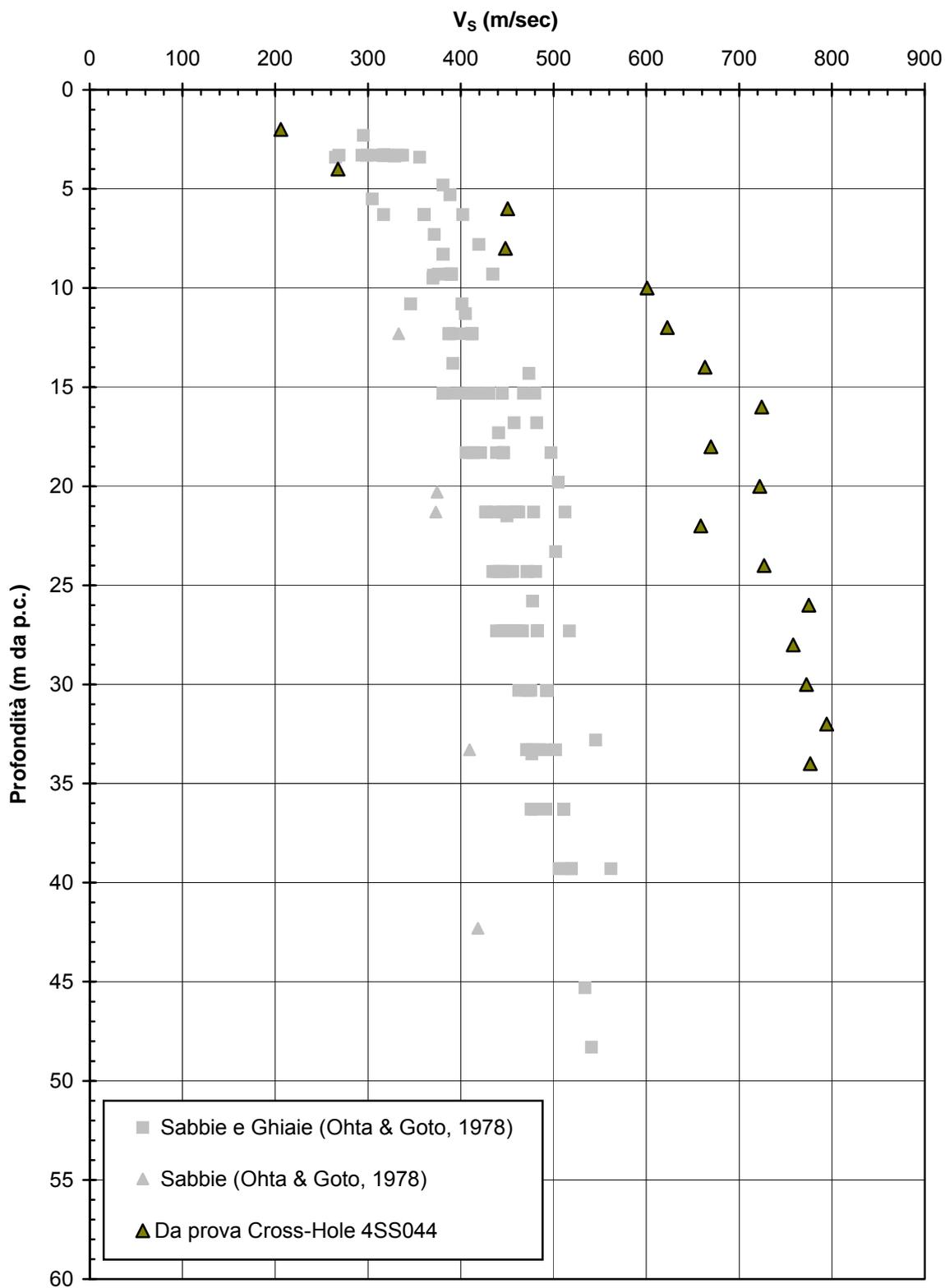


Figura 2.12.13

Modulo G_0 iniziale

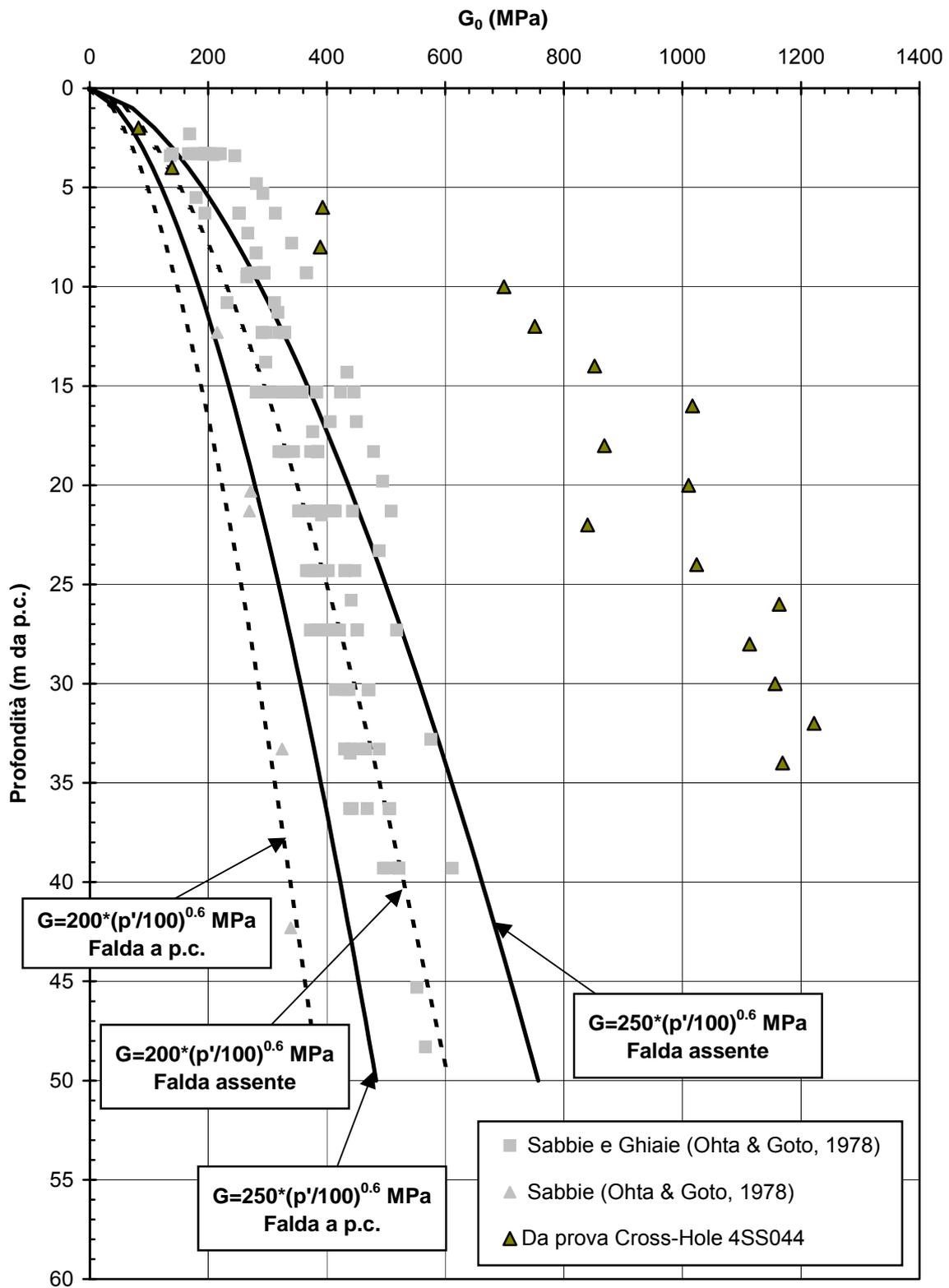


Figura 2.12.14

Densità relativa

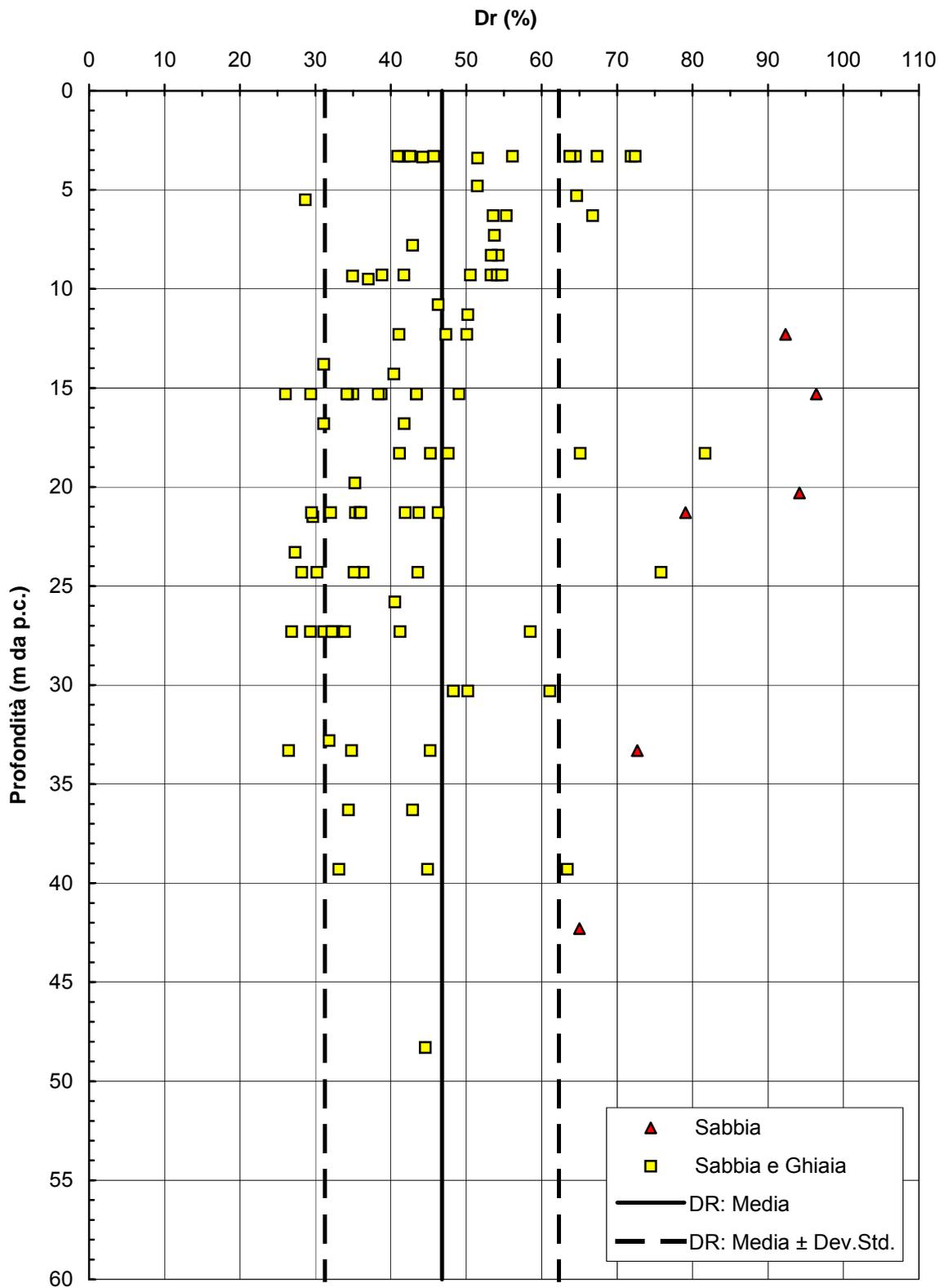


Figura 2.12.15

Angolo di attrito (Bolton, 1986)

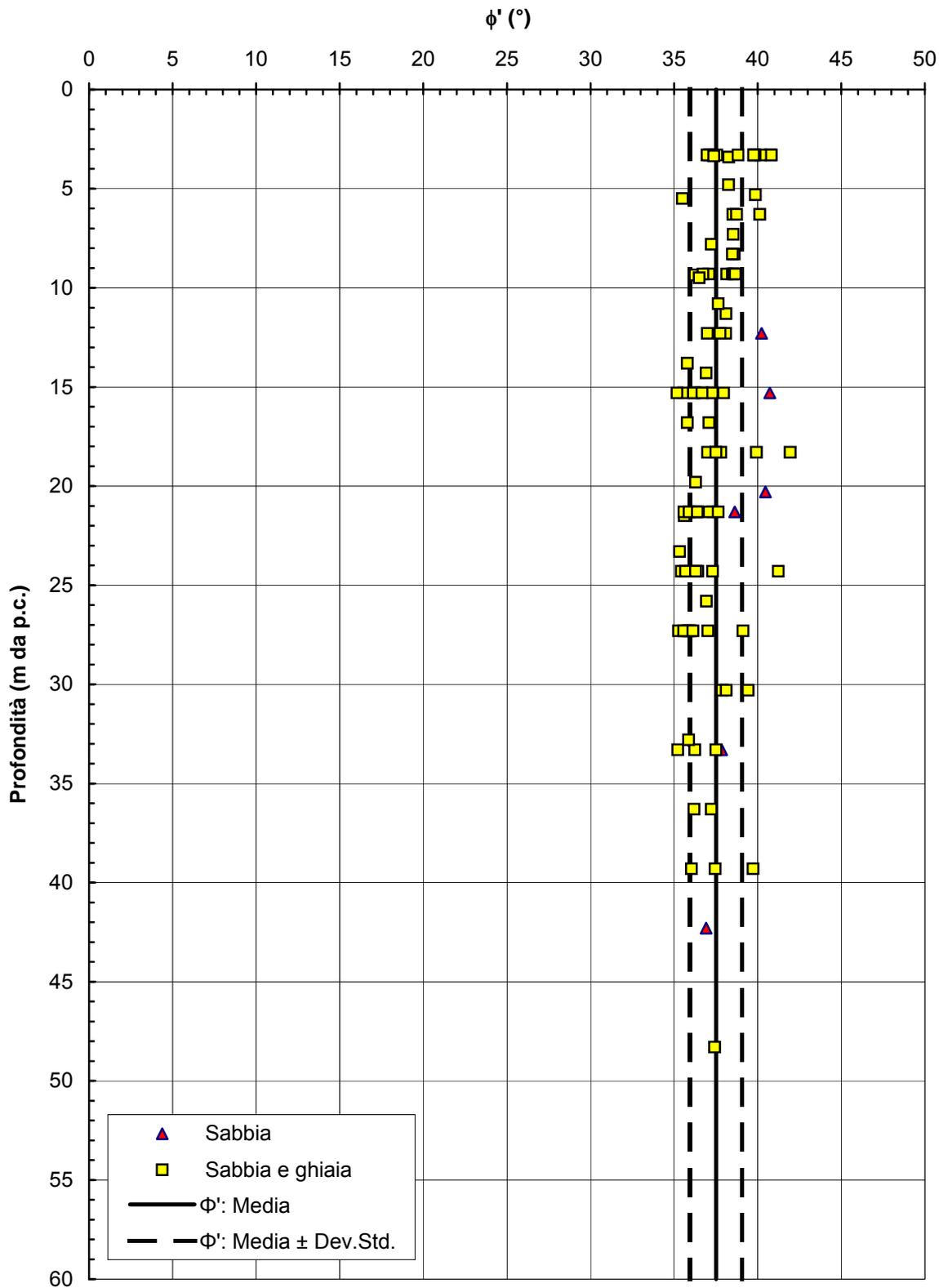


Figura 2.12.16

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
432 di 475

ALLEGATO 11

**Criteria per le verifiche di liquefazione e
dei cedimenti indotti da eventi sismici –
risultati di alcuni casi rappresentativi lungo la linea**

INTRODUZIONE

Il presente documento illustra i criteri in base ai quali verranno effettuate, ove necessario, le valutazioni del rischio di liquefazione e di cedimenti indotti dal terremoto di progetto lungo la linea ferroviaria A.C. Milano-Verona; esso riporta inoltre i risultati ottenuti in alcuni casi rappresentativi lungo linea.

Il documento si articola come segue:

- Il **capitolo B** è dedicato ai criteri semplificati per valutare la suscettibilità alla liquefazione di:
 - terreni sabbiosi e sabbioso-limosi, saturi;
 - terreni sabbioso-ghiaiosi e sabbioso-ghiaioso-limosi, saturi;
 - terreni a grana fine saturi.
- Il **capitolo C** riguarda i criteri per stimare i cedimenti indotti dal terremoto in terreni a grana grossa, saturi e non saturi.
- Il **capitolo D** riporta i criteri per la valutazione dell'input sismico da introdurre nelle analisi.
- Il **capitolo E** descrive i criteri per la definizione di $(N_1)_{60}$ in sabbie e in sabbie limose
- Il **capitolo F** riporta i risultati relativi ad alcuni casi rappresentativi lungo linea.
- Il **capitolo G** elenca i riferimenti bibliografici.

Si rileva che nel caso dei rilevati e delle fondazioni dirette le analisi per la valutazione del rischio di liquefazione non saranno considerate necessarie nei seguenti casi:

- Presenza della falda a profondità maggiori di 15 m dal piano di appoggio del rilevato o della fondazione;
- Presenza di falda superficiale, accelerazioni sismiche, opportunamente amplificate per fattori stratigrafici e topografici (vedi il **capitolo D**), inferiori a 0.15-g (con g = accelerazione di gravità) o terreni appartenenti alle categorie indicate nel **paragrafo B.3**.

B. VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

B.1 GENERALITÀ

I criteri di valutazione del rischio di liquefazione in terreni a grana grossa descritti nei **paragrafi B.2.1** e **B.2.2** si riferiscono a depositi normalmente consolidati e a condizioni “free field” e di piano campagna orizzontale, ovvero a condizioni tali per cui le tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali sono nulle.

In presenza di depositi sovraconsolidati e di condizioni tali per cui le tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali non sono nulle (vedi ad esempio: piano campagna inclinato) andranno adottati nelle analisi i coefficienti correttivi riportati nel **paragrafo B.2.3**.

B.2 TERRENI A GRANA GROSSA

B.2.2 TERRENI SABBIOSI E SABBIOSO-LIMOSI

Le analisi per la valutazione della stabilità del sito nei confronti di fenomeni di liquefazione in condizioni “free field” sono condotte applicando la procedura riportata in [Youd et al. \(2001\)](#), aggiornata rispetto a quella originaria di [Seed & Idriss \(1971\)](#).

La procedura sopra citata consiste nel confrontare i valori di ‘cyclic stress ratio’ (CSR) generati dal terremoto di progetto con quelli di resistenza (“cyclic resistance ratio” (CRR)) del terreno in sito.

Il profilo di CSR generato dal terremoto di progetto, caratterizzato da un’accelerazione di picco a_{max} , è valutato in base alla seguente espressione ([Seed & Idriss, 1971](#)):

$$CSR = \tau/\sigma_v' = 0.65 \cdot a_{max} \cdot (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}') \cdot r_d/g$$

con:

σ_{vo} = tensione verticale totale alla profondità z da p.c.;

σ_{vo}' = tensione verticale efficace alla profondità z da p.c.;

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2} = \text{fattore correttivo che tiene conto}$$

della profondità da piano campagna a cui viene valutato il CSR ([Youd et al., 2001](#))

g = accelerazione di gravità

Il profilo CRR del terreno in sito viene stimato con la seguente espressione (Youd et al., 2001), valida per terremoti di magnitudo $M=7.5$:

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

con:

$(N_1)_{60}$ = numero di colpi SPT corretto per tenere conto dello stato tensionale e dell'energia (vedi il **capitolo E**).

La relazione sopra riportata è stata ricavata per terreni sabbiosi con contenuto di fine (FC) (passante al vaglio 0.074 mm) inferiore al 5%; per terreni con $FC > 5\%$, i valori di $(N_1)_{60}$ che entrano nel calcolo di CRR, vengono corretti come segue:

$$(N_1)_{60 \text{ clean-sands}} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

con:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ \exp[1.76 - (190/FC^2)] & \text{per } 5 < FC \leq 35\% \\ 5 & \text{per } FC > 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ [0.99 + (FC^{1.5}/1000)] & \text{per } 5 < FC \leq 35\% \\ 5 & \text{per } FC > 35\% \end{cases}$$

I valori di $CRR_{7.5}$ calcolati devono essere scalati per tenere conto della magnitudo M del terremoto di progetto considerato utilizzando il seguente fattore correttivo MSF (Youd et al., 2001):

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

Un'ulteriore fattore di correzione (K_σ) viene applicato alle resistenze (CRR) per tenere conto della pressione di confinamento, ovvero:

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

con:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

σ'_0 = tensione verticale efficace;

P_a = pressione atmosferica;

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

Dr = densità relativa.

Perché il rischio di liquefazione sia trascurabile il coefficiente di sicurezza FS_L , dato dal rapporto CRR/CSR , deve risultare almeno pari a 1.25.

B.2.2 TERRENI SABBIOSO-GHIAIOSI E SABBIOSO-GHIAIOSO-LIMOSI

La procedura descritta per i materiali sabbiosi e sabbioso-limosi può essere estesa ai terreni con ghiaia. Vengono in questa sede riportate due approcci (vedi [Ishihara et al., 1989](#)).

Il primo approccio (**Procedura 1**), sviluppato dai ricercatori giapponesi, si basa sulla sperimentazione di laboratorio effettuata su campioni indisturbati di grande diametro prelevati con la tecnica del congelamento; esso è applicabile a situazioni dove le condizioni idrauliche e stratigrafiche al contorno sono tali da fare ritenere che gli strati con ghiaia si comportino in condizioni pressochè non drenate, come nel caso delle sabbie. La procedura 1 si differenzia da quella descritta nel **paragrafo B.2.1** unicamente per il fatto che il valore $(N_1)_{60}$ della prova penetrometrica dinamica SPT (con campionatore standard) viene moltiplicato per il coefficiente C_{sg} ricavabile dalla **fig.1** (vedi ad esempio [Clayton, 1995](#)).

Il secondo approccio (**Procedura 2**), sviluppato dai ricercatori americani, è analogo a quello seguito per i depositi sabbiosi e sabbioso-limosi, ovvero sul comportamento dei depositi in sito; esso è applicabile a situazioni ove le condizioni idrauliche e stratigrafiche al contorno sono tali da fare ritenere che gli strati con ghiaia abbiano più possibilità di dissipare le sovrappressioni interstiziali generate durante il terremoto rispetto a quelli sabbiosi. La procedura 2 si differenzia da quella descritta nel **paragrafo B.2.1** per il fatto che:

- il profilo CRR del terreno in sito viene stimato con la seguente espressione, valida per terremoti di magnitudo $M=7.3$ e per contenuti di fine (FC) (passante al vaglio 0.074 mm) inferiore al 2%;

$$CRR_{7.3} = 1.07 \cdot \left(\frac{1}{30.9 - 1.05 \cdot (N_1)_{60}} + \frac{1.05 \cdot (N_1)_{60} + 3.1}{135} + \frac{50}{[10.5 (N_1)_{60} + 76]^2} - \frac{1}{200} \right)$$

- per terreni con $FC > 2\%$, i valori di $(N_1)_{60}$ che entrano nel calcolo di CRR, vengono corretti come segue:

$$(N_1)_{60 \text{ clean-gravels}} = \alpha + (N_1)_{60}$$

con:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{per } FC \leq 2\% \\ 0.611 \cdot (FC - 2) & \text{per } 2 < FC \leq 20\% \\ 11 & \text{per } FC > 20\% \end{cases}$$

Perché il rischio di liquefazione sia trascurabile il coefficiente di sicurezza FS_L , dato dal rapporto CRR/CSR , deve risultare almeno pari a 1.25.

B.2.3 ULTERIORI COEFFICIENTI CORRETTIVI

In presenza di terreni sovraconsolidati e/o di condizioni tali per cui le tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali non sono nulle (esempio: piano campagna inclinato), occorre introdurre nei calcoli ulteriori coefficienti correttivi.

Nel caso di condizioni tali per cui le tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali non sono nulle (esempio: piano campagna inclinato) può essere applicata la seguente espressione (Rollins & Seed, 1990):

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF = CRR_{7.5} \cdot \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \cdot k_\sigma \cdot k_\alpha$$

con:

$$k_\alpha \cong 1 + (-9 + 21.8 \cdot D_r) \cdot \frac{\tau}{\sigma_{vo}} \quad \text{valida per } D_r \text{ comprese tra } 35\% \text{ e } 55\% \text{ (fig.2)}$$

D_r = densità relativa in frazione dell'unità

τ = tensioni tangenziali agenti sul piano orizzontale

σ_{v0}' = tensioni normali (efficaci) al piano orizzontale

$$\alpha = \frac{\tau}{\sigma_{v0}'} \leq 0.3$$

La valutazione delle tensioni tangenziali (τ) e normali (efficaci) al piano orizzontale (σ_{v0}'), utili per determinare i coefficienti correttivi k_α , sarà fatta mediante ricorso a "stress analyses".

Nel caso di terreni sovraconsolidati, caratterizzati da valori del coefficiente di spinta a riposo $k_{o,SC}$ maggiori di quelli di terreni normalmente consolidati $k_{o,NC}$, verrà utilizzata la seguente procedura:

1. Valutazione della resistenza equivalente ($(N_1)_{60,NC}$) con la seguente equazione:

$$(N_1)_{60,NC} = C_N \cdot C_{NH} \cdot N_{SPT}$$

con:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_v} \right)^{0.5}$$

$$C_{NH} = \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}} \right)^{0.5}$$

2. Valutazione del coefficiente CRR con la seguente equazione:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF = CRR_{7.5} \cdot \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \cdot k_\sigma \cdot k_\alpha \cdot k_{GSC}$$

con:

$$k_{GSC} = \frac{1 + 2 \cdot k_{o,SC}}{1 + 2 \cdot k_{o,NC}}$$

B.3 TERRENI A GRANA FINE, SATURI

B.3.1 EUROCODICE 8, PREN 1998-5

In accordo all'Eurocodice 8, prEN 1998-5 non sono soggetti a rischio di liquefazione terreni sollecitati da terremoti con accelerazioni massime al suolo, opportunamente amplificate per fattori stratigrafici e topografici, inferiori a 0.15·g (g = accelerazione di gravità) per i quali è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- Contenuto in argilla superiore al 20% con indice di plasticità superiore al 10%;
- Frazione di fine superiore al 35% e resistenza $(N_1)_{60}$ superiore a 20.

B.3.2 CRITERIO CINESE MODIFICATO

In accordo al criterio cinese modificato (vedi ad esempio [Wang, 1979](#), [Seed & Idriss, 1982](#)) terreni a grana fine, che si collocano nella carta di plasticità di Casagrande al di sopra della linea A, devono essere considerati potenzialmente a rischio di liquefazione se hanno le seguenti caratteristiche:

- contenuto di particelle di diametro equivalente minore di 0.005 mm inferiore al 15%;
- limite liquido LL inferiore al 35%;
- contenuto d'acqua naturale w_n superiore al 90% del limite liquido LL.

B.3.3 CRITERIO DI ANDREWS & MARTIN (2000)

In accordo a [Andrews & Martins \(2000\)](#) vale quanto riportato nella **tab.1**.

Tabella 1: Criteri per la definizione del rischio di liquefazione nei terreni a grana fine

Contenuto di argilla (diametro equivalente delle particelle < 0.002 mm)	Limite liquido (%)	
	< 10 %	< 32 % Terreni soggetti a liquefazione
> 10 %	< 32 % (?), necessari altri studi	> 32 % Terreni non soggetti a liquefazione

B.3.4 CRITERIO DI SEED ET AL. (2003)

In accordo a [Seed et al. \(2003\)](#) vale quanto riportato nella **fig.3**.

In particolare:

- Sono potenzialmente soggetti a fenomeni di liquefazione i terreni a grana fine caratterizzati da (zona A):
 - Contenuto di fine (diametro equivalente delle particelle < 0.074 mm) $FC \geq 35\%$
 - Indici di plasticità $PI < 12\%$
 - Limite liquido $LL < 37\%$
 - Contenuto d'acqua naturale $w_n > 0.8 \cdot LL$
- Sono potenzialmente soggetti a fenomeni liquefazione i terreni a grana fine caratterizzati da (zona B):
 - Contenuto di fine (diametro equivalente delle particelle < 0.074 mm) $FC \geq 20\%$
 - Indici di plasticità PI compresi tra 12 % e 20%
 - Limite liquido $LL < 47\%$

- Contenuto d'acqua naturale $w_n > 0.85 \cdot LL$

Il comportamento di tali materiali è tuttavia più “duttile” di quelli ricadenti nella zona A. Per tali materiali il rischio di liquefazione andrà valutato sulla base di prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati.

- Non sono soggetti a liquefazione i terreni caratterizzati da:

- Indici di plasticità $PI > 20\%$
- Limite liquido $LL > 47\%$

Tuttavia, in relazione all'entità del contenuto d'acqua naturale, tali materiali possono essere “sensitivi”, ovvero soggetti a sviluppo di sovrappressioni interstiziali e a sensibili cadute della resistenza al taglio non drenata in funzione delle deformazioni indotte; il comportamento di tali materiali, in analogia a quelli ricadenti nella zona B, andrà investigato mediante prove di laboratorio su campioni indisturbati.

C. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

C.1 TERRENI A GRANA GROSSA SATURI

Una stima dei cedimenti indotti dal terremoto in condizioni “free field” e di tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali nulle (esempio: piano di campagna orizzontale) può essere fatta con i metodi proposti da [Ishihara & Yoshimine \(1992\)](#) (**Procedura 1**) e da [Tokimatsu & Seed \(1987\)](#) (**Procedura 2**).

La procedura 1 fa uso della **fig.4** nella quale le deformazioni volumetriche ε_v in sabbie pulite sono funzione del valore (N_1) e del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione FS_L , valutato con il metodo descritto nel paragrafo 0; si evidenzia il fatto che i valori (N_1) indicati nella **fig.4** sono riferiti ad un'energia pari al 55% di quella teorica; i valori (N_1)₆₀ utilizzati nelle analisi di cui al **paragrafo B.2.1** devono essere pertanto moltiplicati per il rapporto 60/55.

Nel caso di terreni con caratteristiche granulometriche diverse da quelle delle sabbie pulite, in prima approssimazione la valutazione di ε_v potrà essere ancora fatta utilizzando la **fig.4**, avendo l'accortezza di entrare nel grafico con valori di (N_1)₆₀×60/55 desunti dai valori (N_1)₆₀ utilizzati nelle analisi di liquefazione di cui ai **paragrafi B.2.1** e **B.2.2** (vedi [Dickenson et al., 2002](#)).

La procedura 2 fa uso della **fig.5** nella quale ε_v in sabbie pulite normalmente consolidate e per terremoti di magnitudo $M = 7.5$ è funzione di (N_1)₆₀ e di CSR; nel caso di punti che si collocano a destra della curva caratterizzata da $\varepsilon_v = 0.1\%$ si assumerà $\varepsilon_v = 0.05\%$.

Nel caso di terremoti con magnitudo M diversa da 7.5 i valori di CSR saranno scalati come indicato nel **paragrafo B.2.1**.

Nel caso di terreni con caratteristiche granulometriche diverse da quelle delle sabbie pulite, in prima approssimazione si entrerà nel grafico di **fig.5** con i valori (N_1)₆₀ utilizzati per le analisi di liquefazione di cui ai **paragrafi B.2.1** e **B.2.2**.

Noti i valori di ε_v in funzione della profondità, tenendo conto della multidirezionalità dello sforzo di taglio ciclico (vedi ad esempio [Pyke et al., 1975](#)), i cedimenti indotti dal terremoto saranno valutati con la seguente espressione:

$$s = (1 \div 2) \cdot \sum_1^n \varepsilon_{vi} \cdot H_i$$

essendo H_i lo spessore di terreno cui può essere attribuito il valore ε_{vi} .

C.2 TERRENI A GRANA GROSSA NON SATURI

Una stima dei cedimenti indotti dal terremoto in condizioni “free field” e di tensioni di taglio statiche iniziali sui piani orizzontali e verticali nulle (esempio: piano di campagna orizzontale) può essere fatta con il metodo proposto da [Tokimatsu & Seed \(1987\)](#).

Nel caso delle sabbie pulite normalmente consolidati il metodo consiste nei seguenti passi:

1. Valutazione della deformazione di taglio equivalente indotta dal terremoto (γ_{eff}) sulla base del grafico di **fig.6** ove la quantità in ascisse è data dalla seguente espressione:

$$\gamma_{eff} \cdot \frac{G_{eff}}{G_o} = \frac{0.65 \cdot a_{max} \cdot \sigma_{vo} \cdot r_d}{g \cdot G_o}$$

essendo:

σ_{vo} = tensione verticale totale alla profondità z da p.c.;

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2} = \text{fattore correttivo che tiene conto}$$

della profondità da piano campagna a cui viene valutato il CSR ([Youd et al., 2001](#))

a_{max} = accelerazione di picco

$G_o = G_{max}$ = modulo di taglio iniziale

g = accelerazione di gravità.

2. Valutazione della deformazione volumetrica ε_v sulla base del grafico di **fig.7** nel quale essa è funzione di γ_{eff} e di $(N_1)_{60}$.
3. Tenendo conto della multidirezionalità dello sforzo di taglio ciclico (vedi ad esempio [Pyke et al., 1975](#)), valutazione dei cedimenti indotti dal terremoto con la seguente espressione:

$$s = (1 \div 2) \cdot \sum_1^n \varepsilon_{vi} \cdot H_i$$

essendo H_i lo spessore di terreno cui può essere attribuito il valore ε_{vi} .

Nel caso di terremoti con magnitudo M diversa da 7.5 i valori di ε_v saranno scalati come indicato nella **tab.2**.

Nel caso di terreni con caratteristiche granulometriche diverse da quelle delle sabbie pulite, in prima approssimazione si entrerà nel grafico di **fig.7** con i valori $(N_1)_{60}$ utilizzati per le analisi di liquefazione di cui ai **paragrafi B.2.1 e B.2.2**.

Tabella 2: Influenza della magnitudo sulle deformazioni volumetriche

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
443 di 475

Magnitudo	$\frac{(\varepsilon_v)_{M=M}}{(\varepsilon_v)_{M=7.5}}$
8.50	1.25
7.50	1.00
6.75	0.85
6.00	0.60
5.25	0.40

D PARAMETRI SISMICI

I parametri sismici utili per le analisi semplificate del potenziale di liquefazione in condizioni “free field”, ovvero l’accelerazione massima in corrispondenza del p.c. (a_{max}) e la magnitudo (M) sono in questa sede ipotizzati facendo riferimento alla classificazione sismica riportata nella nuova normativa (G.U. n. 105 del 8.5.2003). Si rimarca comunque che la progettazione definitiva delle opere della tratta non è stata effettuata con riferimento a tali valori di accelerazione, ma a quanto indicato dalla Normativa previgente in materia (D.M.96). Per lo studio in esame però si ritiene opportuno tenere conto di tali nuove indicazioni.

Per terremoti caratterizzati da un periodo di ritorno pari a 475 anni le accelerazioni massime al suolo vengono definite come riportato nella **tab.3**.

La magnitudo viene ipotizzata pari a 5.5÷6.0 per le Zone 3 e 4 e 6.5÷7.0 per le Zone 1 e 2.

Tabella 3: Accelerazioni massime (a_{max}) su suolo rigido

Zona	a_{max}/g
1	0.35
2	0.25
3	0.15
4	0.05
g = accelerazione di gravità	

Il valore di a_{max} sopra indicato si riferisce a siti rigidi, ovvero caratterizzati da velocità delle onde di taglio V_s non inferiori a 800 m/sec, senza rilevanti discontinuità morfologiche.

In presenza di profili stratigrafici meno rigidi o di discontinuità topografiche significative, in assenza di studi di risposta sismica specifici, il valore di a_{max} verrà opportunamente amplificato in accordo alle indicazioni riportate nella già citata nuova normativa. I valori di amplificazione per condizioni stratigrafiche diverse dal sito rigido sono riassunte nella **tab.4**.

**Tabella 4: Coefficienti di amplificazione stratigrafica
secondo la nuova normativa sismica**

Cat.	Descrizione	Parametri di riferimento	Note	S (-)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi	$V_{s,30} \geq 800$ (1)	Possano essere ammessi strati di alterazione con spessore massimo 5 m	1.00
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti	$360 \leq V_{s,30} \leq 800$ (1) $N_{SPT} \geq 50$ (2) $C_u \geq 250$ kPa (3)	Spessori di diverse decine di metri (4)	1.25
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza	$180 \leq V_{s,30} \leq 360$ (1) $15 \leq N_{SPT} \leq 50$ (2) $70 \leq c_u \leq 250$ kPa (3)	Spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri (4)	1.25
D	Depositi di terreni granulari (sabbie o ghiaie) da sciolti a poco addensati o coesivi (argille) da poco a mediamente consistenti	$V_{s,30} \leq 180$ (1) $N_{SPT} \leq 15$ (2) $c_u \leq 70$ kPa (3)	<ul style="list-style-type: none"> • (4) • Purché non si ricada nei casi S1 o S2 	1.35
E	Profili di terreno costituiti da strati di terreno alluvionali giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s,30} \geq 800$ (1)	Come C e D	Spessori compresi tra 5 e 20 m	1.25
S1	Depositi costituiti da, o che includono uno strato spesso almeno 10 m, di argille e limi di bassa consistenza	Indice di plasticità > 40% $V_{s,30} \leq 100$ (1) $10 \geq c_u \leq 20$ kPa (3)	-	(5)
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, argille o limi sensitivi/e o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	-	-	(5)

(1) $v_{s,30}$ = velocità delle onde di taglio in m/sec valutata in accordo alla nuova normativa sismica

N_{SPT} = n° di colpi/30 cm di infissione in prova SPT; valore medio valutato come $v_{s,30}$

c_u = resistenza al taglio non drenata; valore medio valutato come $v_{s,30}$

(4) Si presume che non ci siano forti contrasti di proprietà geotecniche tra i vari strati

(5) Per la definizione dell'azione sismica da considerare sono richiesti studi specifici

E. VALUTAZIONE DI $(N_1)_{60}$ IN SABBIE E SABBIE LIMOSE

In accordo a [Youd et al. \(2001\)](#) e a [Seed et al. \(2003\)](#) i valori $(N_1)_{60}$ in sabbie e sabbie limose possono essere valutati con le seguenti equazioni:

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

$$N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$$

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$

essendo:

σ'_v = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT

C_R = coefficiente correttivo per tenere conto della lunghezza delle aste (vedi la **fig.8**)

C_S = coefficiente correttivo per tenere conto della configurazione di campionatori non "standard", variabile tra 1.1 e 1.3

C_B = coefficiente correttivo per tenere conto del diametro del foro di perforazione

C_E = coefficiente correttivo per tenere conto dell'energia effettivamente trasmessa

p_a = pressione atmosferica

Nell'ipotesi di utilizzo di campionatori "standard" il coefficiente C_S è assunto pari a 1.

Nell'ipotesi di fori di perforazione inferiori a 150 mm il coefficiente C_B è assunto pari a 1.

Il coefficiente C_E dipende dalle modalità esecutive della prova SPT, soprattutto in termini di metodo di rilascio del maglio e caratteristiche del maglio e della cuffia; in genere le modalità esecutive adottate in Italia forniscono valori di C_E dell'ordine di 1.

F. CASI RAPPRESENTATIVI LUNGO LA LINEA

F.1 INTRODUZIONE

Le aree interessate dalla futura costruzione della linea ferroviaria A.C. Milano-Verona sono state inserite dalla nuova classificazione sismica nella "Zona 4", nella "Zona 3", per la maggior parte del tracciato, e nella "Zona 2" (vedi l'ordinanza n.3274 del 20 Marzo 2003, G.U. n.105 dell'8 Maggio 2003).

Il presente capitolo riporta le valutazioni del rischio di liquefazione e dei cedimenti indotti dal terremoto di progetto per le zone potenzialmente più esposte, ovvero:

- per le tratte che si sviluppano nella zona caratterizzata dal più elevato grado di sismicità ("Zona 2"), ovverosia che ricadono nei Comuni di Calcio (BG), Urago d'Oglio (BS) e Castrezzato (BS).
- Per una tratta caratterizzata da un grado di sismicità intermedio ("Zona 3") che ricade nei Comuni di Montirone e Ghedi (BS) (zona spalla Verona v.tto Gardesana).

Le valutazioni sono effettuate in accordo ai criteri riportati nei capitoli precedenti.

Relativamente ad altre zone valgono le seguenti considerazioni orientative/qualitative:

- In considerazione del non elevato grado di sismicità ("Zona 3"), nonché della composizione e caratteristiche dei terreni (prevalenza di limi e argille) è possibile ritenere che i depositi compressibili ricadenti nella zona di Sirmione (km 112 – km 121 circa), e a maggiore ragione quelli della zona Frassinò-Mincio-Tione (km 121 – km 130), non siano suscettibili di fenomeni di instabilità per sovrappressioni interstiziali indotte da eventi sismici.
- In considerazione del modesto grado di sismicità ("Zona 4"), nonché della composizione e caratteristiche dei terreni (prevalenza di ghiaie e sabbie) è possibile ritenere che i depositi ricadenti nel tratto lombardo, tra il km 28 ed il km 44 (comprese le interconnessioni di Treviglio e di Cremona) non siano suscettibili di fenomeni di liquefazione.
- In considerazione, sia del non elevato grado di sismicità ("Zona 3"), sia della composizione e caratteristiche dei terreni, sia dei livelli bassi della falda rispetto al p.c., è possibile ritenere che i depositi ricadenti nelle zone comprese tra il km 88 ed il km 105, tra il km 133 e ed il km 140 e lungo l'interconnessione Brescia Est non sono suscettibili di fenomeni di liquefazione.

F.2 COMUNE DI CALCIO (BG)

La tratta della linea ferroviaria A.C. Milano-Verona compresa tra le pk 52+470,66 e le pk 55+390,50 ricade nel Comune di Calcio.

F.2.1 SITUAZIONE STRATIGRAFICA E DATI DISPONIBILI

I terreni sono costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose con intercalazioni di sabbia di spessore da decimetrico a metrico.

Il livello di falda di riferimento, ricavato con riferimento ai dati disponibili ad oggi, è stato assunto ad una profondità di 5 m da piano campagna.

Le **tabb. 5 e 6** riportano l'elenco dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nella zona nel corso delle campagne d'indagine 1992 e 2001-2002, con indicazione della lunghezza, del numero di prove penetrometriche dinamiche SPT e delle determinazioni granulometriche eseguite.

Tabella 5: Campagna d'indagine 1992

Sondaggio	Lunghezza (m)	N° N_{SPT}	N° determinazioni granulometriche
BS002	20	3	3
BS003	30	4	4
BS004	35	5	5
BS005	35	4	4
BS102	25	10	4
BS103	25	4	4
BS104	25	5	5
BS105	30	5	4
BS106	35	4	4
BS107	30	11	4

Tabella 6: Campagna d'indagine 2001-2002

Sondaggio	Lunghezza (m)	N° N_{SPT}	N° determinazioni granulometriche
S17	40	5	5

XA202R059	30	5	2
XA202R060	30	5	3
XA202R061	30	5	3
XA202V062	40	7	3

La **fig. 9** mostra l'andamento con la profondità dei valori di N_{SPT} misurati.

F.2.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

I parametri sismici utili per le analisi semplificate del potenziale di liquefazione in condizioni "free field", ovvero l'accelerazione massima in corrispondenza del p.c. (a_{max}) e la magnitudo (M), sono stati definiti in accordo ai criteri riportati nel **capitolo D**. In particolare, si sono assunte magnitudo pari a 7 e accelerazioni massime in corrispondenza del p.c. pari a 0.31g (il valore di 0.25g che compete alla "Zona 2" è stato amplificato in accordo alle indicazioni riportate nella già citata nuova normativa per tenere conto delle condizioni stratigrafiche locali diverse dal sito rigido – cat. C - adottando un coefficiente di amplificazione pari a 1.25).

In accordo a quanto riportato al **capitolo B**, la valutazione della stabilità del sito nei confronti di fenomeni di liquefazione in condizioni "free field" è stata condotta:

- nel caso dei materiali sabbiosi applicando la procedura riportata in [Youd et al. \(2001\)](#), aggiornata rispetto a quella originaria di [Seed & Idriss \(1971\)](#);
- nel caso dei materiali ghiaiosi applicando la procedura 2 (si è ipotizzato, date le condizioni idrauliche e stratigrafiche al contorno, che gli strati ghiaiosi abbiano possibilità di dissipare in parte le sovrappressioni interstiziali generate durante il terremoto).

La **fig. 10** riporta l'andamento con la profondità di $(N_1)_{60}$, numero di colpi SPT corretto per tenere conto dello stato tensionale e dell'energia. Quasi tutti i valori risultano superiori a 26, il che indica che i terreni in oggetto non sono liquefacibili. Il coefficiente di sicurezza FS, dato dal rapporto CRR/CSR, che compete ai terreni per i quali $(N_1)_{60}$ risulta inferiore a 26, è riportato in **fig. 11**: FS è sempre superiore a 1.25, indicando che il rischio di liquefazione è trascurabile anche in tali punti.

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DAL TERREMOTO DI PROGETTO

I cedimenti indotti dal terremoto di progetto, valutati in accordo a quanto riportato al **capitolo C**, risultano trascurabili.

F.3 COMUNE DI URAGO D'OGGIO (BS)

La tratta della linea ferroviaria A.C. Milano-Verona compresa tra le pk 55+390,50 e le pk 57+879,27 ricade nel Comune di Urago d'Oglio.

F.3.1 SITUAZIONE STRATIGRAFICA E DATI DISPONIBILI

Come nella zona del Comune di Calcio, i terreni sono costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose con intercalazioni di sabbia di spessore da decimetrico a metrico.

Il livello di falda di riferimento, ricavato con riferimento ai dati disponibili ad oggi, è stato assunto ad una profondità di 5 m da piano campagna.

Le **tabb. 7 e 8** riportano l'elenco dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nella zona nel corso delle campagne d'indagine 1992 e 2001-2002, con indicazione della lunghezza, del numero di prove penetrometriche dinamiche e delle determinazioni granulometriche eseguite.

Tabella 7: Campagna d'indagine 1992

Sondaggio	Lunghezza (m)	N° N_{SPT}	N° determinazioni granulometriche
BS006	44.5	5	5
BS007	40	5	5
BS008	40	5	5
BS009	30	4	4
BS010	30	4	4
BS108	38.5	4	4
BS109	40	15	7
BS110	40	14	4
BS111	35	13	6
BS112	26	10	4
BS113	25	4	4
BS114	25	6	6

Tabella 8: Campagna d'indagine 2001-2002

Sondaggio	Lunghezza (m)	N° N_{SPT}	N° determinazioni granulometriche
XA202V063	40	7	1

XA202R064	40	7	3
XA202R065	30	5	1

La **fig. 12** mostra l'andamento con la profondità dei valori di N_{SPT} misurati.

F.3.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

I parametri sismici utili per le analisi semplificate del potenziale di liquefazione in condizioni "free field", ovvero l'accelerazione massima in corrispondenza del p.c. (a_{max}) e la magnitudo (M), sono stati definiti in accordo ai criteri riportati nel **capitolo D**. In particolare, si sono assunte magnitudo pari a 7 e accelerazioni massime in corrispondenza del p.c. pari a 0.31g (il valore di 0.25g che compete alla "Zona 2" è stato amplificato in accordo alle indicazioni riportate nella già citata nuova normativa per tenere conto delle condizioni stratigrafiche locali diverse dal sito rigido – cat. C - adottando un coefficiente di amplificazione pari a 1.25).

In accordo a quanto riportato al **capitolo B**, la valutazione della stabilità del sito nei confronti di fenomeni di liquefazione in condizioni "free field" è stata condotta:

- nel caso dei materiali sabbiosi applicando la procedura riportata in [Youd et al. \(2001\)](#), aggiornata rispetto a quella originaria di [Seed & Idriss \(1971\)](#);
- nel caso dei materiali ghiaiosi applicando la procedura 2 (si è ipotizzato, date le condizioni idrauliche e stratigrafiche al contorno, che gli strati ghiaiosi abbiano possibilità di dissipare in parte le sovrappressioni interstiziali generate durante il terremoto).

La **fig. 13** riporta l'andamento con la profondità di $(N_1)_{60}$, numero di colpi SPT corretto per tenere conto dello stato tensionale e dell'energia. Quasi tutti i valori risultano superiori a 26, il che indica che i terreni in oggetto non sono liquefacibili. Il coefficiente di sicurezza FS, dato dal rapporto CRR/CSR, che compete ai terreni per i quali $(N_1)_{60}$ risulta inferiore a 26, è riportato in **fig. 14**: FS è sempre superiore a 1.25, indicando che il rischio di liquefazione è trascurabile anche in tali punti.

F.3.3 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DAL TERREMOTO DI PROGETTO

I cedimenti indotti dal terremoto di progetto, valutati in accordo a quanto riportato al **capitolo 3**, risultano trascurabili.

F.4 COMUNE DI CASTREZZATO (BS)

La tratta della linea ferroviaria A.C. Milano-Verona compresa tra le pk 63+974,19 e le pk 65+432,29 ricade nel Comune di Castrezzato.

F.4.1 SITUAZIONE STRATIGRAFICA E DATI DISPONIBILI

Come nelle zone dei Comuni di Calcio e di Urago d'Oglio, i terreni sono costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose con intercalazioni di sabbia di spessore da decimetrico a metrico.

Il livello di falda di riferimento, ricavato con riferimento ai dati disponibili ad oggi, è posto ad una profondità di circa 20 m da piano campagna.

In considerazione della posizione della falda, oltreché dei valori elevati di N_{SPT} (**fig. 15**), le analisi per la valutazione del rischio di liquefazione possono essere omesse.

F.4.2 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DAL TERREMOTO DI PROGETTO

I cedimenti indotti dal terremoto di progetto, valutati in accordo a quanto riportato al **capitolo C**, risultano trascurabili.

F.5 COMUNI DI MONTIRONE E GHEDI (BS)

La tratta della linea ferroviaria A.C. Milano-Verona tra le progressive km 87+007 e km 88+430 (spalla lato Verona del v.tto Gardesana) ricade nei Comuni di Montirone e Ghedi.

F.5.1 SITUAZIONE STRATIGRAFICA E DATI DISPONIBILI

Le stratigrafie dei sondaggi mostrano che la tratta in esame è caratterizzata principalmente dalla presenza di due strati principali.

In superficie (**strato 1**), al di sotto di uno strato di coltivo di spessore 0.5÷0.6 m circa, prevalgono sabbie e ghiaie, con qualche livello limoso-sabbioso; lo spessore dello strato 1 è variabile pressoché linearmente tra 26÷27 m alla progressiva km 87+007 circa e 16÷17 m alla progressiva km 88+350 circa.

Al di sotto dello strato 1, fino alle massime profondità indagate, prevalgono limi sabbioso-argillosi (**strato 2**).

Il livello di falda di riferimento, ricavato con riferimento ai dati disponibili ad oggi, è stato assunto ad una profondità di 5 m da piano campagna.

La **tab. 9** riporta l'elenco dei sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nella zona nel corso delle campagne d'indagine 2001 e 2004, con indicazione della lunghezza, del numero di prove penetrometriche dinamiche SPT e delle determinazioni granulometriche eseguite.

Tabella 9: Campagne d'indagine 2001 e 2004

Sondaggio	Lunghezza (m)	N° N _{SPT}	N° determinazioni granulometriche
3SS010	50	14	10
3SS011	40	10	5
XA202R109	30	4	4
3SS012	40	12	0
XA202R110	30	9	6
3SS013	30	9	6

La **fig. 16** mostra l'andamento con la profondità dei valori di N_{SPT} misurati nell'ambito dello strato 1.

VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

I parametri sismici utili per le analisi semplificate del potenziale di liquefazione in condizioni "free field", ovvero l'accelerazione massima in corrispondenza del p.c. (a_{max}) e la magnitudo (M), sono stati definiti in accordo ai criteri riportati nel **capitolo D**. In particolare, si sono assunte magnitudo pari a 6 e accelerazioni massime in corrispondenza del p.c. pari a 0.19g (il valore di 0.15g che compete alla "Zona 3" è stato amplificato in accordo alle indicazioni riportate nella già citata nuova normativa per tenere conto delle condizioni stratigrafiche locali diverse dal sito rigido – cat. C - adottando un coefficiente di amplificazione pari a 1.25).

In accordo a quanto riportato al **capitolo B**, la valutazione della stabilità del sito nei confronti di fenomeni di liquefazione in condizioni "free field" è stata condotta:

- nel caso dei materiali sabbiosi applicando la procedura riportata in [Youd et al. \(2001\)](#), aggiornata rispetto a quella originaria di [Seed & Idriss \(1971\)](#);
- nel caso dei materiali ghiaiosi applicando la procedura 2 (si è ipotizzato, date le condizioni idrauliche e stratigrafiche al contorno, che gli strati ghiaiosi abbiano possibilità di dissipare in parte le sovrappressioni interstiziali generate durante il terremoto).

In considerazione della non elevata sismicità dell'area, della composizione e delle caratteristiche dei terreni limoso-sabbioso-argillosi dello strato 2, nonché del fatto che essi si collocano a profondità maggiori di 15 m dal p.c., in questa sede tali depositi non sono stati considerati suscettibili di fenomeni di instabilità per sovrappressioni interstiziali indotte da eventi sismici.

La **fig. 17** riporta l'andamento con la profondità di $(N_1)_{60}$, numero di colpi SPT corretto per tenere conto dello stato tensionale e dell'energia. Quasi tutti i valori risultano superiori a 26, il che indica che i terreni in oggetto non sono liquefacibili. Il coefficiente di sicurezza FS, dato dal rapporto CRR/CSR,

che compete ai terreni per i quali $(N_1)_{60}$ risulta inferiore a 26, è riportato in **fig. 18**: FS è sempre superiore a 1.25, indicando che il rischio di liquefazione è trascurabile anche in tali punti.

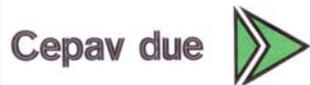
F.4.3 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DAL TERREMOTO DI PROGETTO

I cedimenti indotti dal terremoto di progetto, valutati in accordo a quanto riportato al **capitolo C**, risultano trascurabili.

G RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ❑ Andrews D.C.A., Martin G.R. (2000) "Criteria for liquefaction of silty soils" 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- ❑ Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- ❑ Dickenson S.E., Mc Cullough N.J., Barkau M.G., Wavra B.J., (2002) "Assessment and mitigation of liquefaction hazards to bridge approach embankments in Oregon" Oregon Department of Transportation Research Group, Federal Highway Administration, Final Report SPR 361.
- ❑ Ishihara K., Kokusho T., Silver M.L. (1989) "Earthquakes: Influence of local conditions on seismic response – State of the Art Report: Recent developments in evaluating liquefaction characteristics of local soils" General Report, Discussion Session 27, 12th ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- ❑ Ishihara K., Yoshimine M. (1992) "Evaluation of settlements in sand deposit following liquefaction during earthquakes" Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 32 (1).
- ❑ Pyke R., Seed H.B., Chan C.K. (1975) "Settlement of sands under multidirectional shaking" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 101, n° 4.
- ❑ Rollins K.M., Seed H.B. (1990) "Influence of buildings on potential liquefaction damage" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.116, n° 2.
- ❑ Salgado R., Boulanger R.W., Mitchell J.K. (1997) "Lateral stress effects on CPT liquefaction resistance correlations" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 123, n° 8.
- ❑ Seed H.B., Idriss I.M. (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential" Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 97, n° SM9.
- ❑ Seed H.B., Idriss I.M. (1982) "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes" Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- ❑ Seed R.B., Cetin K.O., Moss R.E.S., Kammerer A.M., Wu J., Pestana J.M., Riemer M.F., Sancio R.B., Bray J.D., Kayen R.E., Faris A. (2003) "Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework" 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

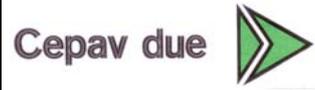
Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
456 di 475

- Tokimatsu K., Seed H.B. (1987) "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 113, n° 8.
- Wang W. (1979) "Some findings in soil liquefaction" Research Report, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, August.
- Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Liam Finn W.D., Harder Jr L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcusson III W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe II K.H. (2001) "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (10), ASCE.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBHGE0005001

Rev.
1

Foglio
457 di 475

FIGURE

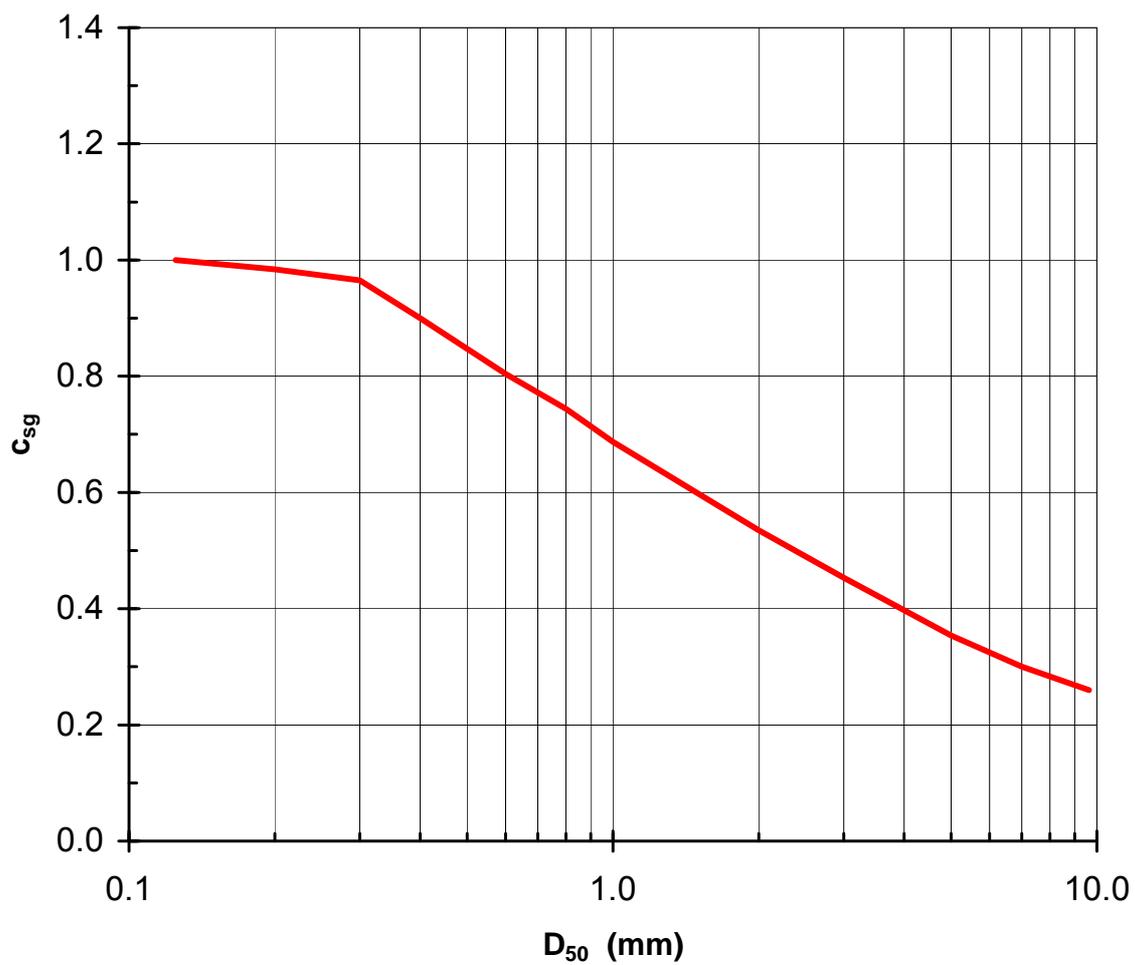


Figura 1

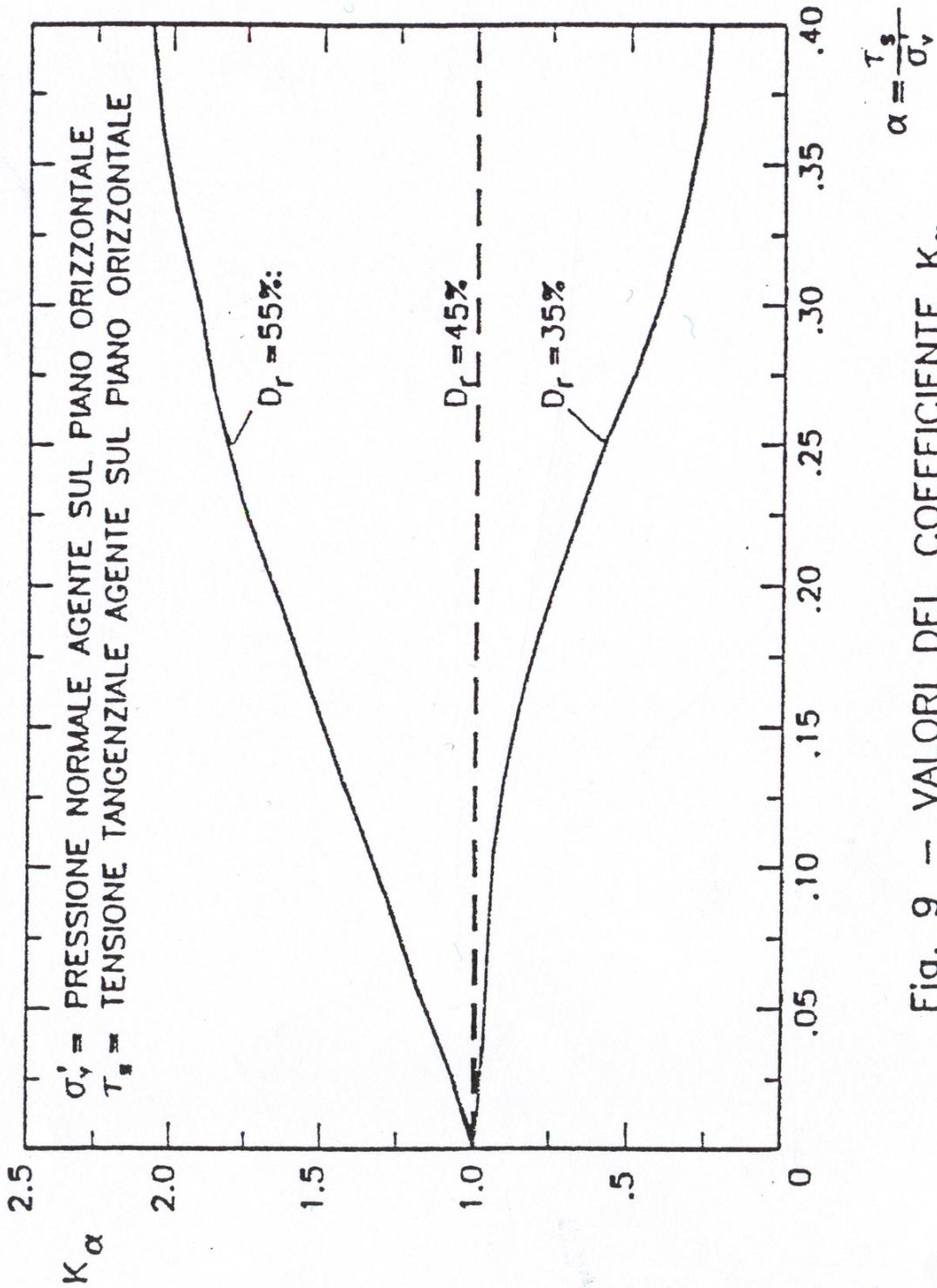
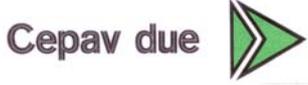


Fig. 9 - VALORI DEL COEFFICIENTE K_α
(ROLLINS & SEED, 1990)

Figura 2

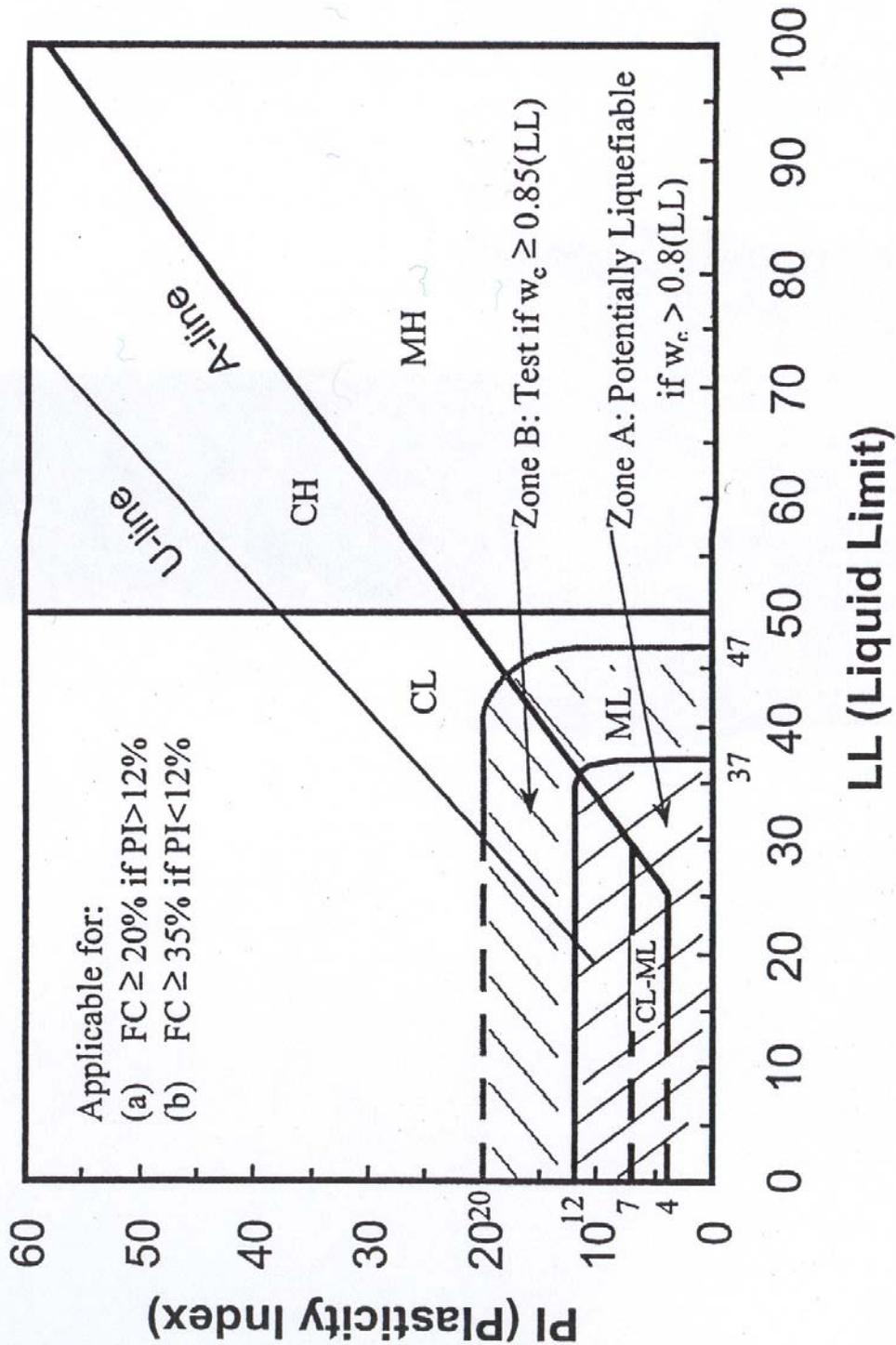
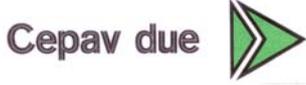


Figura 3

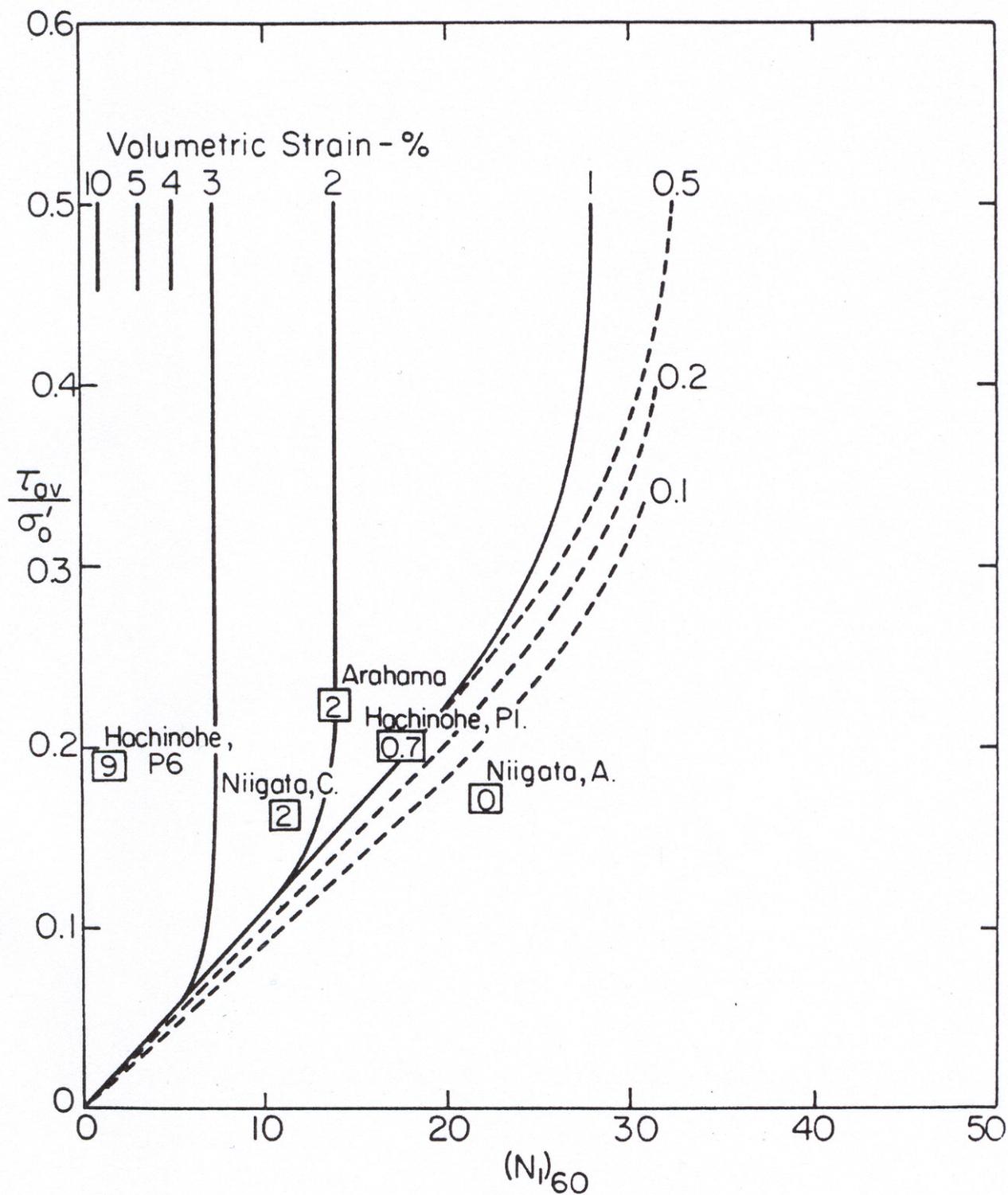


Figura 4

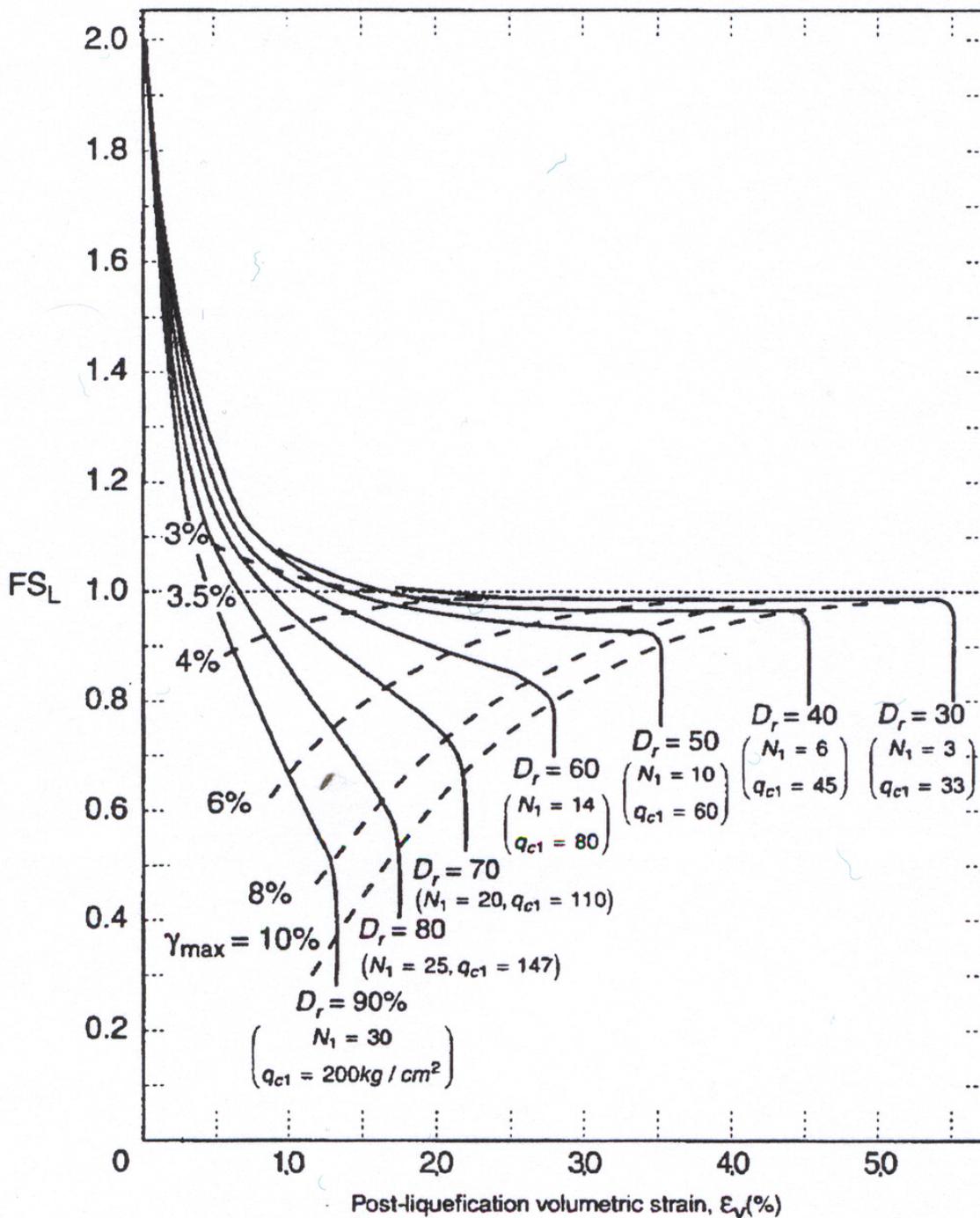


Figura 5

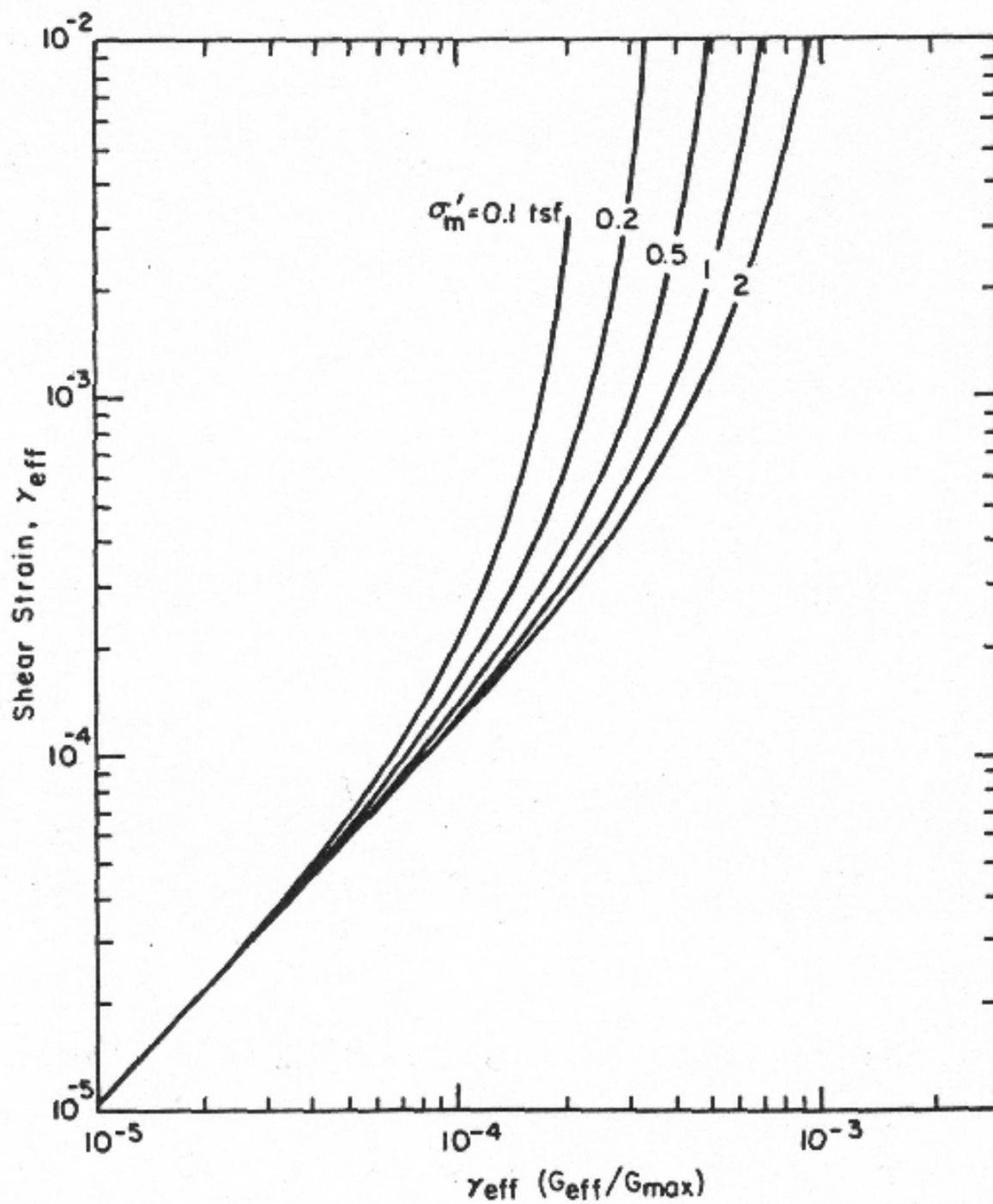


Figura 6

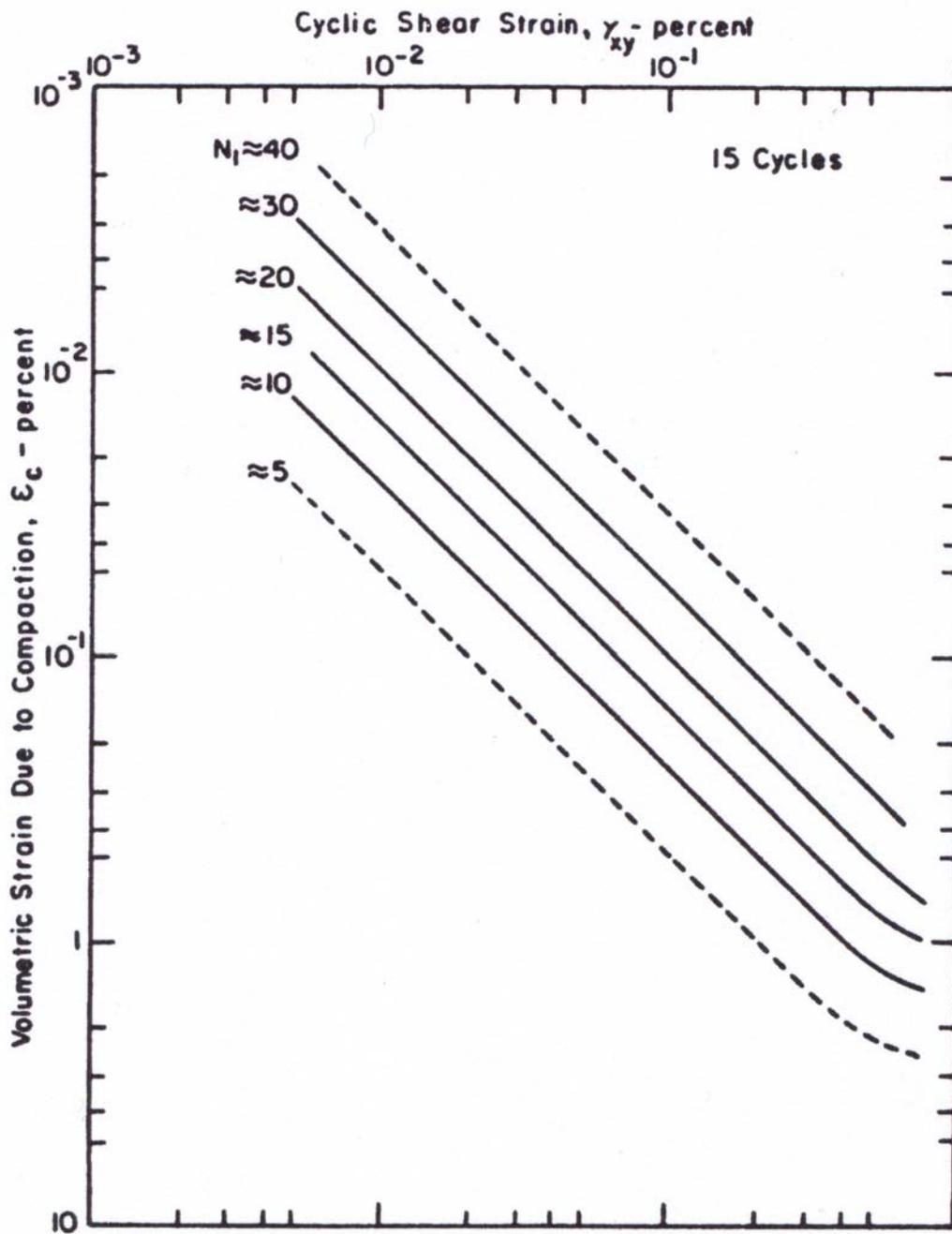


Figura 7

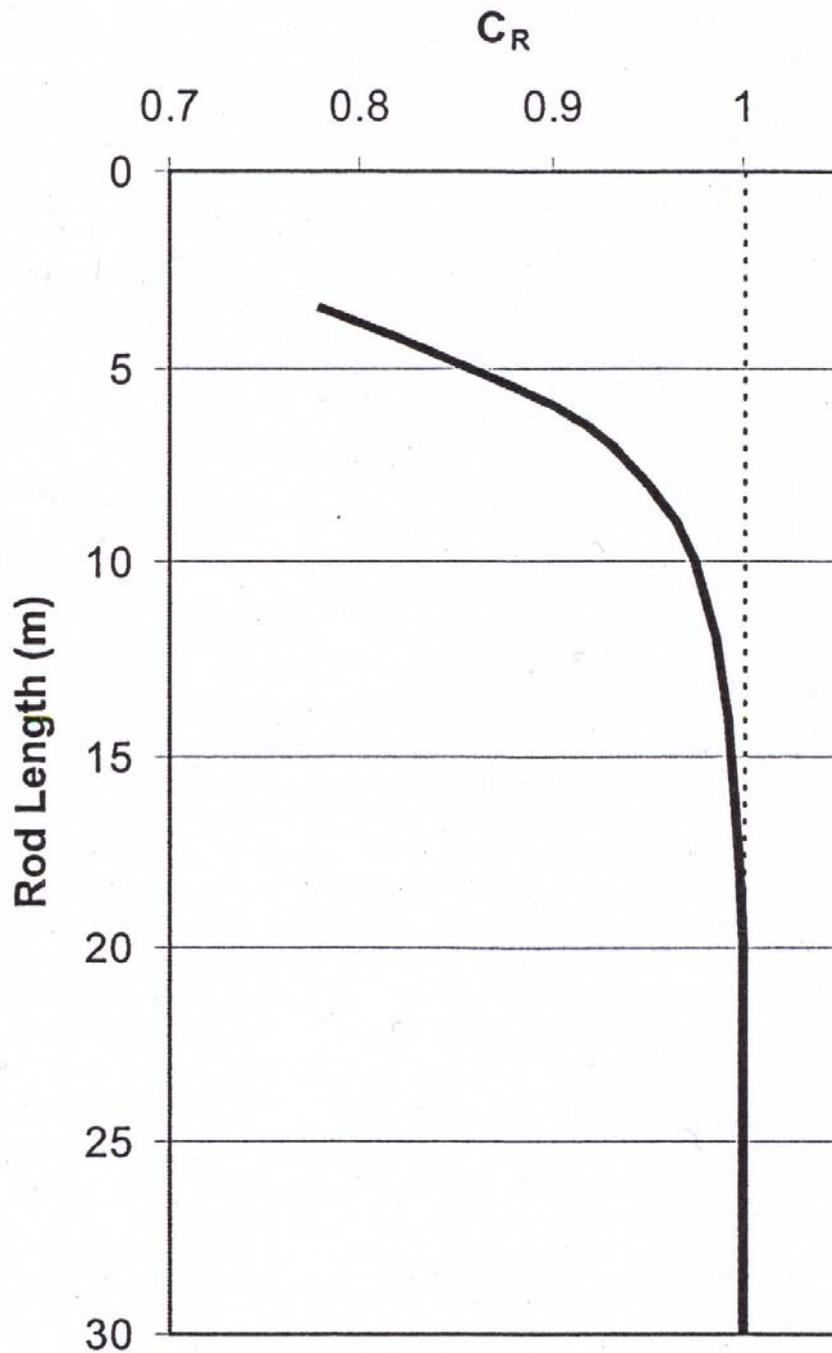


Figura 8

Numero colpi N_{SPT}

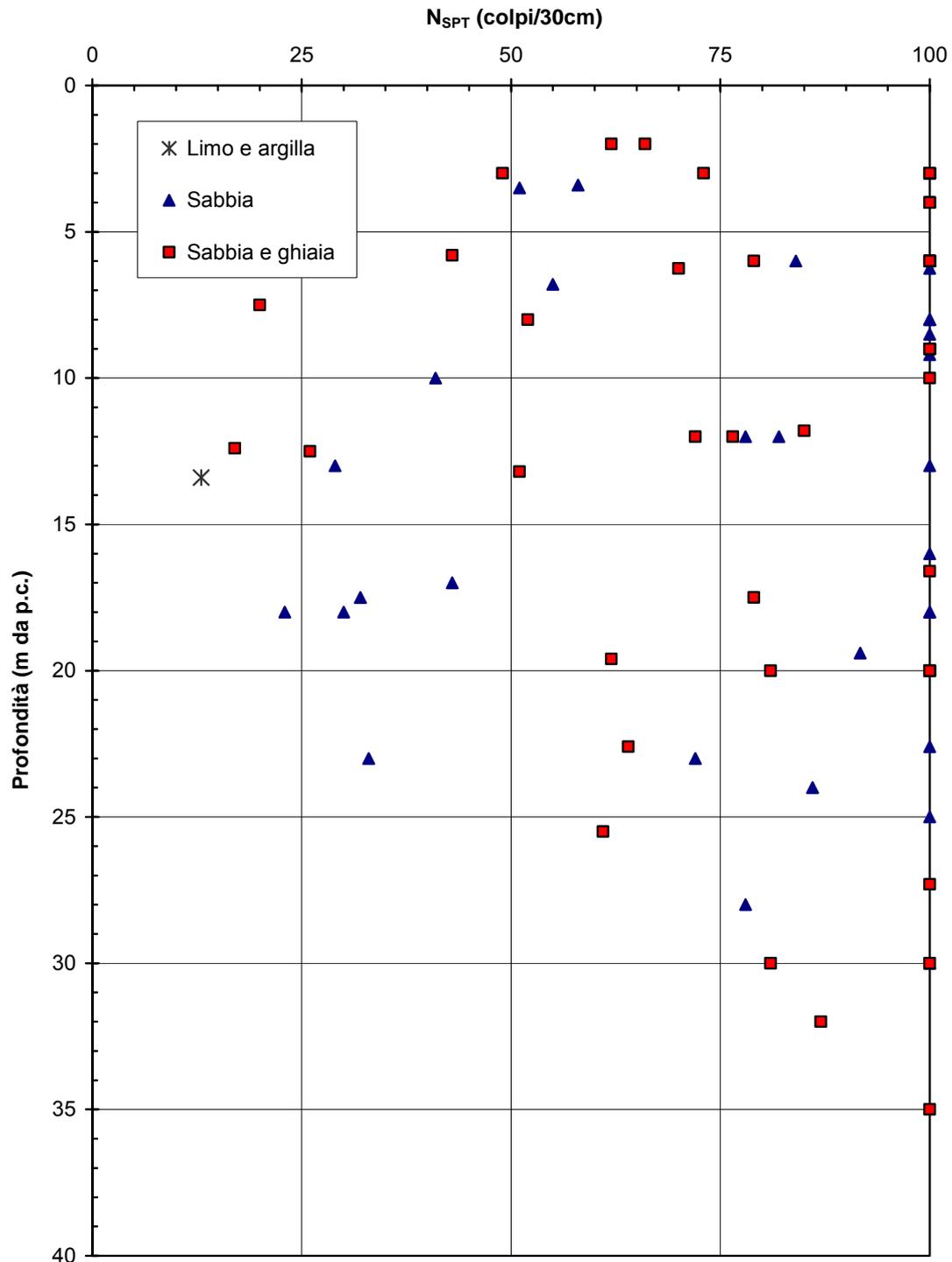


Figura 9: Comune di Calcio – Andamento con la profondità dei valori di N_{SPT}

Numero colpi N_{SPT} corretto

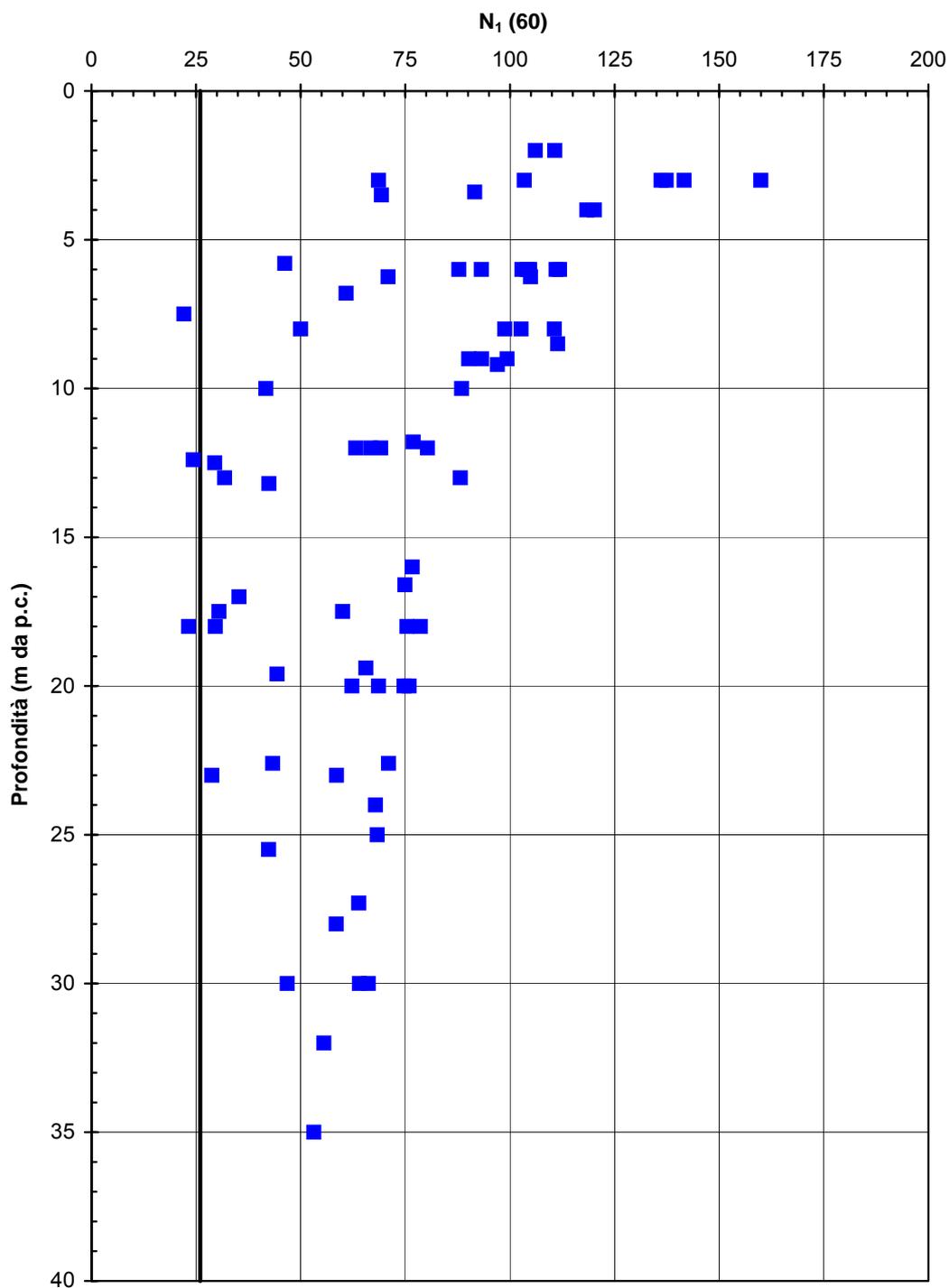


Figura 10: Comune di Calcio – Andamento con la profondità dei valori di $N_{1(60)}$

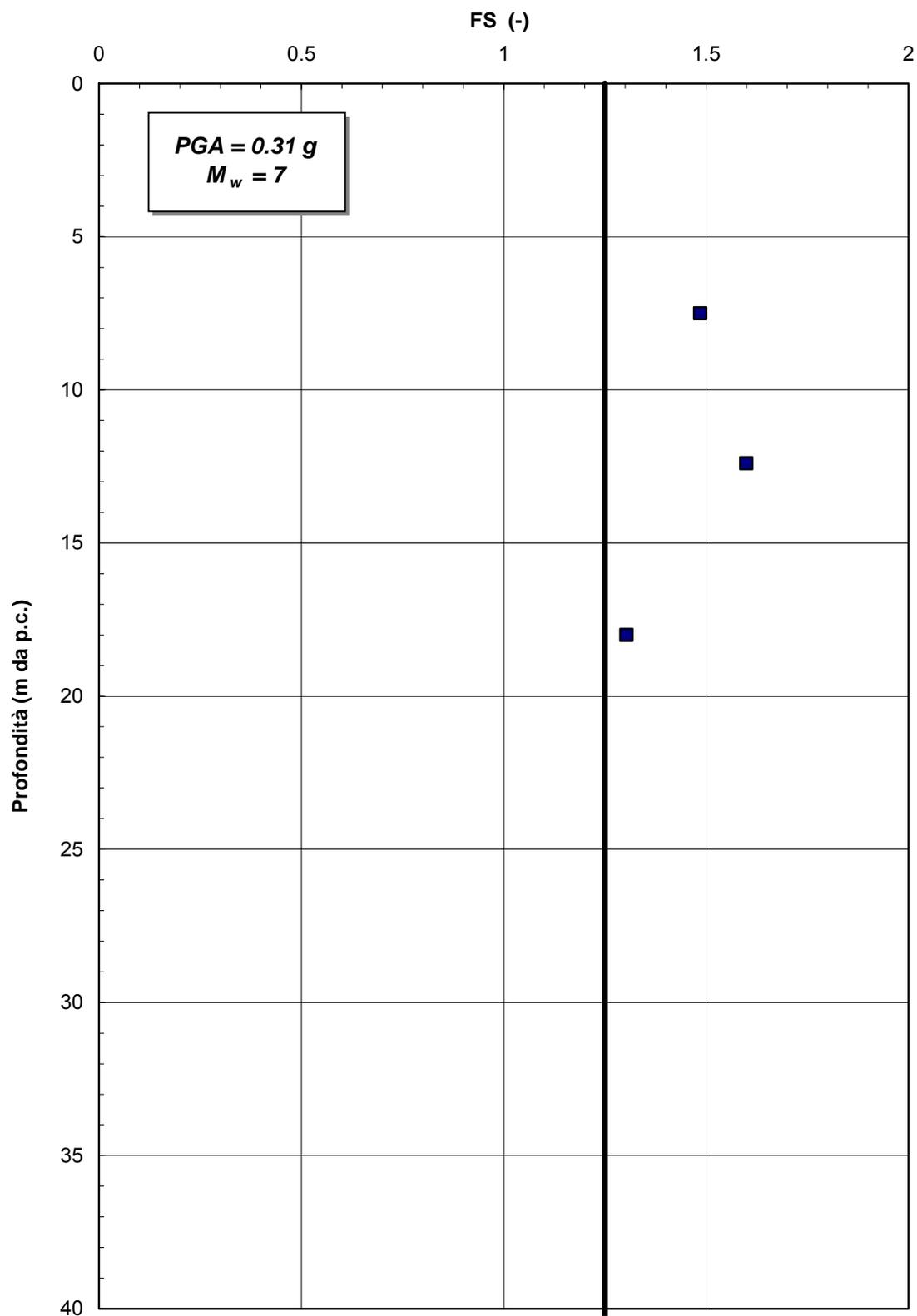


Figura 11: Comune di Calcio – Analisi di suscettibilità alla liquefazione

Numero colpi N_{SPT}

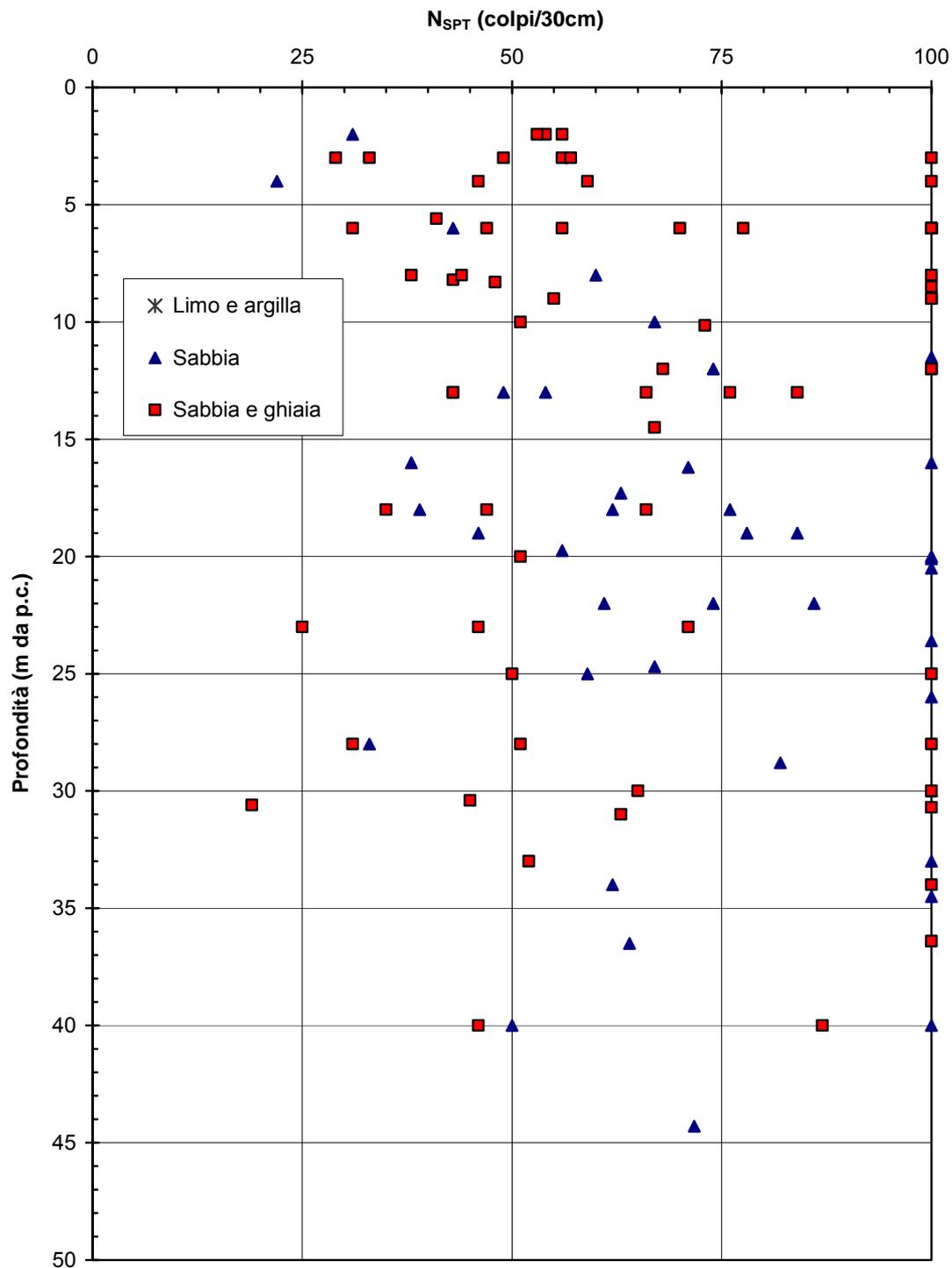


Figura 12: Comune di Urago d'Oglio – Andamento con la profondità dei valori di N_{SPT}

Numero colpi N_{SPT} corretto

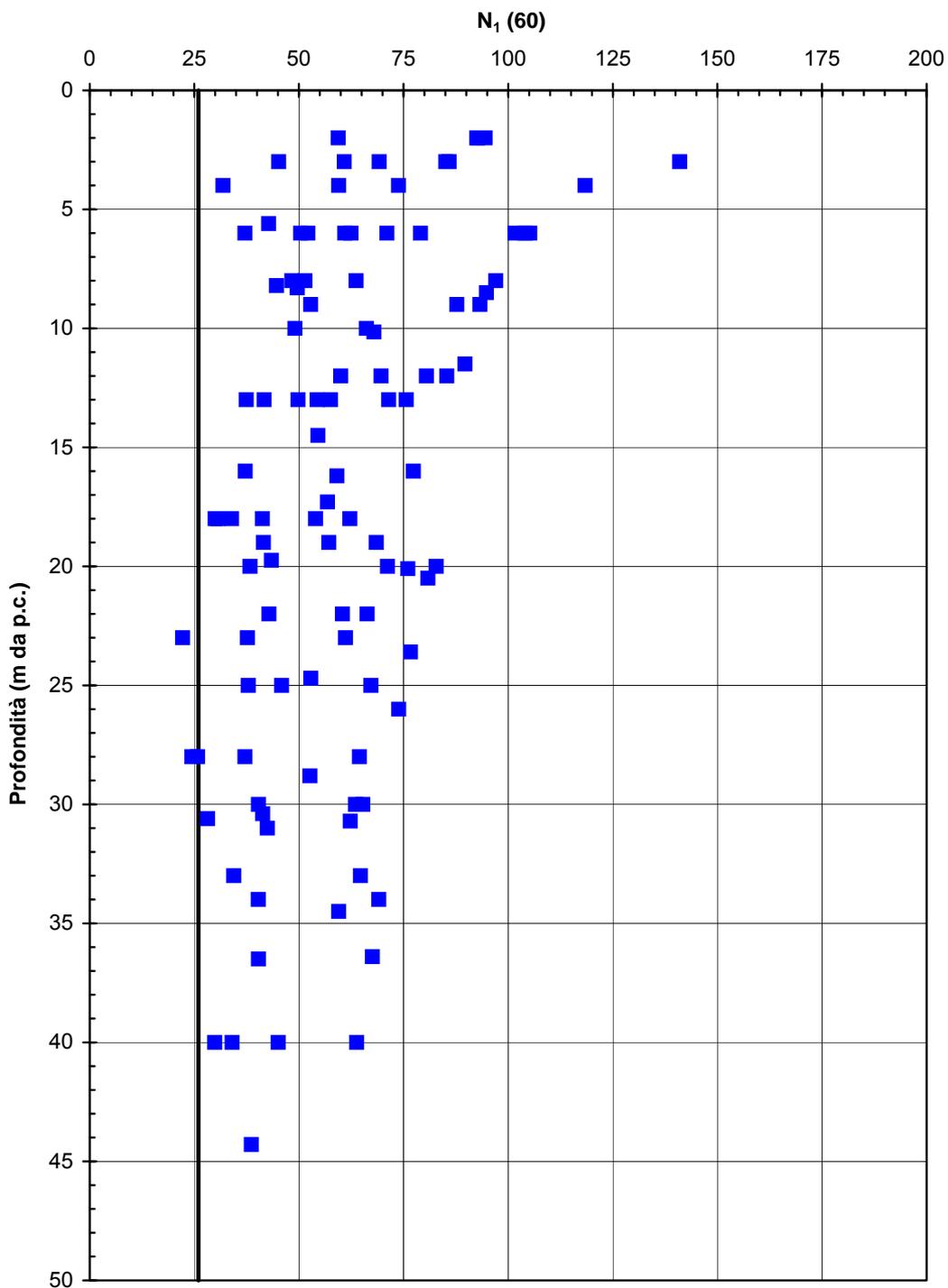


Figura 13: Comune di Urago d'Oglio – Andamento con la profondità dei valori di $N_{1(60)}$

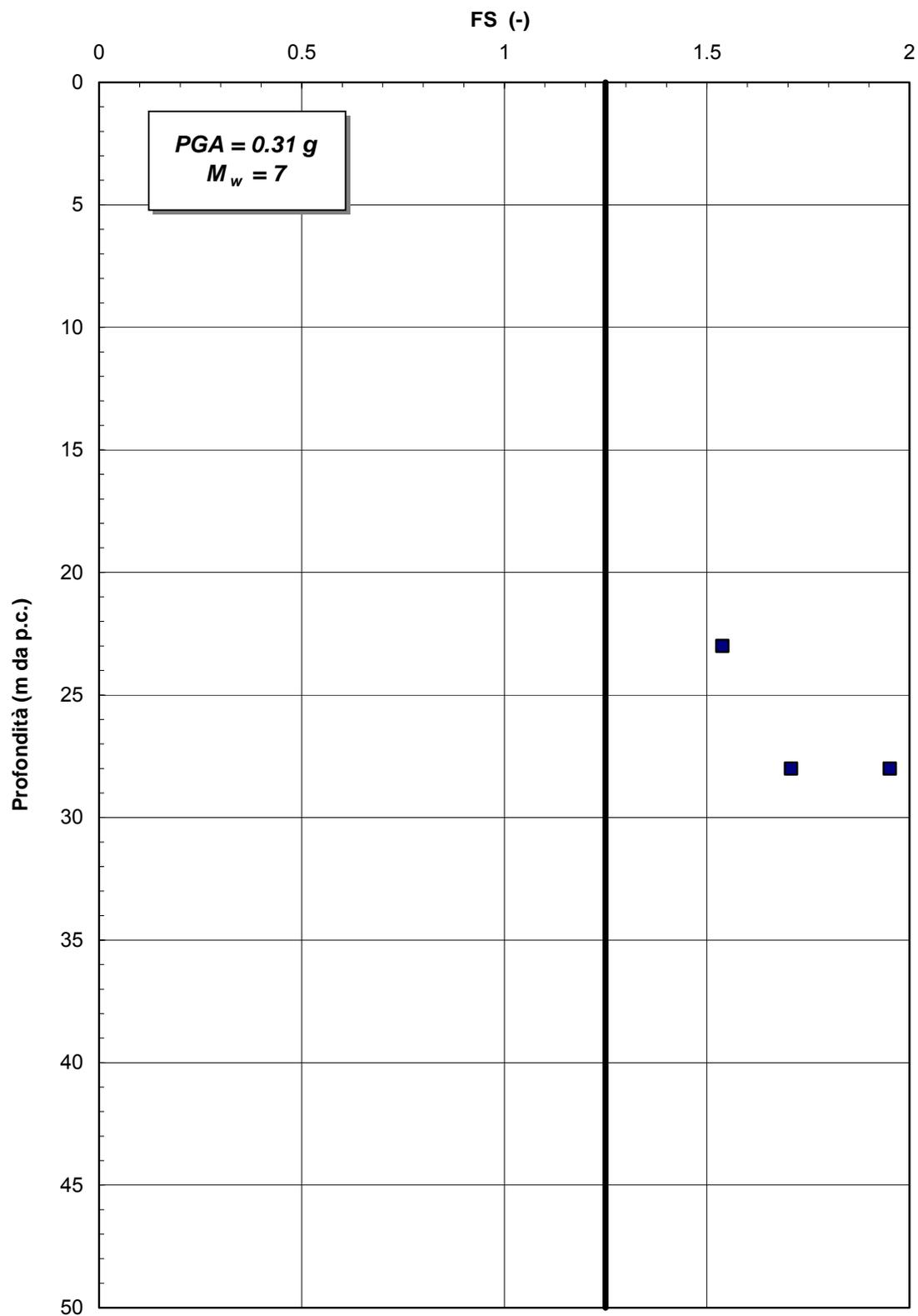


Figura 14: Comune di Urago d'Oglio – Analisi di suscettibilità alla liquefazione

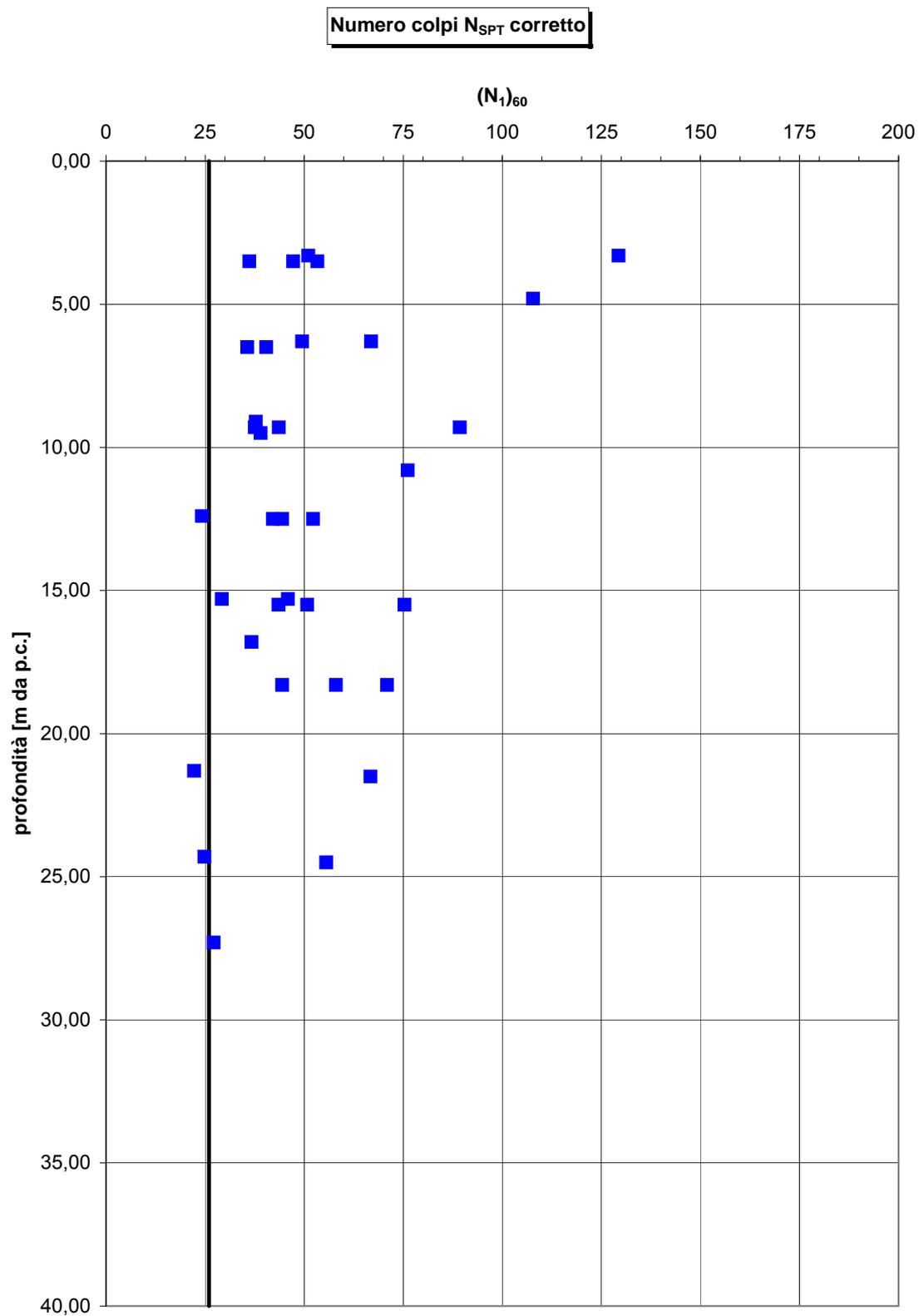


Figura 17: Comuni di Montirone e Ghedi - Andamento con la profondità dei valori di $N_{1(60)}$

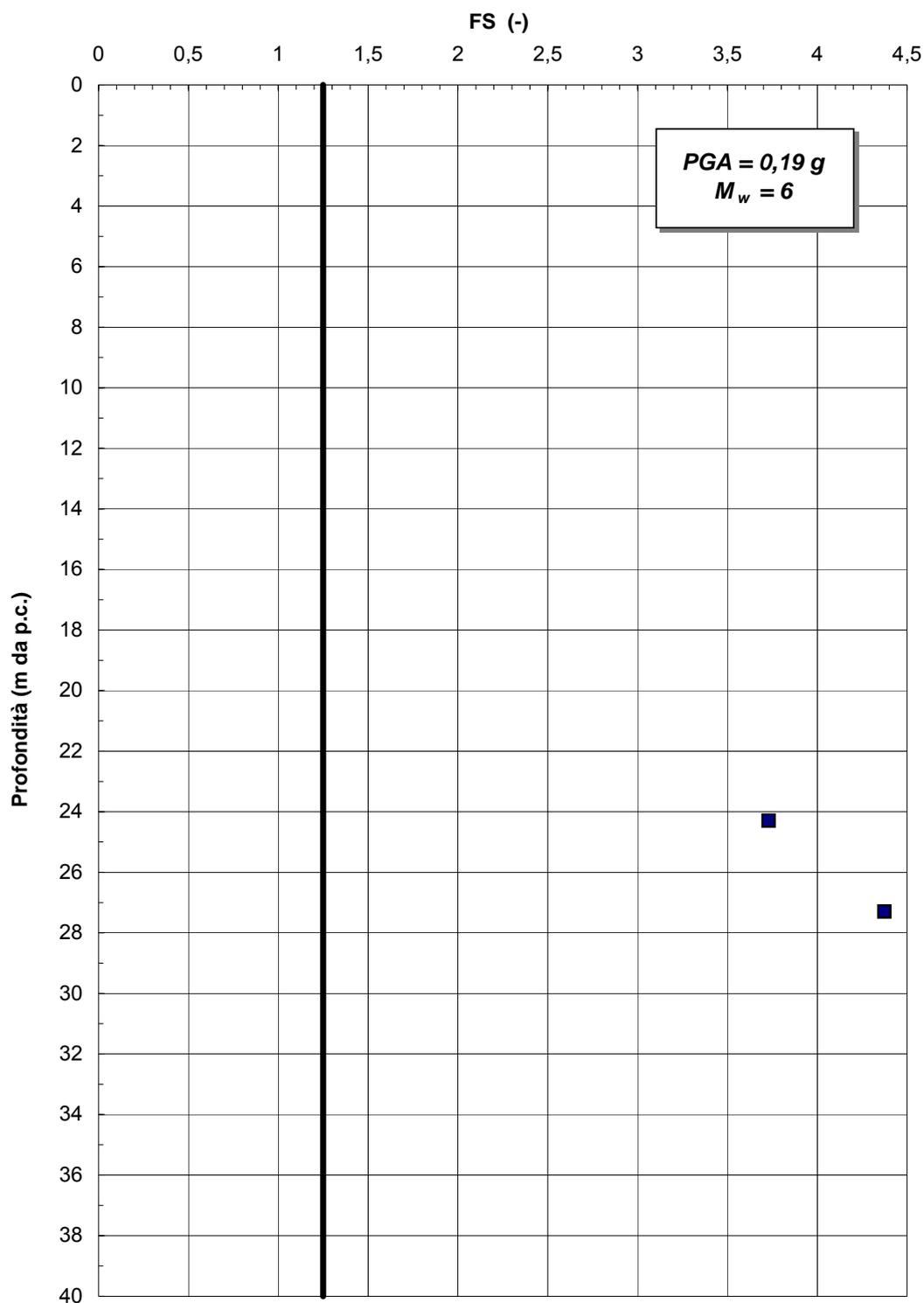
Analisi di Suscettibilità alla Liquefazione

Figura 18: Comuni di Montirone e Ghedi – Analisi di suscettibilità alla liquefazione