

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O.: COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LINEA LAMEZIA TERME – CATANZARO LIDO

**COLLEGAMENTO LAMEZIA TERME - SETTINGIANO
VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO**

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

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

RC0Y 00 R 10 GE GE0006 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Giannini		A.Ciavarella		S.Vanfiori		L.Berardi Ottobre 2021
B	Emissione esecutiva	S. Corti	Marzo 2021	A.Ciavarella	Marzo 2021	I. D'Amore	Marzo 2021	
C	Emissione esecutiva	S.Paoloni	Ott. 2021	L.Giannini	Ott. 2021	I.D'Amore	Ott. 2021	

File: RC0Y00R10GEGE0006001C

n. Elab.: X

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	8
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	8
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	10
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	12
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	12
3.2	SISMICITÀ DELL'AREA	15
3.2.1	<i>Premessa</i>	15
3.2.2	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica</i>	16
3.2.3	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	17
3.2.4	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido</i>	18
3.2.5	<i>Risposta Sismica Locale</i>	21
3.2.6	<i>Stabilità Nei Confronti Della Liquefazione</i>	25
3.2.6.1	Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione	25
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	28
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2021.....	28
4.2	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2019/2020.....	28
4.3	INDAGINI ITALFERR PER IL PROGETTO DEFINITIVO DELL'ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA ESISTENTE.....	29
5	CARATTERISTICHE DELLA FALDA	35
6	UNITÀ GEOTECNICHE.....	37
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	40
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	40
7.2	INTERPRETAZIONE DI PROVE SPT IN TERRENI GRANULARI	41
7.2.1	<i>Valutazione della densità relativa da SPT</i>	41

7.2.1.1	Interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in sabbia.....	41
7.2.2	<i>Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio</i>	42
7.2.3	<i>Valutazione delle caratteristiche di deformabilità</i>	43
7.2.3.1	Moduli elastici a piccole deformazioni	43
7.2.3.2	Moduli elastici "operativi"	44
7.3	INTERPRETAZIONE DI PROVE SPT IN TERRENI COESIVI	45
7.3.1	<i>Valutazione delle caratteristiche di deformabilità</i>	45
7.3.2	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	45
7.4	INTERPRETAZIONE DI PROVE DI LABORATORIO.....	46
7.4.1	<i>Classificazione</i>	46
7.4.2	<i>Stato tensionale iniziale e pressione di preconsolidazione</i>	46
7.4.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	46
7.4.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	46
7.4.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	46
7.4.6	<i>Permeabilità</i>	47
7.5	FORMAZIONI ROCCIOSE	48
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	49
8.1	UNITÀ SC	49
8.2	UNITÀ GS.....	49
8.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i>	51
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	57
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	61
8.2.4	<i>Permeabilità</i>	64
8.3	UNITÀ C	66
8.3.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche</i>	68
8.3.2	<i>Parametri di resistenza</i>	76
8.3.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	79

8.3.4	Permeabilità	84
8.4	UNITÀ A.....	86
8.4.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	88
8.4.2	Parametri di resistenza	96
8.4.3	Parametri di rigidezza	100
8.4.4	Permeabilità	105
8.5	UNITÀ AGES.....	108
8.5.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	110
8.5.2	Parametri di resistenza	118
8.5.3	Parametri di rigidezza	122
8.5.4	Permeabilità	127
8.6	UNITÀ AL.....	129
8.6.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	131
8.6.2	Parametri di resistenza	138
8.6.3	Parametri di rigidezza	142
8.6.4	Permeabilità	145
8.7	UNITÀ CONG.....	147
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	148
10	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE.....	153

1 INTRODUZIONE

Il presente Progetto di Fattibilità Tecnico Economica ha come oggetto la velocizzazione della tratta Lamezia Terme – Settingiano mediante rettifiche di tracciato.

Il collegamento Lamezia Terme – Settingiano ha uno sviluppo complessivo pari a circa 29 km, mentre gli interventi di velocizzazione (oggetto del presente PFTE) sono limitati a tre segmenti compresi tra le progressive chilometriche 10+000 – 13+000, 19+000 - 24+0000 e 27+000 – 29+000 (vedi Figura 1.1).

Nei suddetti segmenti la velocizzazione della tratta è ottenuta o prevedendo varianti plano-altimetriche di tracciato o per mezzo di sole modifiche della sopraelevazione. Nella tabella seguente è indicato, per ogni tratta di intervento, il nome della variante di progetto e il numero della curva della linea storica (LS) interessata dalla variante:

VELOCIZZAZIONE TRAMITE AUMENTO DELLA SOPRAELEVAZIONE			
Tratta di intervento	Nome intervento	Curva LS	Pk LS inizio - fine
km 10+000 - 13+000	VARIANTE 10	CURVA 7	10+096 - 10+490
		CURVA8	10+825 - 11+425
		CURVA9	11+455 – 11+740
		CURVA 10	12+137 – 12+843
VELOCIZZAZIONE TRAMITE VARIANTI DI TRACCIATO			
Tratta di intervento	Nome intervento	Curva compresa nell'intervento	Sviluppo intervento (m)
Km 19+000-24+000	VARIANTE 5	CURVA 20a e 20b	19+888 - 20+068 / 20+156-20+237
	VARIANTE 6	CURVA21	21+922 - 22+201
	VARIANTE 7	CURVE 22, 23 e 24	22+894 - 23+802
Km 27+000-29+000	VARIANTE 8	CURVA 27	27+139 - 27+291
	VARIANTE 9	CURVE 28 e 29	28+000-29+295

Gli interventi di velocizzazione operati con le modifiche di tracciato di cui alla tabella precedente hanno compreso la valutazione della sicurezza della linea dal punto di vista idraulico, geotecnico e

strutturale. Nelle tre tratte di progetto sono previsti infatti sia interventi volti ad assicurare la sicurezza della sede ferroviaria rispetto agli incrementi delle sollecitazioni conseguenti alla velocizzazione o a fenomeni di dissesto presenti, sia ad assicurare la compatibilità della linea con riferimento al rischio idraulico esistente.

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico, che ha compreso la caratterizzazione dei litotipi presenti in corrispondenza delle tre tratte oggetto di velocizzazione.

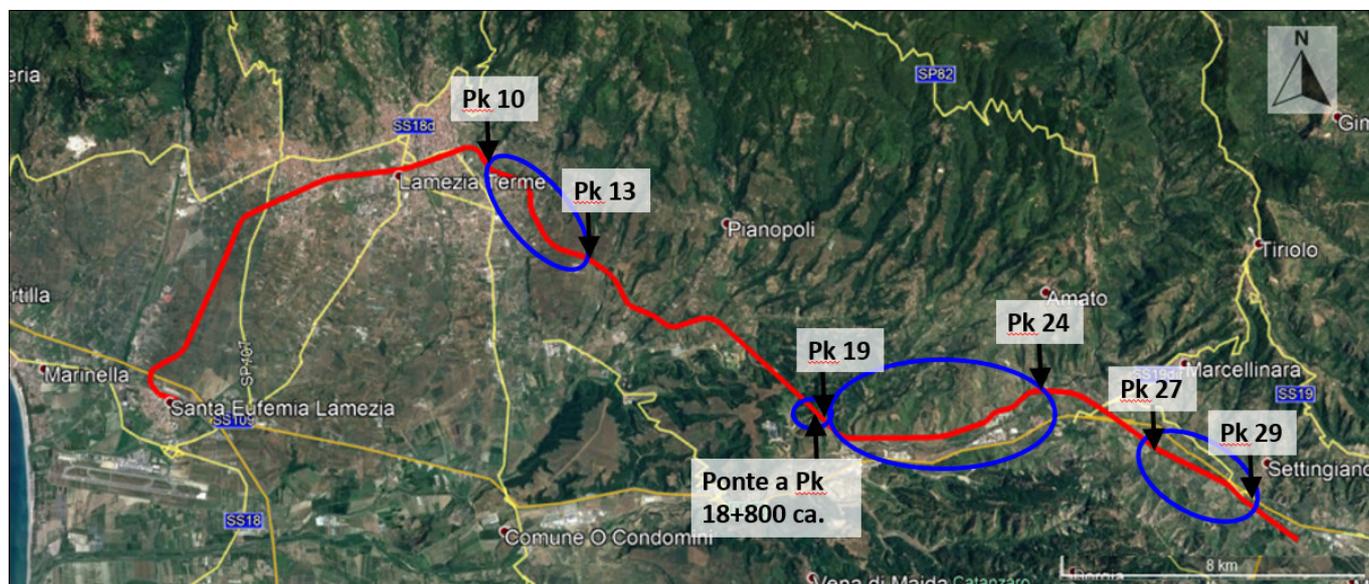


Figura 1.1 – Immagine aerea complessiva tratta ferroviaria Lamezia Terme - Settingiano (in rosso): in blu le tratte oggetto di velocizzazione

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi del quadro geologico di riferimento;
- nel capitolo 4 è riportata una descrizione delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 5 sono riportate le caratteristiche della falda;
- nel capitolo 6 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;
- nel capitolo 7 sono descritti i criteri e correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;

- nel capitolo 8 sono definiti i valori dei parametri meccanici associati alle unità geotecniche individuate;
- nel capitolo 9 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti in progetto;
- nel capitolo 10 un quadro di sintesi delle problematiche geotecniche affrontate nell'ambito della progettazione.

2 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [7] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [8] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [9] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1.
- [10] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- [11] Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils” Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.

- [12] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [13] 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.
- [14] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [15] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [16] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [17] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [18] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [19] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Velocizzazione linea Jonica Sibari Lamezia Terme – Tratta Lamezia Terme Settingiano – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. RC0Y00R69SGGE0005002A)
- [20] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Velocizzazione linea Jonica Sibari Lamezia Terme – Tratta Lamezia Terme Settingiano – Prove geotecniche di laboratorio (Doc. RC0Y00R69PRGE0005002A)
- [21] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Velocizzazione linea Jonica Sibari Lamezia Terme – Tratta Lamezia Terme Settingiano – Indagini geofisiche (Doc. RC0Y00R69IGGE0005002A)
- [22] ITALFERR – Progetto Definitivo – Elettrificazione tratta Lamezia Terme–Catanzaro – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. RC0W01D69SGGE0005001/2A)
- [23] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e sismica (Doc. RC0Y00R69RGGE0005001B)
- [24] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Profilo geotecnico al 5000 (Doc. da RC0Y00R10F5GE0006001A a RC0Y00R10F5GE0006004A)
- [25] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Profilo geotecnico al 2000 (Doc. da RC0Y00R10F6GE0006001A a RC0Y00R10F6GE0006002A)
- [26] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Sezioni geotecniche (Doc. da RC0Y00R10WZGE0006001A a RC0Y00R10WZGE0006004A)
- [27] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Tipologico interventi sui dissesti e sulla piattaforma ferroviaria (Doc. RC0Y00R10PZGE0006001B)

- [28] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Inquadramento planimetrico e sezioni geotecniche e degli interventi (Doc. da RC0Y00R10PZGE0006002A a RC2Y00R10PZGE0006008A)
- [29] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Relazione per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione (Doc. RC0Y00R10RHGE0006001B)
- [30] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Relazione descrittiva e di calcolo sui dissesti (Doc. RC0Y00R10RHGE0006002B)
- [31] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Relazione di predimensionamento fondazioni profonde (Doc. RC0Y00R10RHGE0006003B)
- [32] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Collegamento Lamezia Terme–Settingiano. Velocizzazione mediante rettifiche di tracciato – Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviarie (Doc. RC0Y00R10RHGE0006004B)

	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative a successioni sedimentarie di substrato e a coperture recenti. In particolare, le perimetrazioni e le descrizioni geologico-strutturali delle unità individuate nell'area derivano da un'integrazione tra le informazioni riportate in letteratura ed i dati raccolti dal rilevamento geologico di superficie e dalle indagini geognostiche a disposizione. La sintesi del modello geologico di riferimento è riportata nella "Relazione geologica" e relativi elaborati (Doc. Rif. [23]).

Di seguito vengono descritte le singole unità litostratigrafiche individuate nel settore d'intervento.

Unità Oloceniche e attuali

- *Depositi alluvionali a*: Questi depositi comprendono i materiali alluvionali attuali e recenti collegati a dinamica geomorfologica fluviale. I materiali coinvolti comprendono principalmente sabbie e ghiaie limose (Olocene). Le alluvioni, anche se successivamente trattate come materiali a grana grossa, possono avere anche contenuti di materiale fine importanti.

Depositi Neogenici

- *Depositi conglomeratici e sabbiosi terrazzati Q*: Questi depositi comprendono materiali alluvionali più antichi (Pleistocene) collegati a dinamica geomorfologica fluviale.
- *Sabbie e arenarie tenere Psar*: Questi depositi comprendono materiali tipicamente sabbiosi di deposizione più antica (Pliocene), localmente con un certo grado di cementazione.
- *Argille marnose di Cutro KCR*: Argille, argille marnose e siltiti, da grigie a brune con stratificazione non sempre evidente. Il contenuto macro e micropaleontologico rivela un ambiente di deposizione batiale e un'associazione di foraminiferi dal Piacenziano al Calabriano. L'unità passa per alternanza all'Arenaria di Scandale. Lo spessore è dell'ordine dei 400-500m. Si presume un ambiente di piattaforma. (Piacenziano – Calabriano).
- *Formazione Gessoso-Solfifera Ma*: Argille e limi, per lo più non fossiliferi, localmente con intercalazioni sabbiose e lenti di gesso microcristallino. Possibile analogia con il membro di Torre

Conidi (FDS₃) della Formazione di Staletti descritto nel Foglio 580 “Soverato”. (Tortoniano – Messiniano).

- *Gessi macrocristallini Mg*: Gessi in forma cristallina comunque contenuti in materiale argilloso limoso. L’origine risale al Miocene superiore.
- *Argilliti e siltiti grigie Ms*: Argille marnose e siltiti grigie con stratificazione non sempre evidente. L’origine risale al Miocene medio-superiore.
- *Conglomerati poligenici Mc*: conglomerati poligenici con ciottoli solitamente ben arrotondati e ghiaie, generalmente costipati. (Miocene Superiore).
- *Scisti filladici nerastri svf*: con intrusioni di masse, filoni e vene di granito e porfido. Il metamorfismo di contatto ha determinato in alcune zone la formazione di scisti cornubianitici. (Paleozoico).

Lungo il tracciato in esame sono presenti le formazioni elencate nel seguito:

- **Curva 8 (Var 10s) da pk 10+825 a pk 11.425**: Scisti Filladici di origine antica (Paleozoico), con coperture date dall’alterazione della formazione di base. Nel fondovalle sono presenti alluvioni recenti (Olocene) ghiaioso sabbiose;
- **Ponte a pk 18+800 circa (extra variante)**: Sabbie e sabbie limose ben addensate per tutta la profondità indagata.
- **Curva 20 (Var 5) da pk 19+866 a pk 21+081**: Argille e argille marnose di origine Plio-Pleistocenica, con coperture tipicamente costituite da depositi sabbiosi o limoso sabbiosi, soprattutto nella zona più vicina all’intersezione con la valle del torrente Cannello. Nel fondovalle sono presenti alluvioni recenti (Olocene) ghiaioso sabbiose;
- **Curva 21 (Var 6) da pk 21+783 a pk 22+374**: Argille e argille marnose di origine Plio-Pleistocenica, con coperture date dall’alterazione della formazione di base. Nel fondovalle sono presenti alluvioni recenti (Olocene) ghiaioso sabbiose;
- **Curve 22-23-24 (Var 7) da pk 22+744 a pk 24+000**: Argille e argille marnose di origine Plio-Pleistocenica sopra la formazione gessoso solfifera (costituita da argille plio-pleistoceniche intercalate da strati di gesso e gessoareniti), a sua volta sotto argilliti e siltiti grigie, con coperture

date dall'alterazione delle argille plio-pleistoceniche. Nel fondovalle sono presenti alluvioni recenti (Olocene) ghiaioso sabbiose, anche se di spessore modesto;

- **Curva 27 (Var 8) da pk 27+013 a pk 27+467:** formazione gessoso solfifera (costituita da argille plio-pleistoceniche intercalate da strati di gesso e gessoareniti, presenti soprattutto vicino alla superficie), con coperture date dall'alterazione della formazione di base. Localmente gli strati di gesso sono affioranti;
- **Tratta tra pk 28 circa e curva 28 (extra variante e Var 9):** formazione gessoso solfifera (costituita da argille plio-pleistoceniche intercalate da strati di gesso e gessoareniti, presenti soprattutto vicino alla superficie), con coperture date dall'alterazione della formazione di base. In questa zona non si manifestano affioramenti degli strati di gesso e dalle indagini effettuate la loro presenza sembra scarsa anche in profondità;
- **Curve 28-29 (Var 9) da pk 28+363 a pk 29+295:** Argilliti e siltiti grigie di origine Miocenica, con coperture date dall'alterazione della formazione di base. Verso la fine della tratta si trovano i conglomerati presenti sul versante opposto. Nel fondovalle sono presenti alluvioni recenti (Olocene) ghiaioso sabbiose, nonché materiali sottostanti più tipicamente a grana fine;

Sulla base delle carte tematiche PAI e sulla base del rilievo geomorfologico di dettaglio effettuato in sito, sono state individuate le aree critiche oggetto di studio lungo il tracciato. Tali aree sono dettagliatamente descritte al cap 11 della relazione geologica. Con riferimento alle tratte elencate sopra, se ne fa di seguito una breve sintesi.

Variante 10 – curva 8

Presenza di coltri potenzialmente instabili con spessori dell'ordine dei 2-4m, massimo 7m. Possibile sviluppo di soliflusso superficiale durante periodi di pioggia intensa e prolungata con creazione di falde sospese.

Variante 5 – curva 20

Presenza di franosità diffusa superficiale che si possono attivare con la creazione di falde sospese superficiali in risposta a periodi di pioggia intensa e prolungata.

Variante 9 – curva 29

Presenza di movimenti franosi superficiali molto lenti con spessori dell'ordine dei 4m che si attivano con la creazione di falde sospese superficiali in risposta a periodi di pioggia intensa e prolungata.

Piattaforma cedevole al km 24 circa

Allo stato attuale dell'infrastruttura si osservano un cedimento non trascurabile della piattaforma ferroviaria e delle lesioni sul muretto di contenimento a valle del rilevato ferroviario. Tale fenomeno sembra dovuto alla scarsa qualità del rilevato attuale e al contestuale presumibile innalzamento della falda all'interno del rilevato durante periodi piovosi, attivandosi in queste condizioni al passaggio ripetuto del treno.

Piattaforma cedevole al km 28 circa

In questa tratta vi sono segnalazioni di piattaforma cedevole, di rotazione del muretto di controripa a monte della ferrovia, nonché per un tratto di circa 200 m è presente un muro di sostegno dove il torrente Fallaco scorre in adiacenza alla ferrovia che presenta anch'esso delle lesioni. In questa zona sono presenti soliflussi di spessore limitato (ordine di grandezza dello spessore di 3-4 m) che si attivano presumibilmente durante eventi di pioggia intensa e prolungata con creazione di locali falde sospese.

3.2 SISMICITÀ DELL'AREA

3.2.1 Premessa

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione.

3.2.2 Vita Nominale, Classe d'Uso, Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

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

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica, si assume:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $C_U = 1.0$.

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

Nel caso in esame si assume (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif. [23]) un coefficiente d'uso C_U pari a:

$$C_U = 1.0$$

Il periodo di riferimento V_R si ottiene moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni}$$

3.2.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R sopra definito.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

Stato Limite Ultimo (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stato limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR})$$

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati in Tabella 3-1.

Tabella 3-1 – Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite.

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	45
	Stato limite di danno (SLD)	63%	75
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	712
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	1462

3.2.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (riferita dalle NTC2018) i valori a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_{c^*} (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) sono forniti per ognuno dei 10751 nodi del reticolo di riferimento a coprire il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi alla griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. In Tabella 3-2, si sono riportati le coordinate dei siti di interesse lungo il tracciato per i quali vengono definiti i valori della pericolosità sismica di base. Il calcolo è svolto per l'intera linea, dopodichè si utilizzeranno i valori di interesse per le tratte in esame.

In Figura 3.1 si mostra come un esempio, l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica per "Var.1 - Curva 02" tramite l'elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

Il confronto fra i valori del parametro a_g valutato in corrispondenza dei punti di riferimento lungo il tracciato (cfr. Tabella 3-2) per diversi stati limite è illustrato in Figura 3.2. Tale confronto mostra come la variabilità dell'input sismico lungo la tratta sede delle opere sia bassa per tutti periodi di ritorno. Sulla base di tale considerazione, i valori leggermente superiori di pericolosità sismica calcolati per il punto P1 (Var.10 s - Curva 07) verranno applicati nel seguito per tutte le opere in progetto, indipendentemente dalla loro collocazione.

I risultati dell'interpolazione per i parametri a_g , F_o e T_{c^*} per i diversi Stati Limite sono indicati in Tabella 3-3.

Tabella 3-2 – Identificazione e coordinate geografiche dei punti di interesse lungo il tracciato per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Nome di sito	Longitudine	Latitudine
Var.10 s - Curva 07	38.964304	16.33155
Var.10 s - Curva 08	38.961447	16.33883
Var.10 s - Curva 09	38.956903	16.33988
Var.10 s - Curva 10	38.949938	16.34515
Var.10 s - Curva 11	38.948012	16.35413
Var.10 s - Curva 18	38.922627	16.40256
Var.10 s - Curva 19	38.920737	16.40560
Var.5 - Curva 20	38.912358	16.41809
Var.6 - Curva 21	38.914445	16.43797
Var.7 - Curva 22/23/24	38.918175	16.45160
Var.8 - Curva 27	38.911683	16.48945
Var.9 - Curva 28/29	38.904530	16.50531

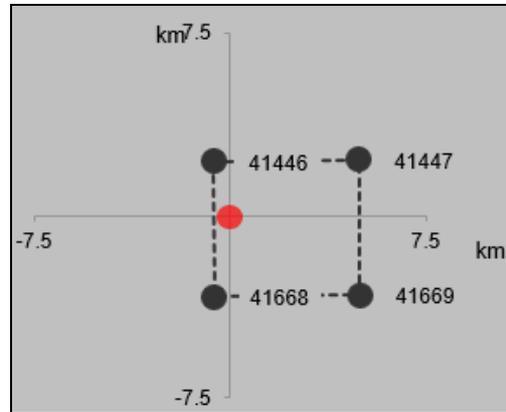


Figura 3.1 – Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno punto "Var.1 - Curva 02". Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

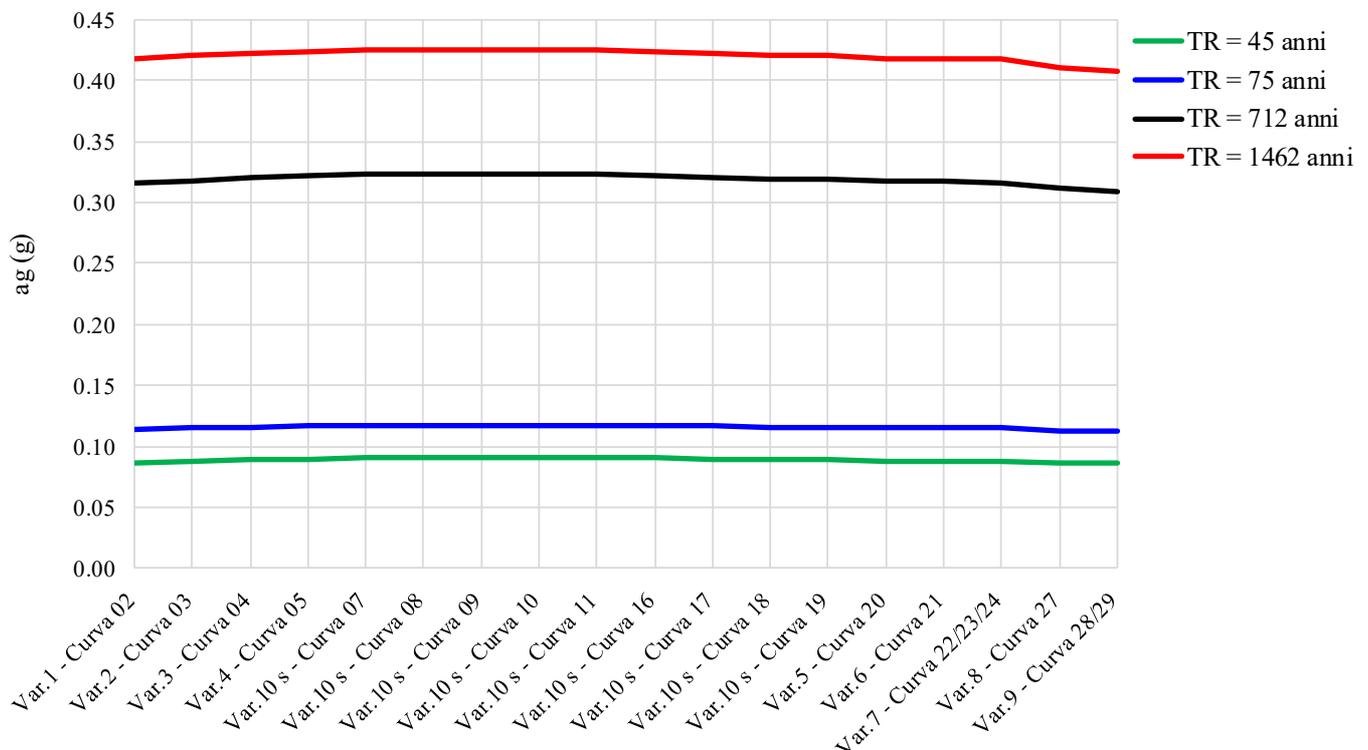


Figura 3.2 – Variazione del parametro di accelerazione su suolo rigido orizzontale a_g lungo il tracciato.

Tabella 3-3 – Valori dei parametri a_g , F_0 e T_{c^*} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)) per $VR = 75$ anni, per il punto di riferimento P1.

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_{c^*} (s)
SLO	45	0.090	2.281	0.295
SLD	75	0.117	2.299	0.317
SLV	712	0.323	2.456	0.388
SLC	1462	0.425	2.495	0.421

3.2.5 Risposta Sismica Locale

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_S), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_S \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i = spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N = numero di strati.
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per il presente studio, è stata considerata la campagna di indagini geofisiche eseguita lungo il tracciato che ha compreso l'esecuzione di prove di tipo MASW e allineamenti a rifrazione in onde P e S. I risultati ricavati dalle prove tipo MASW e le sezioni sismiche tomografiche in termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ sono riportati in Tabella 3-4 con le categorie di suolo corrispondenti (suolo C e B da Tabella 3-5). Per le altre opere dove non sono disponibili le indagini, è stata considerata la campagna di prove geofisiche per il progetto definitivo di Elettrificazione del Lotto 1 della linea Sibari-Lamezia Terme (Italferr 2019).

Sulla base di quanto osservato, la zona attraversata dal tracciato di interesse, è classificabile nelle categorie di sottosuolo C e B e perciò sono stati individuati due sezioni della linea per la definizione della categoria di suolo:

- Var.5, Var.6, Var.7, Var.8 e Var.9: Categoria di sottosuolo C
- Var.10s: Categoria di sottosuolo B

I coefficienti S_s per le categorie di sottosuolo B e C si ottengono dalle seguenti espressioni (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.20 \text{ (B)}$$

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50 \text{ (C)}$$

Il calcolo è svolto per l'intera linea, dopodichè si utilizzeranno i valori di interesse per le tratte in esame.

Tabella 3-4 – Risultati delle prove geofisiche in termini di $V_{s,eq}$ e categoria di sottosuolo per i siti di progetto.

<i>Nome di sito</i>	<i>$V_{s,eq}$ (m/s)</i>	<i>Tipo di suolo</i>	<i>Indagini utilizzate</i>
<i>Var.10 s - Curva 07</i>	<i>369</i>	<i>B</i>	<i>Rifrazione 5</i>
<i>Var.10 s - Curva 08</i>	<i>423</i>	<i>B</i>	<i>MASW 6-7</i>
<i>Var.10 s - Curva 09</i>	<i>469</i>	<i>B</i>	<i>Rifrazione 6 long</i>
<i>Var.10 s - Curva 10</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.10 s - Curva 11</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.10 s - Curva 18</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.10 s - Curva 19</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.5 - Curva 20</i>	<i>327</i>	<i>C</i>	<i>MASW8</i>
<i>Var.6 - Curva 21</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.7 - Curva 22/23/24</i>	<i>299</i>	<i>C</i>	<i>Rifrazione 9</i>
<i>Var.8 - Curva 27</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>Var.9 - Curva 28/29</i>	<i>285 *</i>	<i>C</i>	<i>MASW10</i>

** Dato qualitativamente confermato dalle prove sismiche a rifrazione 14/L2, 15/L2, 16/L2*

Tabella 3-5 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato. (Tabella 3.2.II delle NTC2018).

Suolo	Descrizione geotecnica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, tutte le tratte in esame su superficie sostanzialmente pianeggiante di fondovalle o al più a mezza costa su pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ nella zona vicino al fondovalle, comunque mai in zone di cresta (cat. T1 - in accordo alla Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in Tabella 3-6.

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta.

Tabella 3-6 – Valori del parametro a_g , dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLPP (2009)) per $V_R = 75$ anni.

<i>Sito</i>	<i>SL</i>	<i>T_R</i> <i>(anni)</i>	<i>a_g</i> <i>(g)</i>	<i>S</i> <i>(-)</i>	<i>a_{max}</i> <i>(g)</i>
Var.1, Var.2, Var.5, Var.6, Var.7, Var.8 e Var.9	<i>SLO</i>	45	0.090	1.500	0.135
	<i>SLD</i>	75	0.117	1.500	0.176
	<i>SLV</i>	712	0.323	1.225	0.395
	<i>SLC</i>	1462	0.425	1.064	0.452
Var.3, Var.4 e Var.10s	<i>SLO</i>	45	0.090	1.200	0.108
	<i>SLD</i>	75	0.117	1.200	0.140
	<i>SLV</i>	712	0.323	1.083	0.349
	<i>SLC</i>	1462	0.425	1.000	0.425

3.2.6 Stabilità Nei Confronti Della Liquefazione

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

3.2.6.1 Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 3.3 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 3.4 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

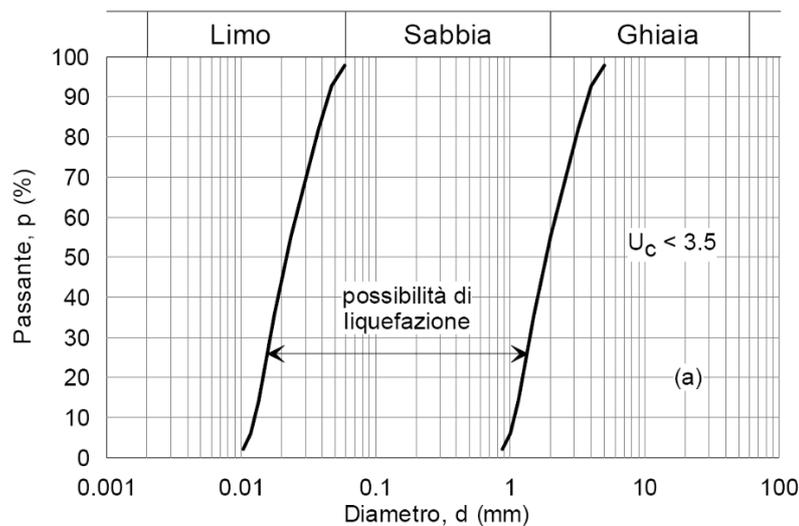


Figura 3.3: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

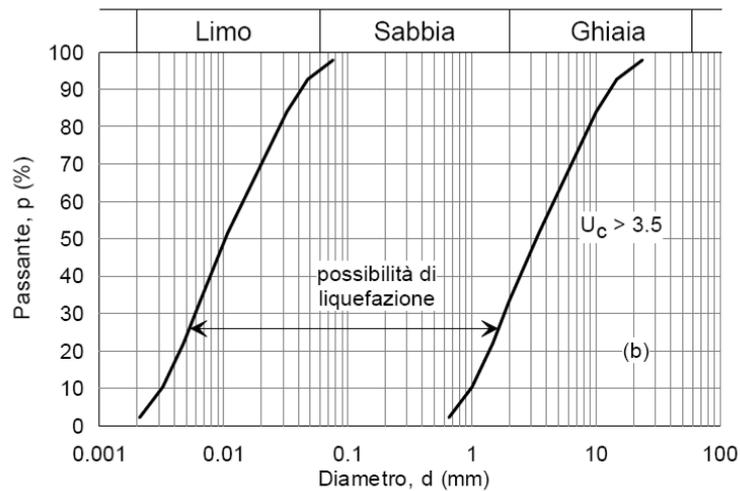


Figura 3.4: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Sulla base dei valori di pericolosità sopra determinati, la verifica a liquefazione non può essere omessa poiché per tutto il tracciato non sono attese accelerazioni massime inferiori a 0.1g né nessuna delle sopraelencate circostanze risulta soddisfatta. Si rimanda al Doc. 11 per le verifiche a liquefazione.

4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr tra fine 2020/inizio 2021 (Doc. da [19] a [21]), i risultati del monitoraggio piezometrico e inclinometrico allegato alla relazione geologica (Doc. [23]), nonché risultati di indagini pregresse svolte a cavallo degli anni 2019-2020 (Doc. da **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** a **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), nonché alcune indagini effettuate nell'ambito del Progetto Definitivo di elettrificazione della linea (Doc. [22]).

4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2021

La campagna di indagini eseguita da ITALFERR nel 2021 ha compreso le seguenti prove:

- No. 14 indagini tomografiche elettriche ERT 2D;
- No. 3 indagini sismiche tomografiche a rifrazione per onde P e SH;
- No. 1 penetrometriche statiche con piezocono e cono sismico S-CPTU;
- No. 10 sondaggi a carotaggio continuo (SN04-L1, SN04-L2, SN05-L2, SN09-L2, SN11-L2, SN13-L2, SN14-L2, SN16-L2, SN17-L2, SN18-L2) di lunghezza variabile tra 30 m e 50 m, di cui 4 attrezzati con piezometro a tubo aperto, 2 attrezzati con inclinometro e 4 attrezzati con tubo in PVC per prova down-hole;
- No. 1 sondaggio a distruzione di nucleo (SN04-L1 bis) attrezzato con piezometro a tubo aperto;
- prove SPT realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di permeabilità Lefranc realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove edometriche).

4.2 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2019/2020

La campagna di indagini eseguita da ITALFERR a cavallo tra fine 2019 e inizio 2020 ha compreso le seguenti tipologie di prove:

- No. 3 indagini sismiche tomografiche a rifrazione per onde P e SH;
- No. 6 stendimenti MASW;
- No. 6 prove in sismica passiva tipo HVSR;

- No 13 sondaggi a carotaggio continuo (S01, S02, S03, S04, S06, S07, S08, S08ter, S09, S10, BH02, BH03, BH04) di lunghezza variabile tra 20 m e 40 m, di cui 9 attrezzati con piezometro a tubo aperto, 1 attrezzato con inclinometro;
- No 3 sondaggio a distruzione di nucleo (S06bis, S08bis, S09bis) attrezzati con inclinometro;
- prove SPT realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di permeabilità Lefranc realizzate all'interno di sondaggi;
- prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove edometriche).

4.3 INDAGINI ITALFERR PER IL PROGETTO DEFINITIVO DELL'ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA ESISTENTE

Nell'ambito della campagna di indagini propedeutica al progetto di elettrificazione sono stati individuati 6 sondaggi (S29, S37, S38, S50, S51, S53) a carotaggio continuo spinti fino a 30 m di profondità, i cui dati di interesse, oltre la descrizione stratigrafica e le fotografie delle cassette sono:

- esecuzione di prove penetrometriche in foro tipo SPT;
- esecuzione di prove di permeabilità tipo Lefranc;
- esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta

L'ubicazione delle varie indagini in sito di interesse è riportata nelle figure da Figura 4.1 a Figura 4.7.

Per il dettaglio delle prove si rimanda alle specifiche relazioni.

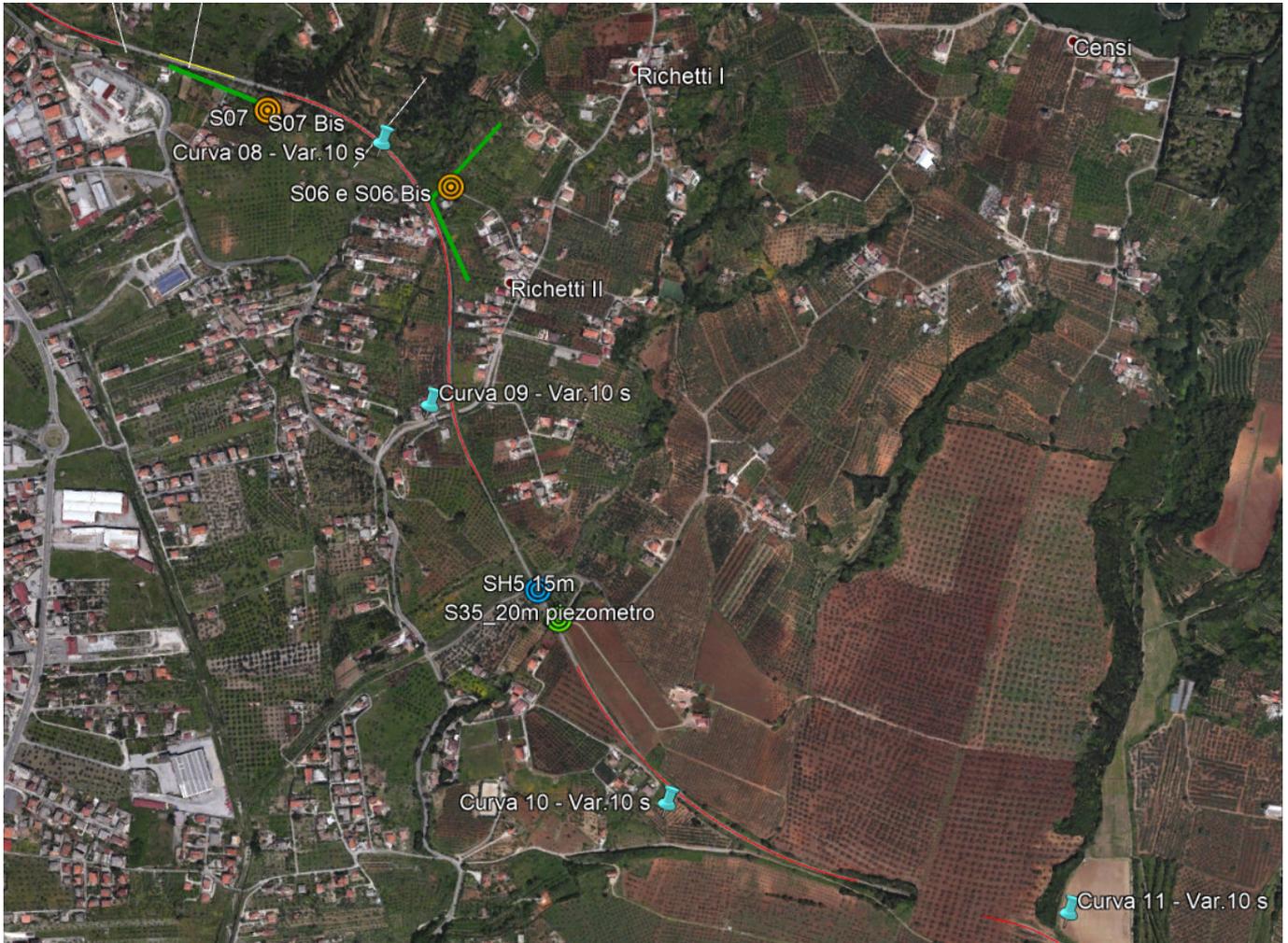


Figura 4.1: Curva 8. Ubicazione prove in sito - Google Earth



Figura 4.2: Ponte alla pk 18+800 circa. Ubicazione prove in sito - Google Earth

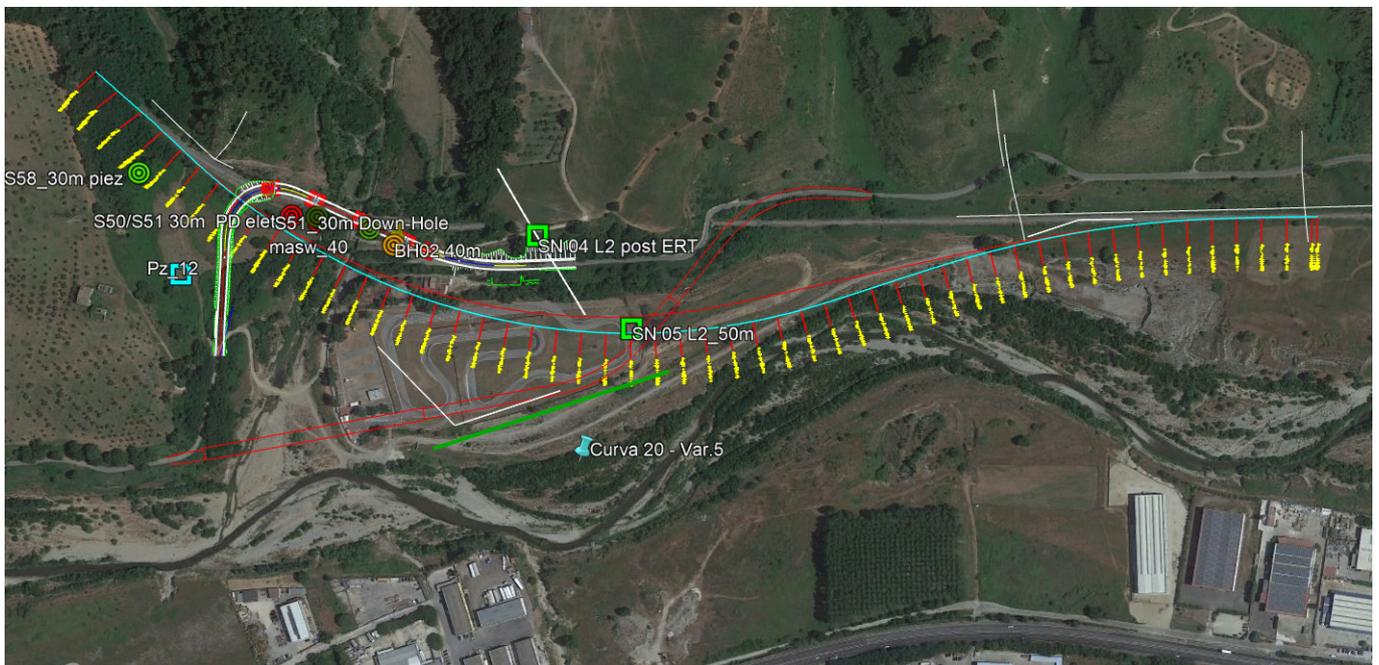


Figura 4.3: Curva 20. Ubicazione prove in sito - Google Earth

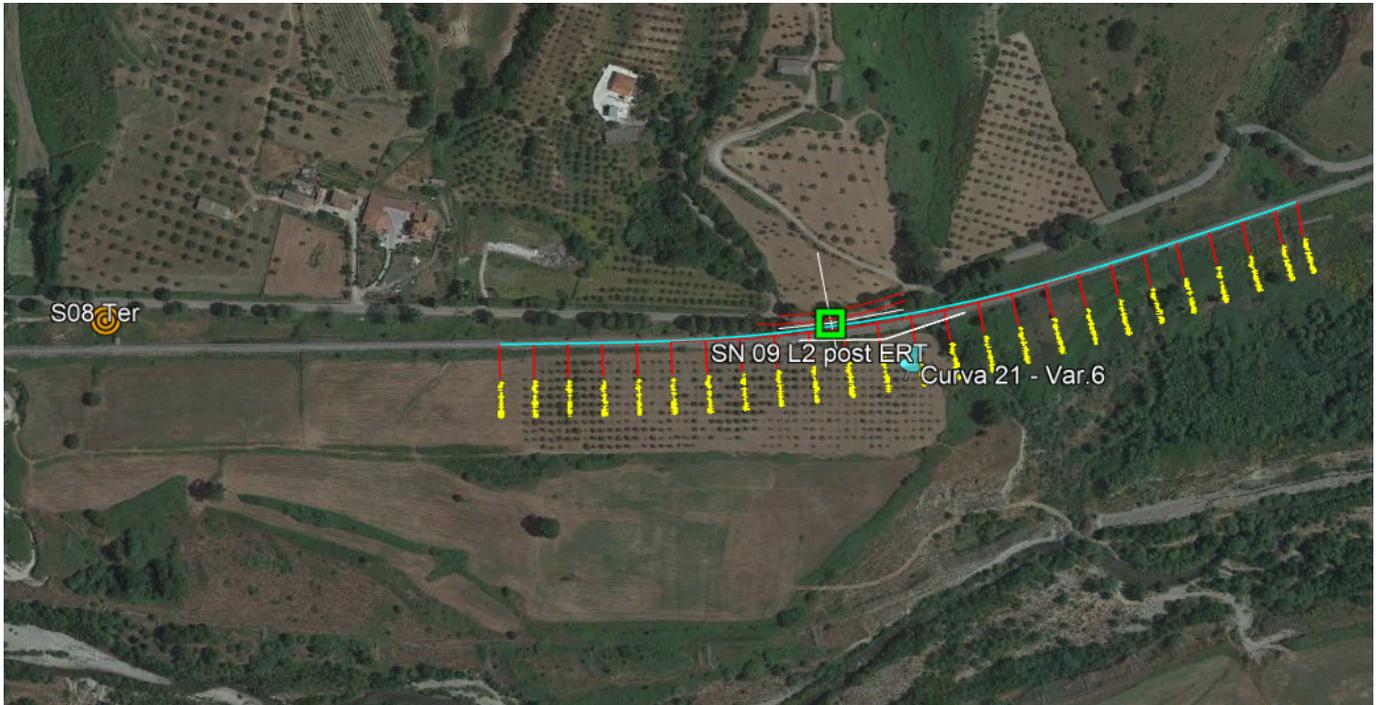


Figura 4.4: Curva 21. Ubicazione prove in sito - Google Earth

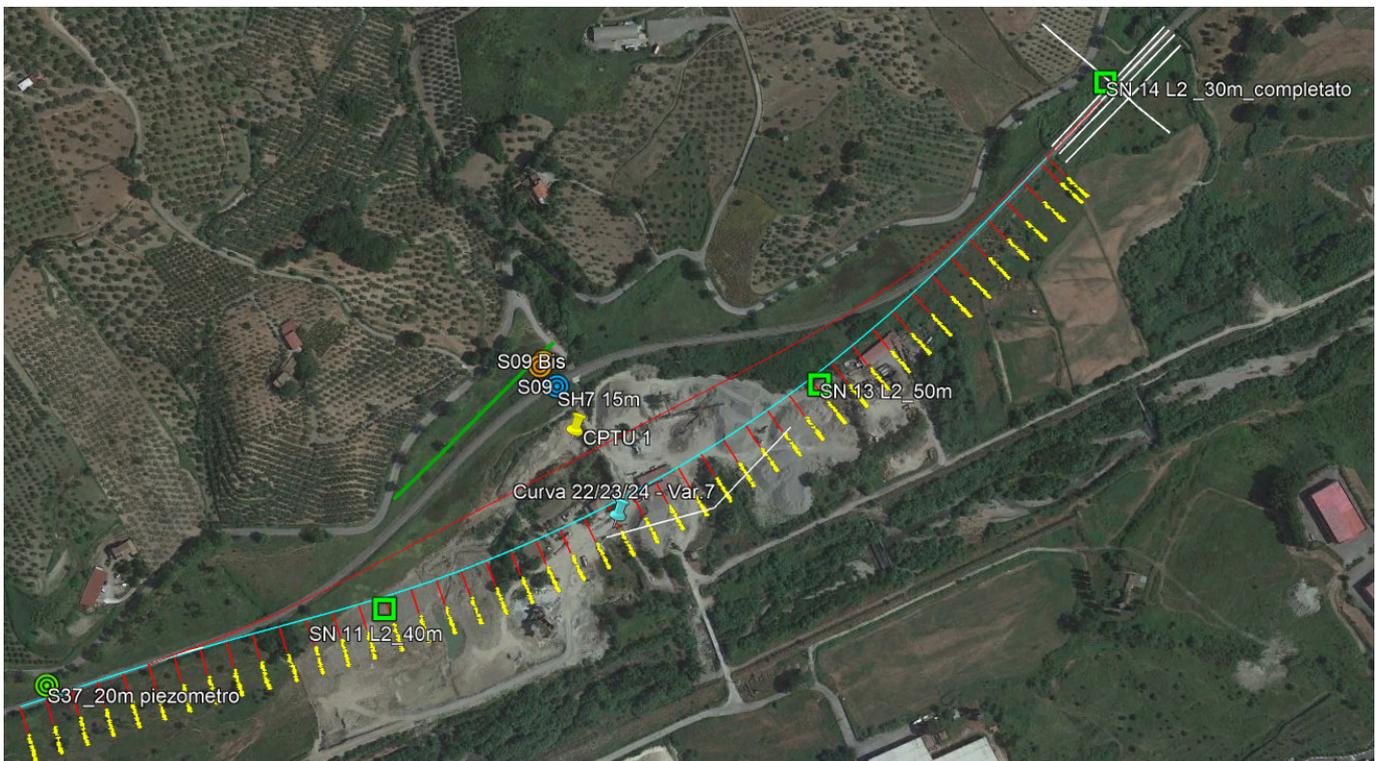


Figura 4.5: Curva 22-23-24. Ubicazione prove in sito - Google Earth

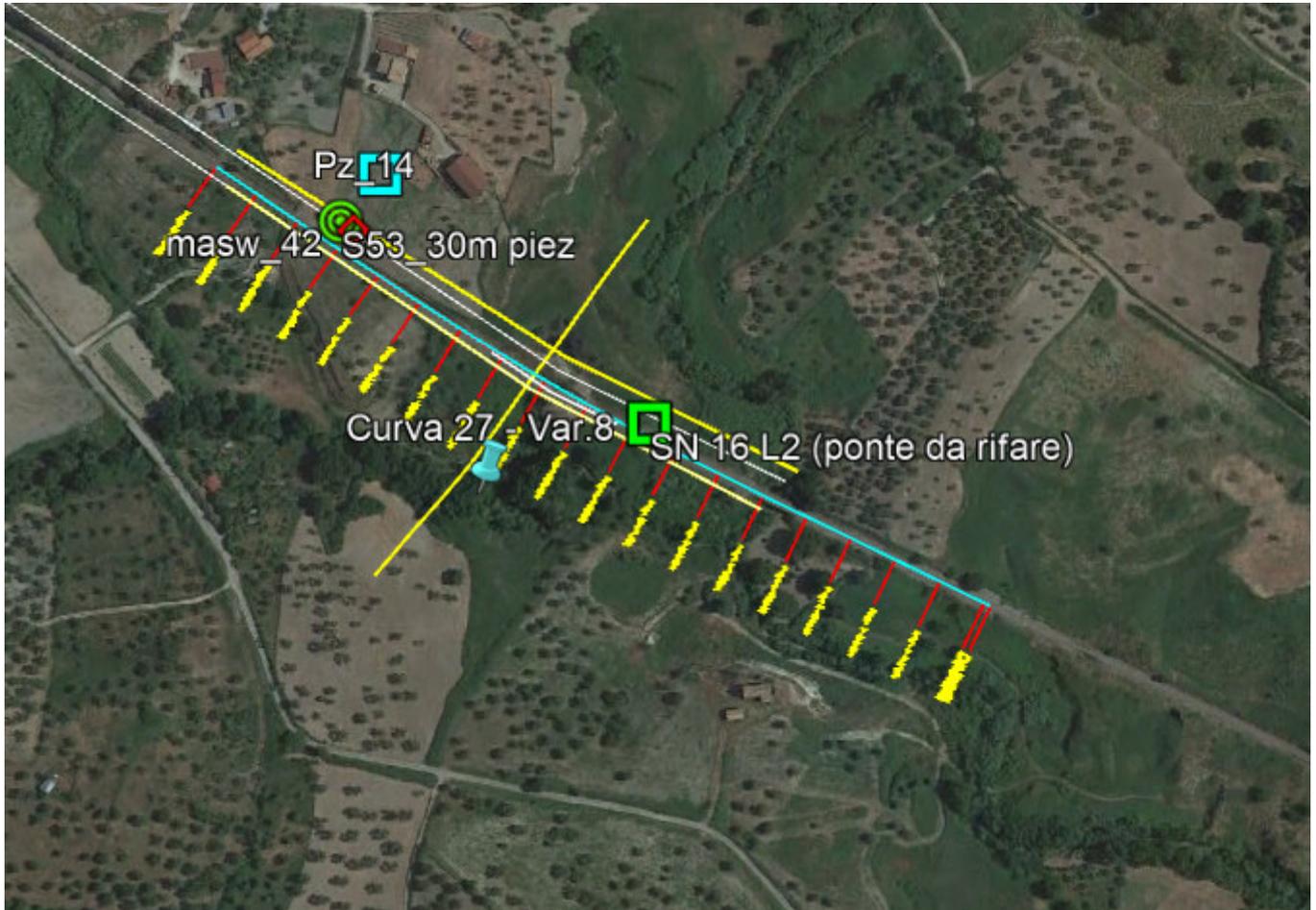


Figura 4.6: Curva 27. Ubicazione prove in sito - Google Earth

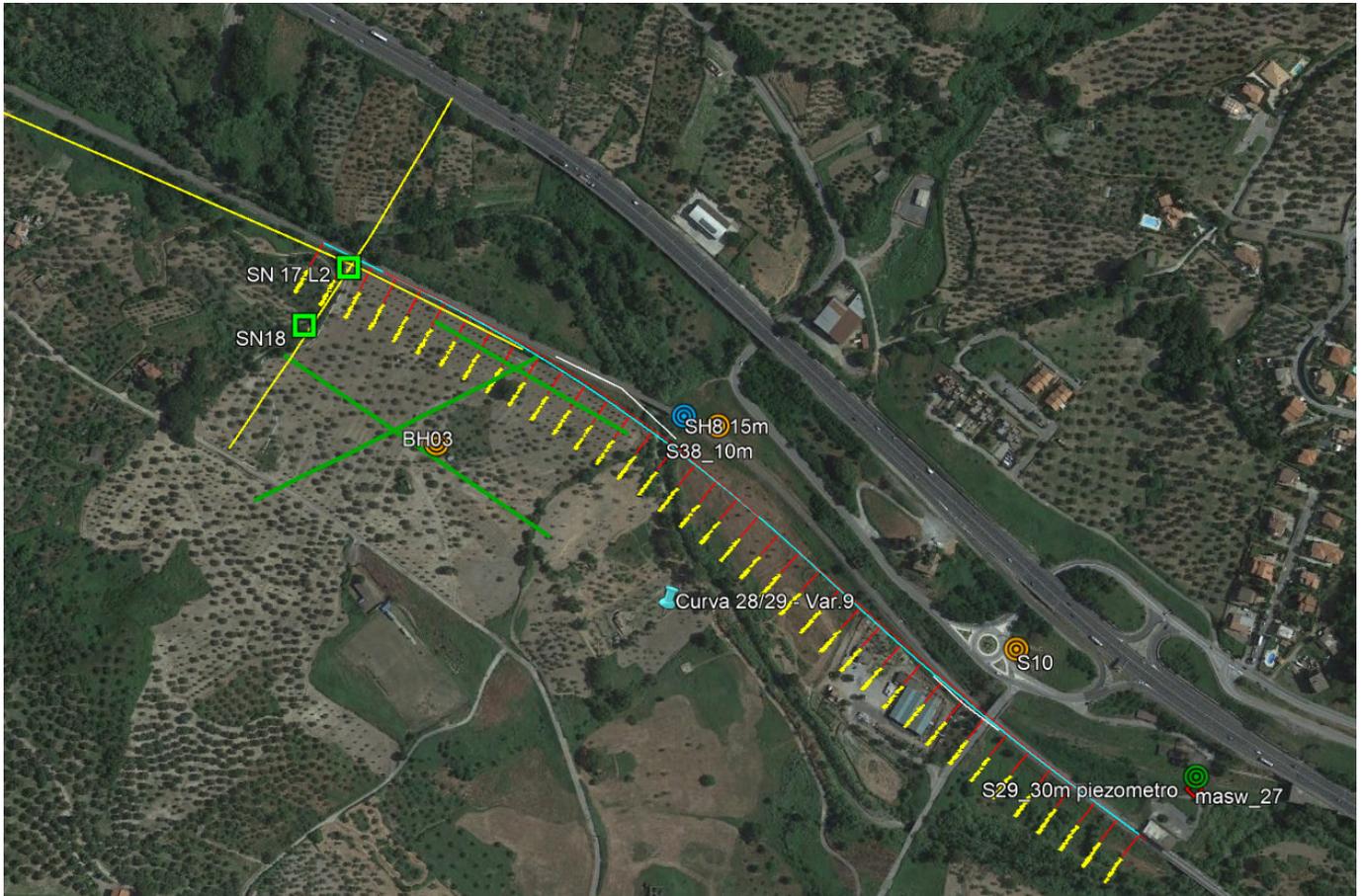


Figura 4.7: Curva 28-29. Ubicazione prove in sito - Google Earth

5 CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica.

I livelli di falda sono stati definiti in primo luogo sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito delle campagne di indagini.

Dati di monitoraggio sono disponibili per i piezometri installati nelle verticali delle campagne di indagini pregresse, ma non per quelli installati nell'ultima campagna 2021.

In particolare, la Tabella 5-1 contiene una sintesi delle misurazioni eseguite fino a marzo 2021.

I valori dei livelli di falda z_w sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna. Nella stessa tabella sono indicati i sondaggi presi a riferimento.

Per i sondaggi dell'ultima campagna eseguita nel 2021 si riportano in Tabella 5-2 le letture in foro ove disponibili.

In sintesi, tenendo conto in primis delle più numerose misurazioni eseguite nei piezometri delle indagini pregresse, sono stati definiti i livelli di falda di progetto riportati nei profili geotecnici e nelle sezioni di riferimento. La falda infatti varia in maniera significativa a seconda che il piezometro sia su un versante oppure sia a fondovalle. Per i calcoli si farà poi riferimento a quanto specificato al capitolo 9 e a quanto riportato su profili e sezioni geotecniche.

Tabella 5-1: letture piezometriche – sondaggi

Sondaggio	Curva/pk	Minima soggiacenza (m)
S06	Curva 8	6.40
S07	Curva 8	8.88
S08	Curva 20	21.20
BH2	Curva 20	6.57
S08ter	Curva 20/21	4.60
S09	Curva 22-23-24	0.51
S53	Curva 27	1.52
S10	Curva 28-29	2.99

Tabella 5-2: letture in foro – sondaggi 2021

Sondaggio	Curva/pk	Soggiacenza (m)
SN04/L1	Pk 18+800	26.06 *
SN05/L2	Curva 20	7.62
SN13/L2	Curva 22-23-24	9.35
SN17/L2	Curva 28-29	5.60
* lettura non affidabile tenendo conto che il sondaggio è stato effettuato in zona di fondovalle in presenza di corso d'acqua		

	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

6 UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento, cioè unità aventi comportamento omogeneo dal punto di vista meccanico.

Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine, i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili, oltre che le indagini geofisiche.

Nei profili geotecnici sono rappresentate sia le verticali di indagine della campagna Italferr 2021, sia le verticali relative a campagne di indagine pregresse.

I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

Le **unità geotecniche** individuate sono di seguito elencate (si veda anche il paragrafo 3.1):

- **unità geotecnica SC:** Scisti Filladici. Tale formazione si trova nella zona della curva 8 (da pk 10+825 a pk 11+425); tale unità corrisponde all'unità geologica **svf**.

Al di sopra dell'unità SC è presente inoltre una coltre formata da materiale a grana fine, potenzialmente interessata da fenomeni di solifluzione. Tale coltre, denominata "SC Coltri" verrà descritta nell'apposita "Relazione descrittiva e di calcolo sui dissesti". I relativi parametri geotecnici, in assenza di dati, saranno determinati da "analisi a ritroso"

- **unità geotecnica GS:** Sabbie ghiaioso-limose, sabbie con ghiaia, localmente sabbie con limo. Si tratta in prevalenza di sabbie ben addensate costituenti i depositi alluvionali di fondovalle ed eventuali alluvioni terrazzate, nonché i depositi sabbiosi di origine pliocenica. Talvolta le alluvioni appartenenti a questa unità presentano contenuto di fine importante, localmente anche maggiore di 35%; tale unità corrisponde alle unità geologiche **a**, **Q** e **Psar**.

- **unità geotecnica A:** argilla limosa\limo argilloso con locali intercalazioni più sabbiose, da mediamente a molto consistenti, di colore grigio, localmente marnose. Tale unità costituisce il substrato di base di tutte le zone dalla curva 20 (pk 19+866) in poi, in alternanza con la formazione gessoso solfifera e con la formazione delle argilliti e siltiti grigie; tale unità corrisponde all'unità geologica **KCR**.
- **unità geotecnica A_{GES}:** argilla limosa\limo argilloso con intercalazioni frequenti e di spessore non trascurabile di gessi e gessoareniti. La porzione di terreno argilloso si presenta da mediamente a molto consistente, di colore grigio, in generale di caratteristiche del tutto paragonabili a quelle dell'unità **A**. Tale unità si ritrova al di sotto dell'unità **A** nella zona della curva 22-23-24 (da pk 22+744 a pk 24+000), mentre invece costituisce la formazione di base nella zona della curva 27 (da pk 27+013 a pk 27+467); tale unità corrisponde alle unità geologiche **Ma** e **Mg**.
- **unità geotecnica AL:** limo argilloso/argilla limosa dura o localmente di aspetto litoide. Tale unità si ritrova al di sotto dell'unità **A_{GES}** nella zona della curva 22-23-24 (da pk 22+744 a pk 24+000), anche se con caratteristiche simili a quelle di **A_{GES}**, mentre invece costituisce la formazione di base nella zona della curva 28-29 (da pk 28+363 a pk 29+295); tale unità corrisponde all'unità geologica **Ms**.
- **unità geotecnica Cong:** Conglomerati. Tale formazione si trova nella zona terminale della curva 28-29 (da pk 28+363 a pk 29+295); tale unità corrisponde all'unità geologica **Mc**
- **unità geotecnica C:** Coltri di alterazione, costituite da limo argilloso/argilla limosa con locali intercalazioni più sabbiose, mediamente consistenti, di colore marrone/avana. Tale unità costituisce i depositi di coltre di alterazione delle formazioni di base **A**, **AL** e **A_{GES}** descritte ai punti precedenti; tale unità non ha corrispondenza con una corrispondente unità geologica.

Le stratigrafie sono illustrate nei profili e nelle sezioni geotecniche (Doc. [26]).

Di seguito si riporta in Figura 6.1 la legenda delle unità geotecniche:

LEGENDA UNITA' GEOTECNICHE

Unità geotecnica		Formazione geologica
GS	Sabbie ghiaioso-limose, Sabbie con ghiaia, localmente Sabbie con limo	a - depositi alluvionali olocenici
		Q - depositi conglomeratici e sabbiosi fluviali pleistocenici Psar - sabbie ed arenarie tenere
A	Argille limose e limi argillosi con locali intercalazioni sabbiose. Localmente mamose	KCR - argille marnose di Cutro (Piacenziano - Calabriano)
C	Coltri delle unità A, Ages, AL	
A _{GES}	Argille limose e limi argillosi con intercalazioni frequenti di gessi	Ma - argille/silts con intercalazioni sabbiose e lenti di gesso Mg - gessi macrocristallini
AL	Argilliti e siltiti	Ms - argilliti e siltiti
Cong	Conglomerati	Mc - conglomerati
SC	Scisti filladici	SVF - scisti filladici

Figura 6.1: Legenda unità geotecniche

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

7 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti sia formazioni classificabili a "comportamento coesivo", sia formazioni a comportamento più spiccatamente "granulare", sia formazioni rocciose. Al fine di applicare correttamente correlazioni note in letteratura secondo il criterio del comportamento prevalente dei terreni costituenti le unità geotecniche, la metodologia di lavoro adottata ha pertanto condotto a suddividere le stesse in due classi: terreni a comportamento "coesivo" e terreni a comportamento "granulare".

In particolare, le unità geotecniche **A**, **AL**, **C**, **A_{GES}** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre l'unità **GS** è stata classificata a comportamento "granulare", anche se localmente questa potrà risultare composta da frazione fine non trascurabile.

Per le unità rocciose **SC** e **Cong** si è fatto riferimento a parametri di resistenza e rigidità cautelativi vista la scarsità di dati a disposizione.

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

La caratterizzazione delle unità geotecniche di cui sopra viene effettuata sulla base delle prove SPT eseguite nei vari sondaggi e sui risultati delle prove di laboratorio. I risultati dell'unica prova CPTU effettuata nell'area della curva 22-23-24 (da pk 22+744 a pk 24+000) non vengono presi in considerazione per la stima dei parametri geotecnici in quanto sussistono forti dubbi sui risultati della prova stessa, stante soprattutto i problemi di verticalità registrati. La prova viene tenuta in conto solo a livello qualitativo per la definizione delle stratigrafie dei profili geotecnici.

Di seguito si riportano i criteri e le correlazioni utilizzati per caratterizzare i terreni sulla base delle prove SPT.

7.2 INTERPRETAZIONE DI PROVE SPT IN TERRENI GRANULARI

7.2.1 Valutazione della densità relativa da SPT

La letteratura tecnica riporta numerose correlazioni (Gibbs-Holtz, 1957; Bazaara, 1967; Marcuson-Bieganouski, 1977, Skempton, 1986; Cubrinowski-Ishihara, 1999; ecc.), che consentono di calcolare la densità relativa D_r in funzione dei valori di N_{SPT} , della pressione geostatica verticale efficace σ_{vo}' e del grado di sovraconsolidazione OCR.

Nella presente relazione si è fatto principalmente riferimento alle correlazioni più recenti; tuttavia, in considerazione delle caratteristiche litologiche e delle difficoltà legate alla valutazione del grado di sovraconsolidazione, i risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenibili con le altre correlazioni in modo da stimare il possibile campo di variazione e ricavare i valori da assegnare alle varie formazioni.

7.2.1.1 Interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in sabbia

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa D_r di sabbie silicee, non cementate può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 7-1.

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

$(k_0)_{NC}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(k_0)_{SC}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_r = densità relativa (-)

Per le analisi, relative alla sola unità GS, si è fatto riferimento ai valori per sabbie grossolane normalmente consolidate, ovvero effettuando la stima più cautelativa.

Tabella 7-1 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5 ÷ 43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{SC}}{1 + 2(k_0)_{NC}}$

7.2.2 Valutazione dell'angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' è ottenuto con il metodo proposto da Bolton, 1986:

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

$$DI = D_r \cdot [10 - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff}=272$ kPa (°)

ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni σ'_{ff} elevate (°)

σ'_{ff} = tensione efficace normale alla superficie di rottura

m = costante empirica funzione delle condizioni di deformazione (Tabella 7-2)

D_r = densità relativa (-)

$p'_f = 1.4 \sigma'_{ff}$

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ϕ'_{cv} possono essere ricavati sulla base delle indicazioni di Tabella 7-3.

Per le analisi, relative alla sola unità GS, si è assunto $m = 3$ e $\phi'_{cv} = 28^\circ$ per tenere in conto della presenza significativa di materiale fine.

Tabella 7-2 – Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (-)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma'_2 \neq \sigma'_3$)	5
σ'_2 = tensione principale efficace intermedia σ'_3 = tensione principale efficace minore	

Tabella 7-3 – Valori di ϕ'_{cv} per sabbie silicee secondo Stroud (1988)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	38°	34°
Sabbie a spigoli arrotondati	33°	30°
ghiaie	35° ÷ 36°	

7.2.3 Valutazione delle caratteristiche di deformabilità

7.2.3.1 Moduli elastici a piccole deformazioni

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali, associabili a piccole deformazioni, corrispondenti alle pressioni geostatiche medie, sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) ricavate per via diretta, dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio, o per via indiretta, interpretando i risultati delle prove SPT, utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

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

essendo:

γ_n = peso di volume naturale del terreno (kN/m³)

ν' = modulo di Poisson del terreno

V_s = velocità delle onde di taglio (m/s)

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978), utilizzando la seguente espressione:

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

essendo:

$C = 67.3$

Z = profondità del piano campagna (m)

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (Tabella 7-4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (Tabella 7-5)

$(N_{spt})_{60\%}$ può essere preso pari a N_{spt} , in quanto tipicamente l'energia trasferita alle aste è dell'ordine del 60%.

Tabella 7-4 – Relazione di Ohta & Goto (1978) – Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 7-5 – Relazione di Ohta & Goto (1978) – Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica)

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

7.2.3.2 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare. Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente i moduli elastici iniziali e le curve

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto, possono essere tratte da Lo Presti (1989).

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Con riferimento alle opere della tratta in oggetto vale indicativamente quanto segue:

Nel calcolo di opere di sostegno e di fondazione il modulo di Young "operativo" è pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale o a quello desumibile dalle correlazioni empiriche di Stroud (1988), etc.; i valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di mobilitazione della resistenza al taglio e/o a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa $25 \div 30\%$ e a $1 \cdot 10^{-3}$ (ghiaie) o $5 \cdot 10^{-3}$ (sabbie).

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" è stato posto pari a $1/10$ di quello iniziale.

7.3 INTERPRETAZIONE DI PROVE SPT IN TERRENI COESIVI

7.3.1 Valutazione delle caratteristiche di deformabilità

Per la valutazione della velocità delle onde di taglio V_s si può fare riferimento alla correlazione di Ohta e Goto dettagliata al precedente paragrafo 7.2.3.1, ponendo però il coefficiente f_g pari a 1. I moduli elastici a piccole deformazioni possono essere poi stimati sempre come dettagliato al paragrafo 7.2.3.1. Per i parametri di deformabilità operativi si può fare riferimento a quanto dichiarato al paragrafo 7.2.3.2. Per confronto si può fare riferimento anche a un modulo operativo stimato come $E'_{op} = 130 c_u$ (Stroud, 1974), con c_u determinata come indicato ai paragrafi successivi.

7.3.2 Resistenza al taglio non drenata

Nel caso di terreni a grana fine compatti, la resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a condizioni triassiali di compressione e carico, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

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

Per confronto si può fare riferimento anche ai valori di resistenza alla punta del pocket penetrometer, considerando che c_u può essere stimata pari alla metà di tale valore.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

7.4 INTERPRETAZIONE DI PROVE DI LABORATORIO

7.4.1 *Classificazione*

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

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

7.4.2 *Stato tensionale iniziale e pressione di preconsolidazione*

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

7.4.3 *Resistenza al taglio non drenata*

In questa sede si farà riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche. Si confronteranno i risultati di tali prove anche con quelli di prove ad espansione laterale libera ELL.

7.4.4 *Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci*

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

7.4.5 *Caratteristiche di deformabilità*

A partire dai risultati delle prove edometriche, è possibile valutare i parametri di compressibilità C_c (coefficiente di compressione) e C_R-C_S (coefficiente di rigonfiamento o ricomprensione), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico disegnate nel piano $\log \sigma'_v - e$.

Il modulo edometrico M (o E_{ed}) può essere valutato come:

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

Il modulo edometrico dipende quindi dallo stato tensionale a cui esso si valuta. Per le condizioni di interesse per i calcoli, il modulo edometrico può essere valutato nel tratto compreso tra 100 kPa e 200 kPa.

La relazione tra modulo edometrico e modulo di Young è espressa come:

$$E_{ed} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}$$

Considerando $\nu = 0.25$, risulta $E = 0.83 E_{ed}$.

Ai fini dei calcoli per il progetto di fattibilità tecnico economica, la caratterizzazione in termini di parametri di deformabilità viene effettuata tramite modulo elastico.

Sulla base dei risultati delle prove edometriche si può stimare anche l'indice di consolidazione secondaria $C_{\alpha\varepsilon}$, al fine di calcolare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscosi dello scheletro solido del terreno. La valutazione dell'indice di consolidazione secondaria può essere effettuata come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo t_1 e t_2 e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi "deformazione-tempo" oltre la fine della consolidazione primaria. Per il caso in esame si fa riferimento ai $C_{\alpha\varepsilon}$ stimati lungo la parte terminale delle suddette $\varepsilon - \log t$ (dove queste risultano lineari), alle pressioni di interesse, ovvero quelle nel tratto 100-200 kPa o al più 200-400 kPa.

Tale indice è stimato dunque come:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log t$$

7.4.6 Permeabilità

La permeabilità del campione di materiale a grana fine può essere valutata sulla base del coefficiente di consolidazione primaria c_v stimato sulla base dei risultati delle prove edometriche.

La permeabilità può essere stimata invertendo la seguente relazione:

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

dove:

$m_v = 1/E_{ed}$ con E_{ed} = modulo edometrico assunto per l'unità di riferimento.

Tali correlazioni sono state utilizzate per ricavare i valori di permeabilità da confrontare con quelli delle prove Lefranc.

7.5 FORMAZIONI ROCCIOSE

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose dovrebbe essere fatta in base ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown. Tuttavia, in assenza di informazioni utili, si farà riferimento a criteri di rottura Mohr Coulomb equivalenti e parametri di deformabilità tipici ricavati da letteratura.

8 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata in primo luogo a partire dai criteri e dalle correlazioni illustrati al precedente capitolo. Nel seguito si riportano nel dettaglio i risultati dell'interpretazione delle varie prove e la caratterizzazione geotecnica per ciascuna unità stratigrafica.

8.1 UNITÀ SC

In assenza di dati significativi per la caratterizzazione (disponibile una sola prova SPT a rifiuto), si associano parametri geotecnici cautelativi su basi di letteratura, da verificare con apposite indagini integrative nelle successive fasi progettuali.

In particolare, si fa riferimento a quanto segue:

- $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$;
- $c' = 50 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 30^\circ$;
- $E'_{op} = 150 \text{ MPa}$;
- $k = 1\text{E-}8 - 1\text{E-}9 \text{ m/s}$;

Per i parametri della coltre rinvenuta al di sopra dell'unità SC, e denominata al capitolo 6 come "SC Coltri", si faccia riferimento ai parametri geotecnici stimati da back-analysis nella "Relazione descrittiva e di calcolo dei dissesti" [30]

8.2 UNITÀ GS

Tale unità è costituita da sabbie ghiaioso-limose e sabbie con limo, quindi la caratterizzazione sarà effettuata sulla base dei criteri validi per materiali granulari.

Si riportano di seguito in Figura 8.1 i dati di N_{spt} riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra 20 e 50 colpi/30cm, con locali valori inferiori e altri superiori fino al rifiuto.

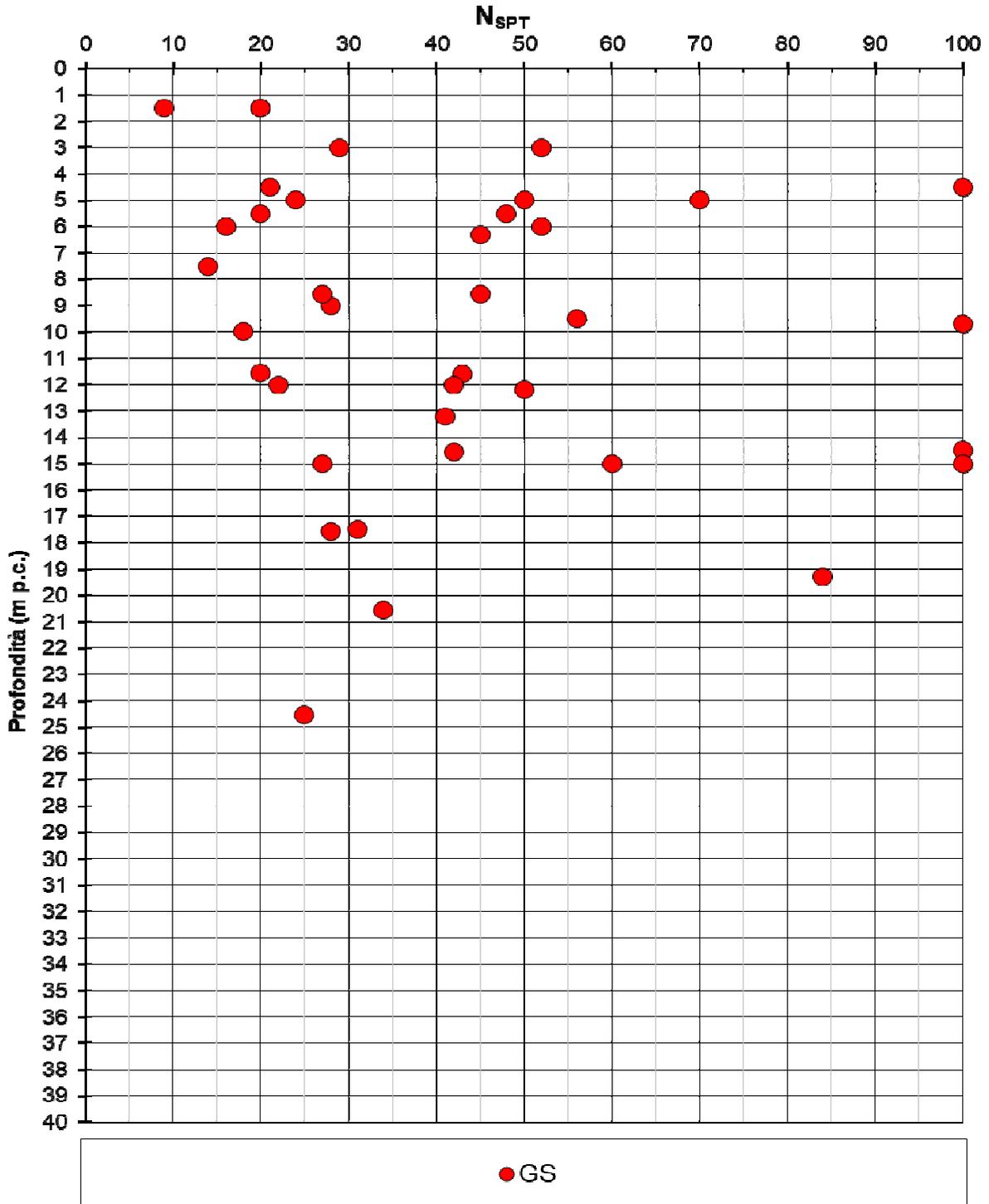


Figura 8.1 – GS - N_{SPT}

8.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.2 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono compresi tipicamente tra 21 kN/m³ e 22 kN/m³.
- in Figura 8.3 il contenuto di fini (FC), i cui valori sono compresi tipicamente tra 20% e 35% con alcuni valori superiori, in particolare nell'intervallo di profondità 4-8 m.
- in Figura 8.4 Limite Liquido (LL), i cui valori sono compresi tipicamente tra 20% e 40%, Limite Plastico (PL), i cui valori sono tipicamente intorno al 15-20%, contenuto di acqua (W_n), i cui valori sono tipicamente intorno al 10-15%. Tali valori sono riferiti alla frazione fine riscontrata nei vari campioni.
- in Figura 8.5 l'Indice di plasticità (PI) sulla frazione fine, i cui valori sono compresi tipicamente tra 5% e 20%.
- in Figura 8.6 la carta di Casagrande, in base a cui la frazione fine è costituita tipicamente da argille a bassa e media plasticità.

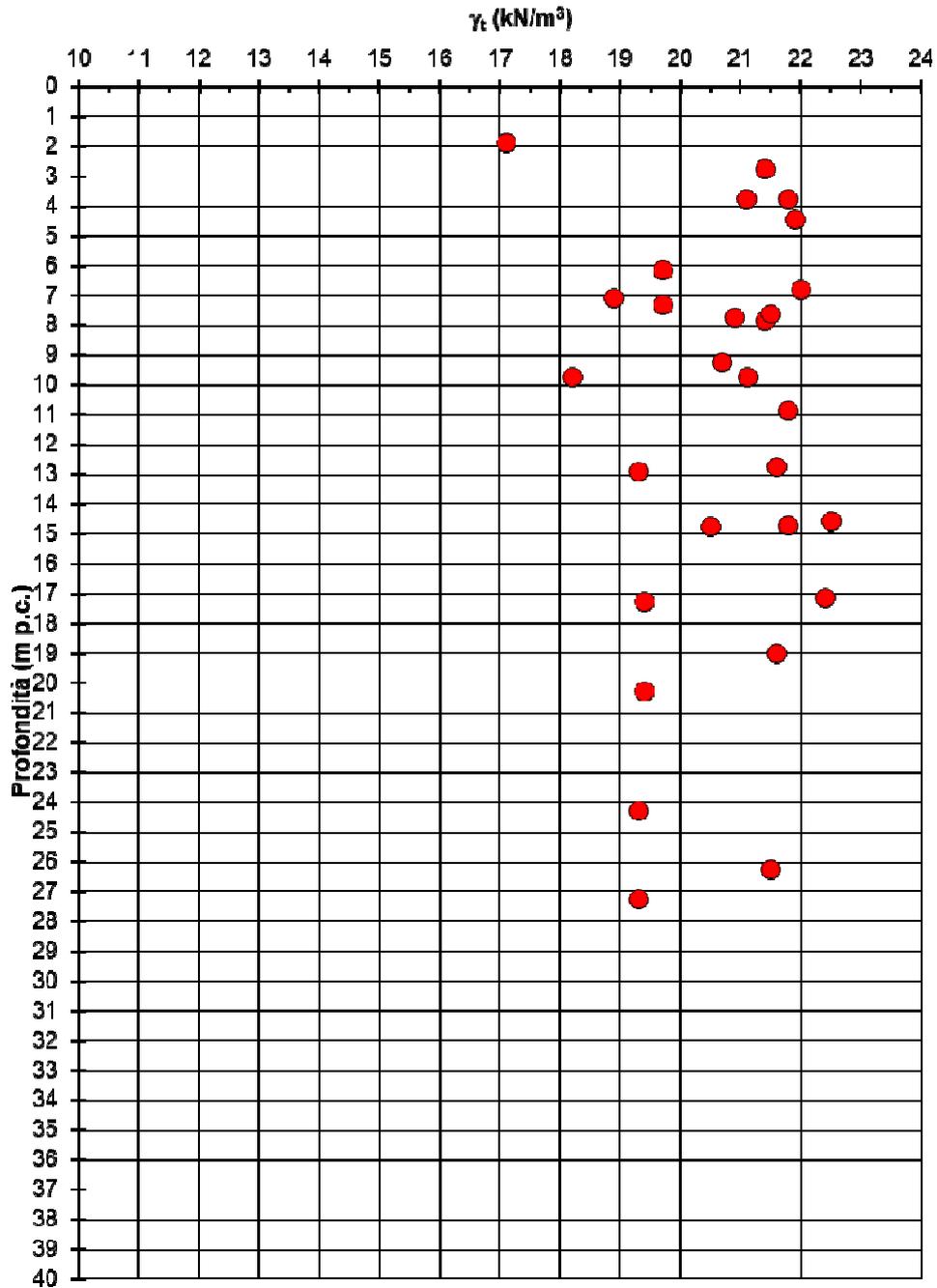


Figura 8.2 – GS - Peso dell'unità di volume γ_t

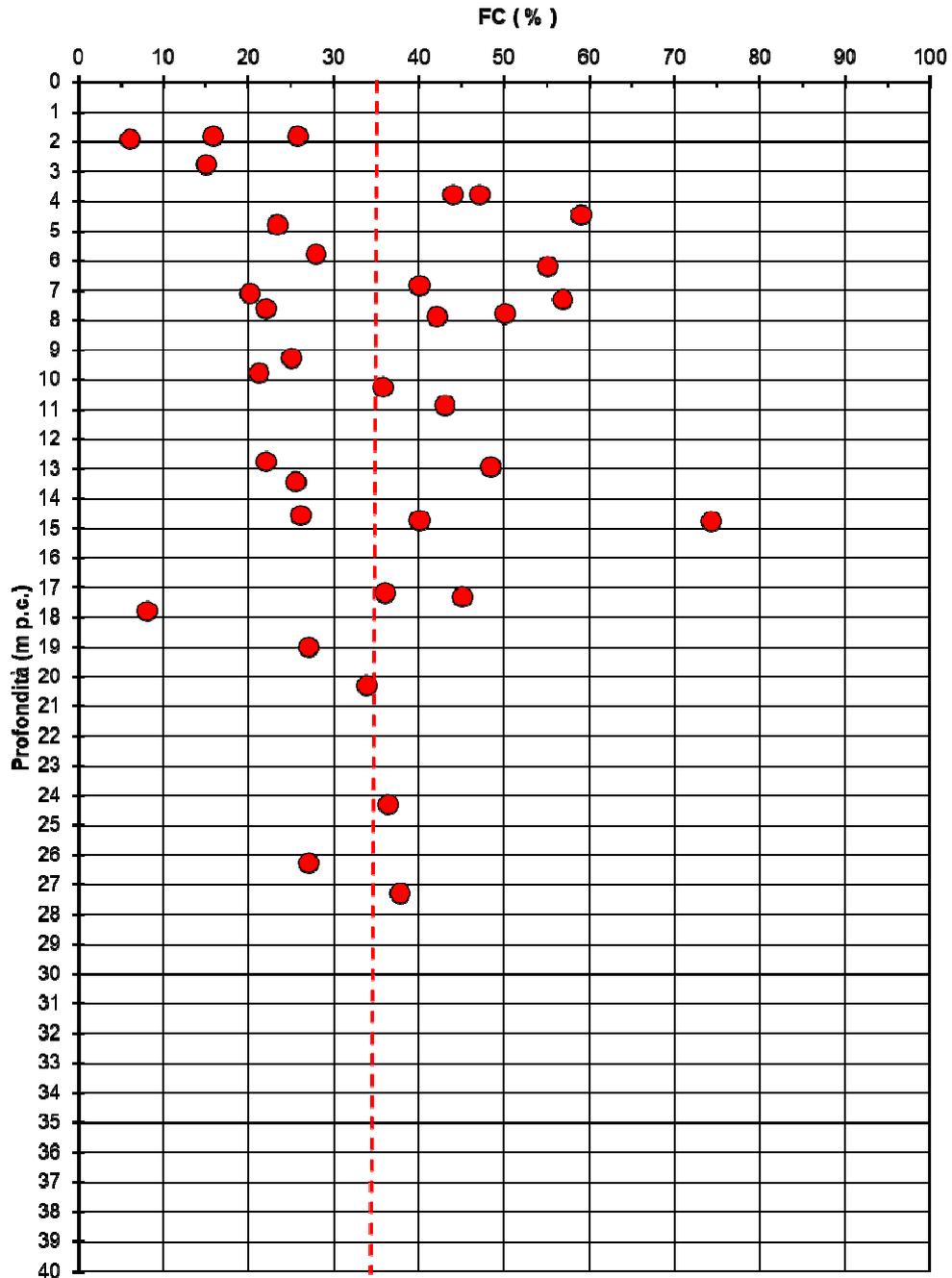


Figura 8.3 – GS - Contenuto di fini FC

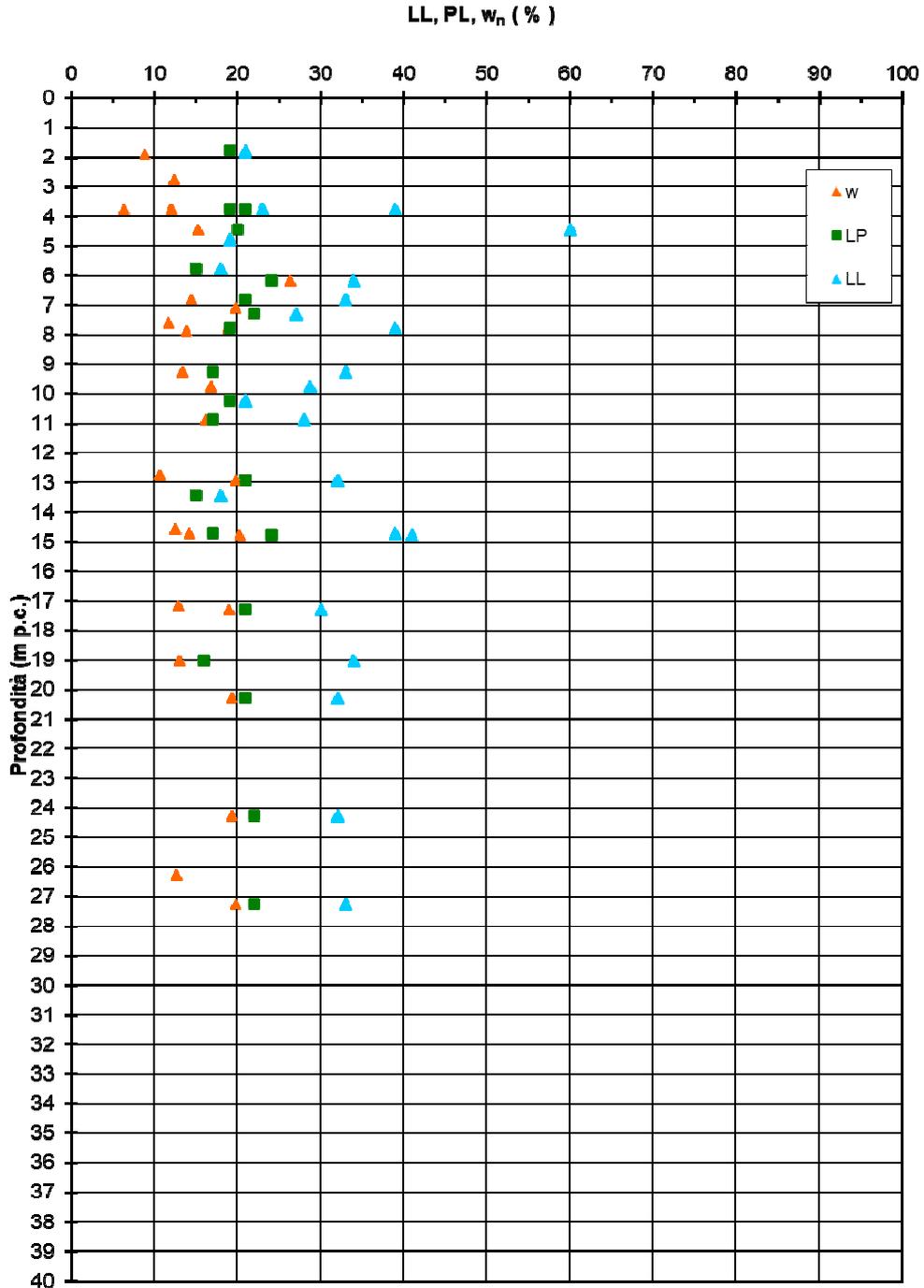


Figura 8.4 – GS - Limiti di Atterberg (LL, PL) sulla frazione fine e contenuto in acqua w_n

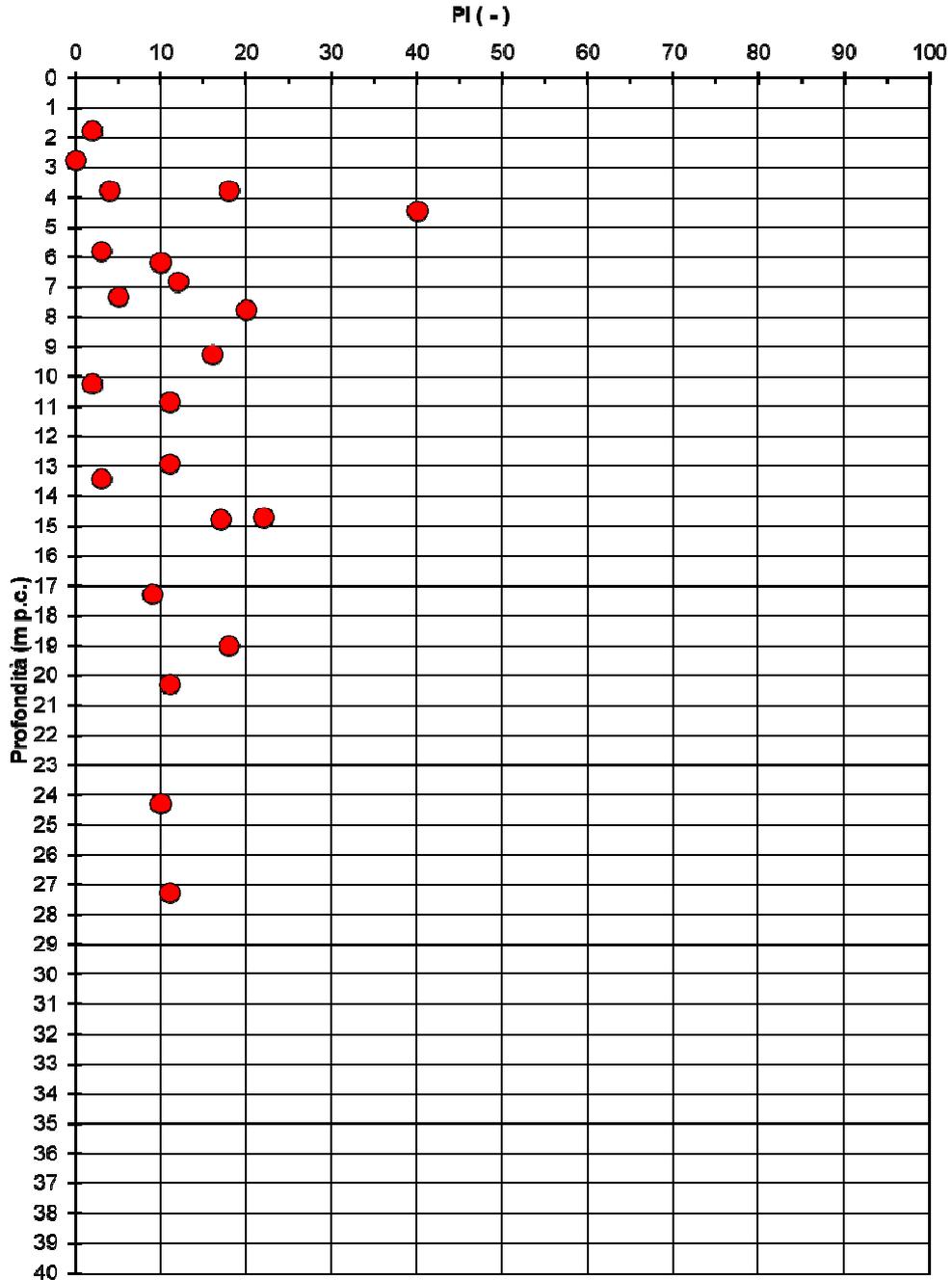


Figura 8.5 – GS - Indice di plasticità PI sulla frazione fine

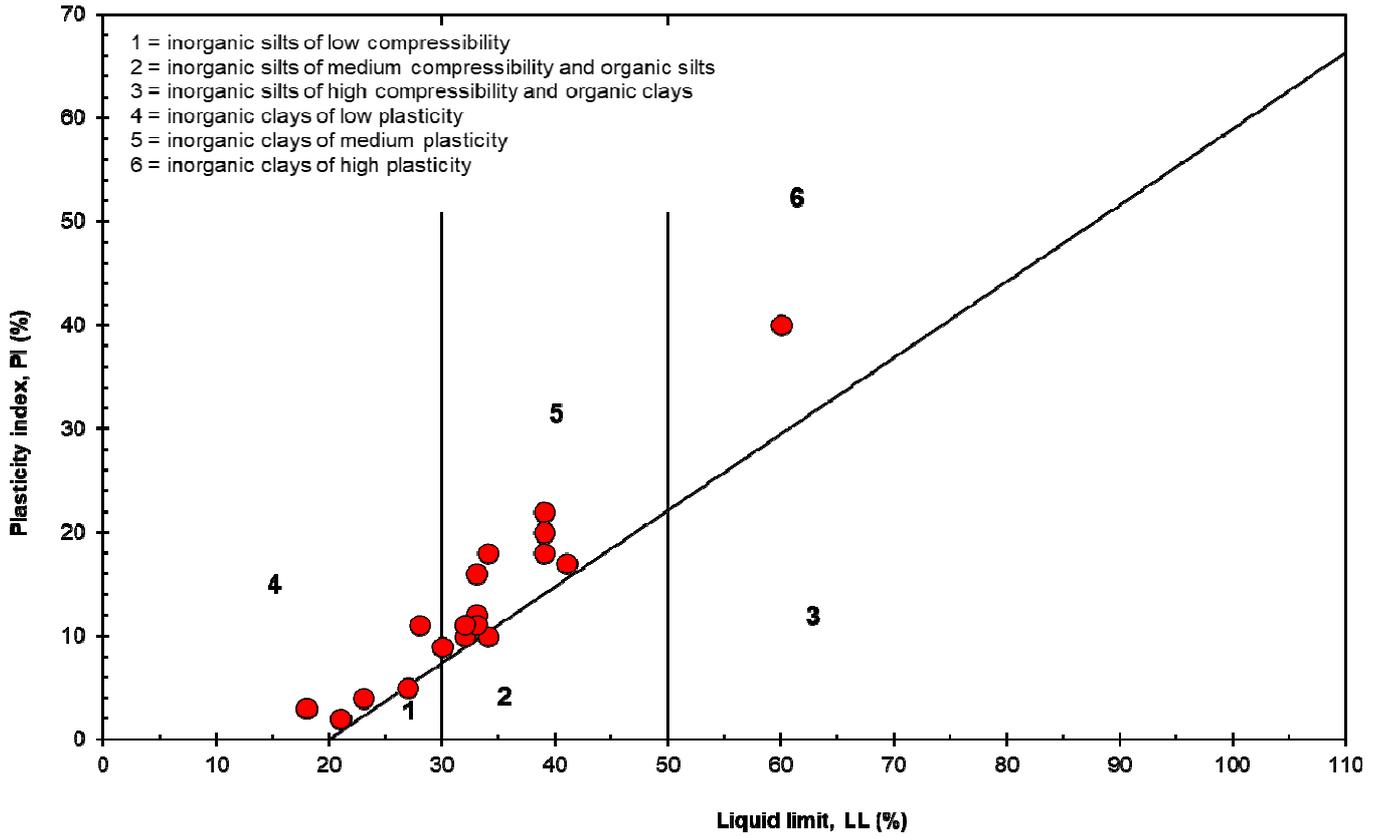


Figura 8.6 – GS - Carta di Casagrande

8.2.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.7 i risultati delle prove di taglio diretto, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 26° e 36° e la coesione efficace risulta nulla. Il limite inferiore rappresenta probabilmente i parametri di resistenza del materiale caratterizzato da contenuto di fini più elevato.
- in Figura 8.8 la densità relativa ricavata da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 65% e 100%, con locali valori inferiori.
- in Figura 8.9 l'angolo d'attrito ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 33° e 37°, con locali valori inferiori. Si ricorda che dato l'alto contenuto di fini che si può riscontrare in questa formazione, si è fatto riferimento cautelativamente nelle correlazioni ad un angolo di attrito a volume costante pari a 28°.

● S06 ● BH-02 ● S08 ● SN04 L2

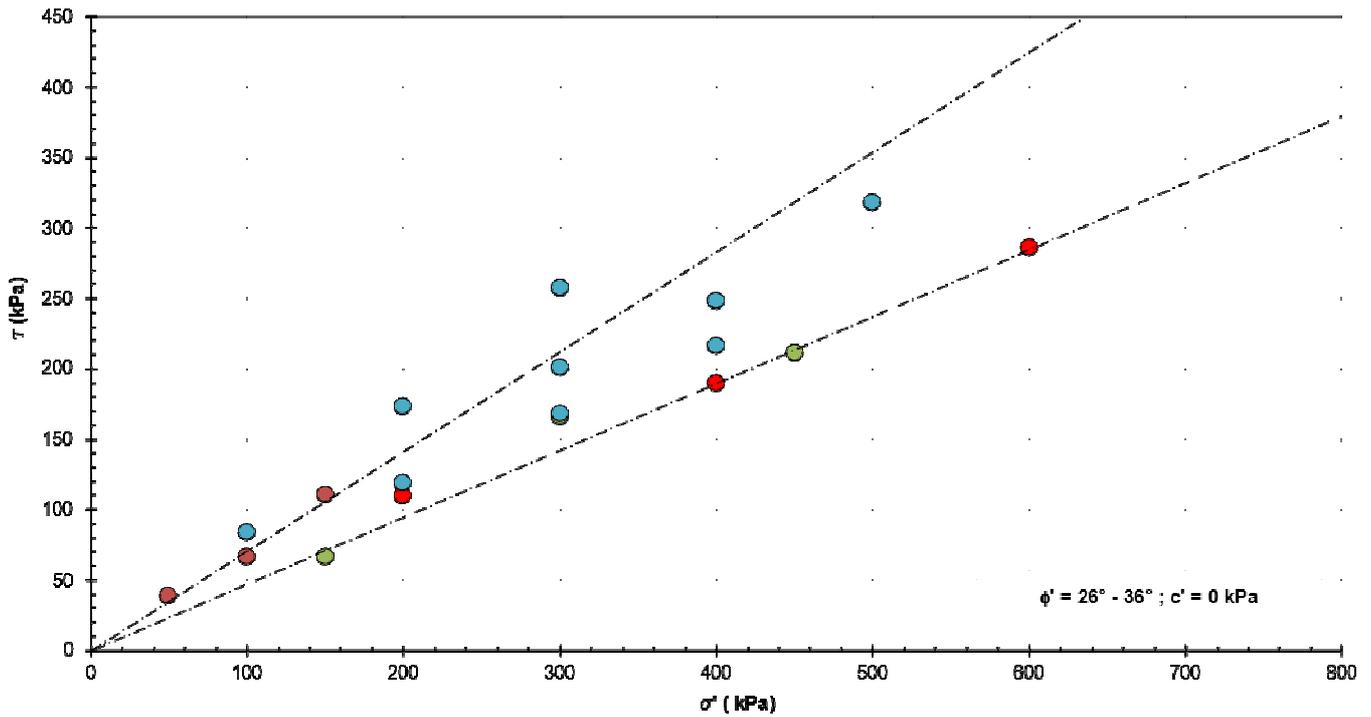


Figura 8.7 – GS - Prove di taglio diretto

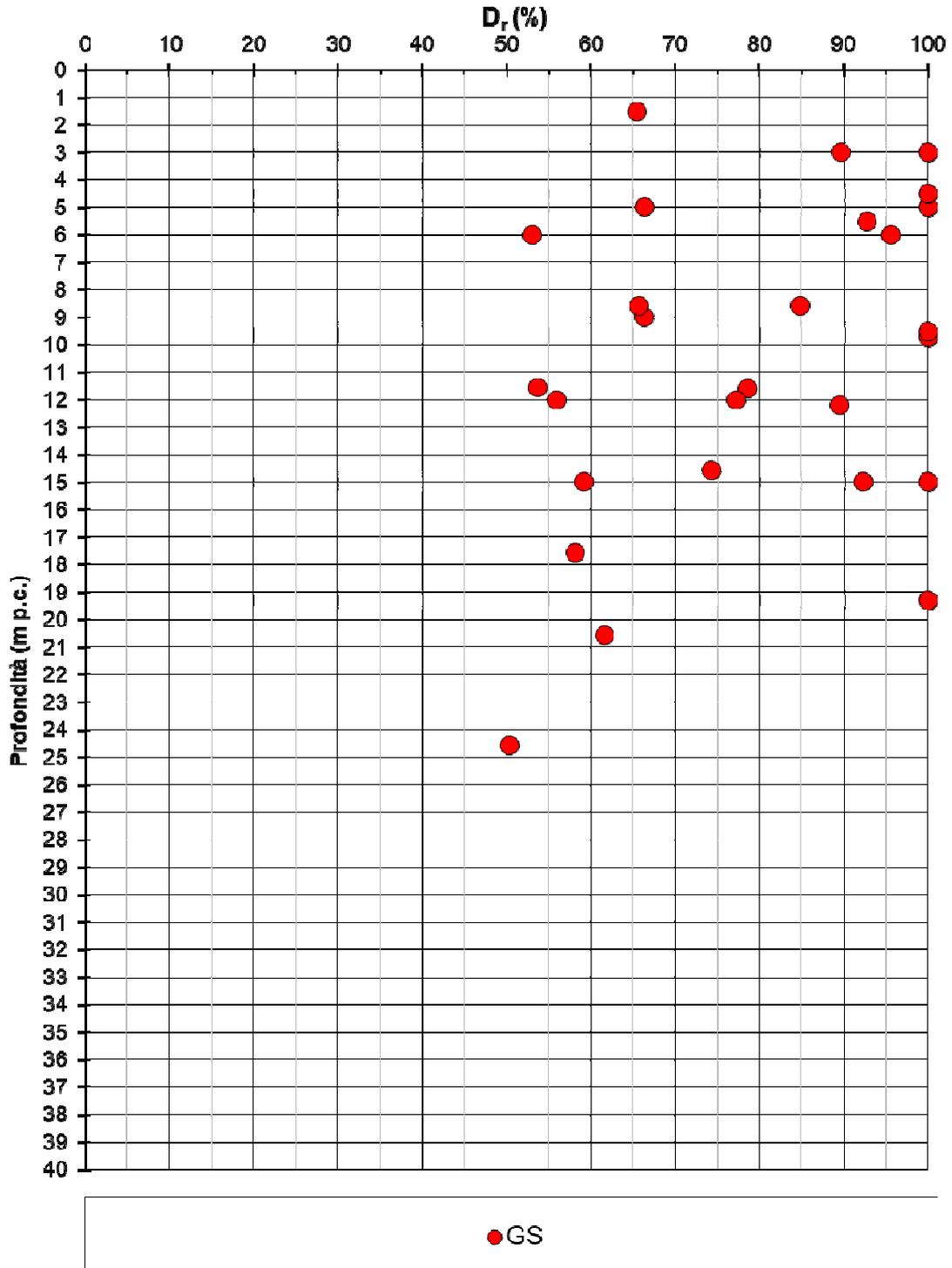


Figura 8.8 – GS - Densità relativa da prove N_{SPT}

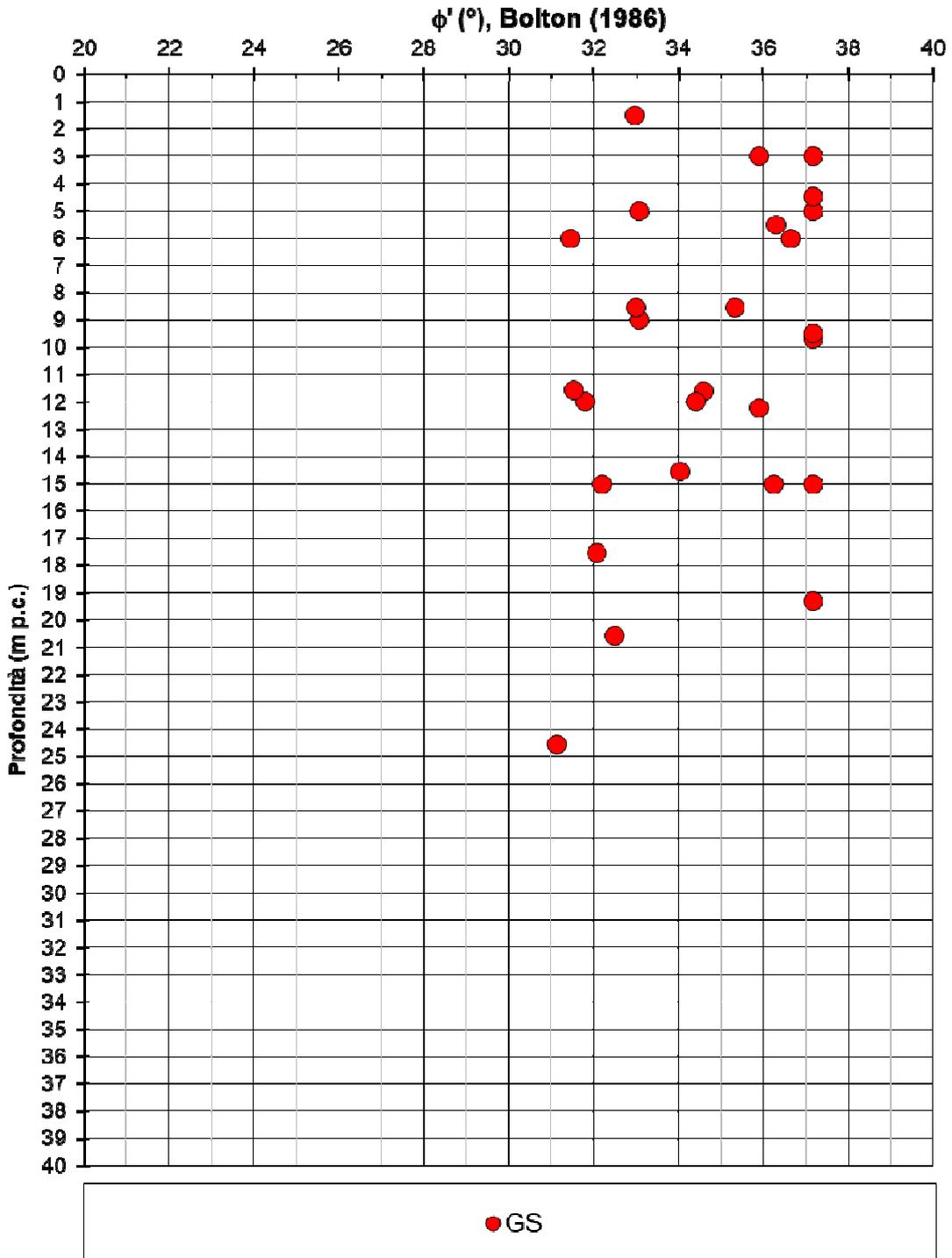


Figura 8.9 – GS - Angolo d'attrito da prove N_{SPT}

8.2.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.10 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 50 MPa e 300 MPa, con andamento tipicamente crescente con la profondità.
- in Figura 8.11 il modulo di Young a piccole deformazioni E_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 200 MPa e 800 MPa, con andamento tipicamente crescente con la profondità.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al paragrafo 7.2.3.2, i valori del modulo di Young operativo E'_{op} può essere assunto come segue:

- E'_{op} compreso tra 40 MPa e 160 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno
- E'_{op} compreso tra 20 MPa e 80 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati e di fondazioni dirette.

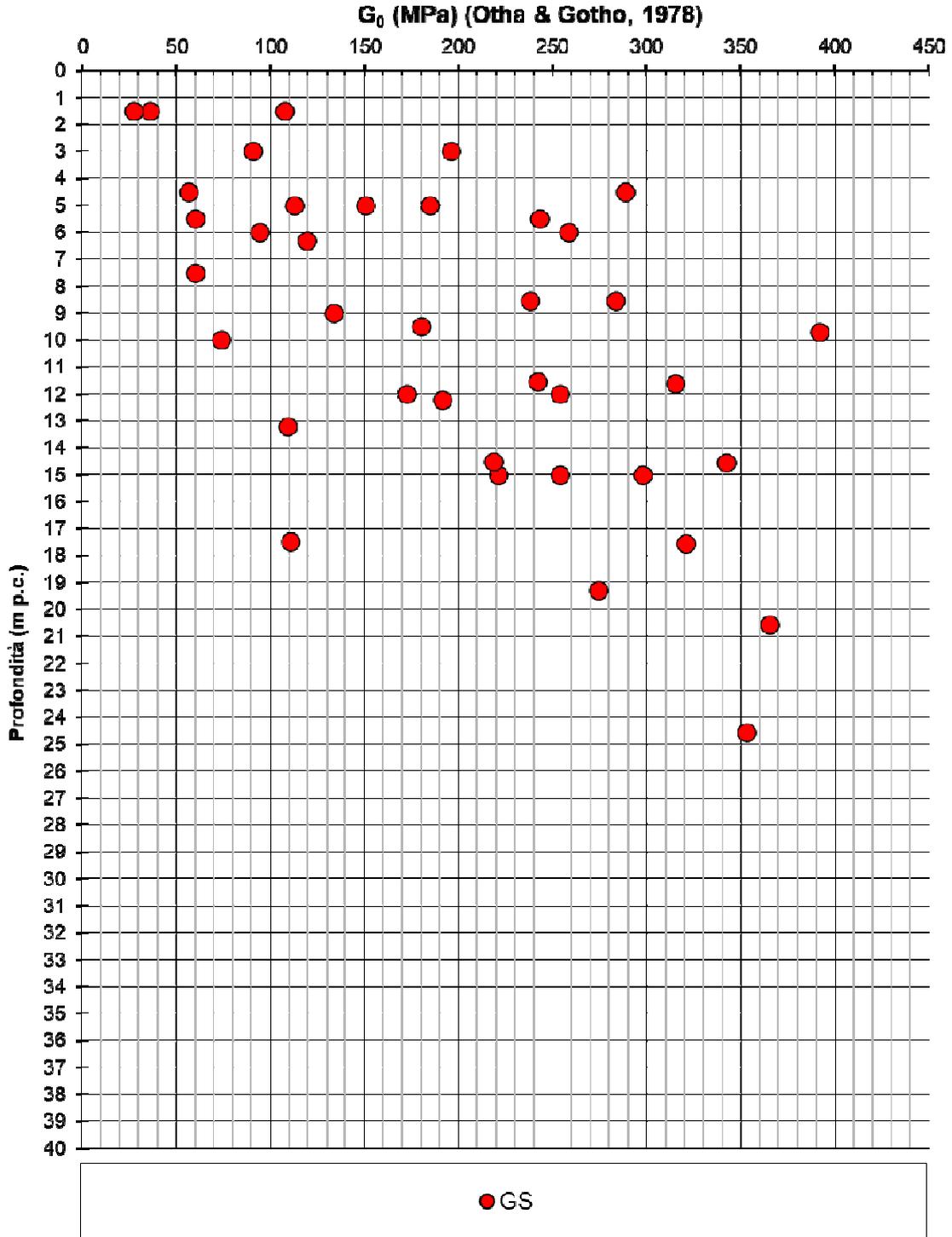


Figura 8.10 – GS - G_0 da prove N_{SPT}

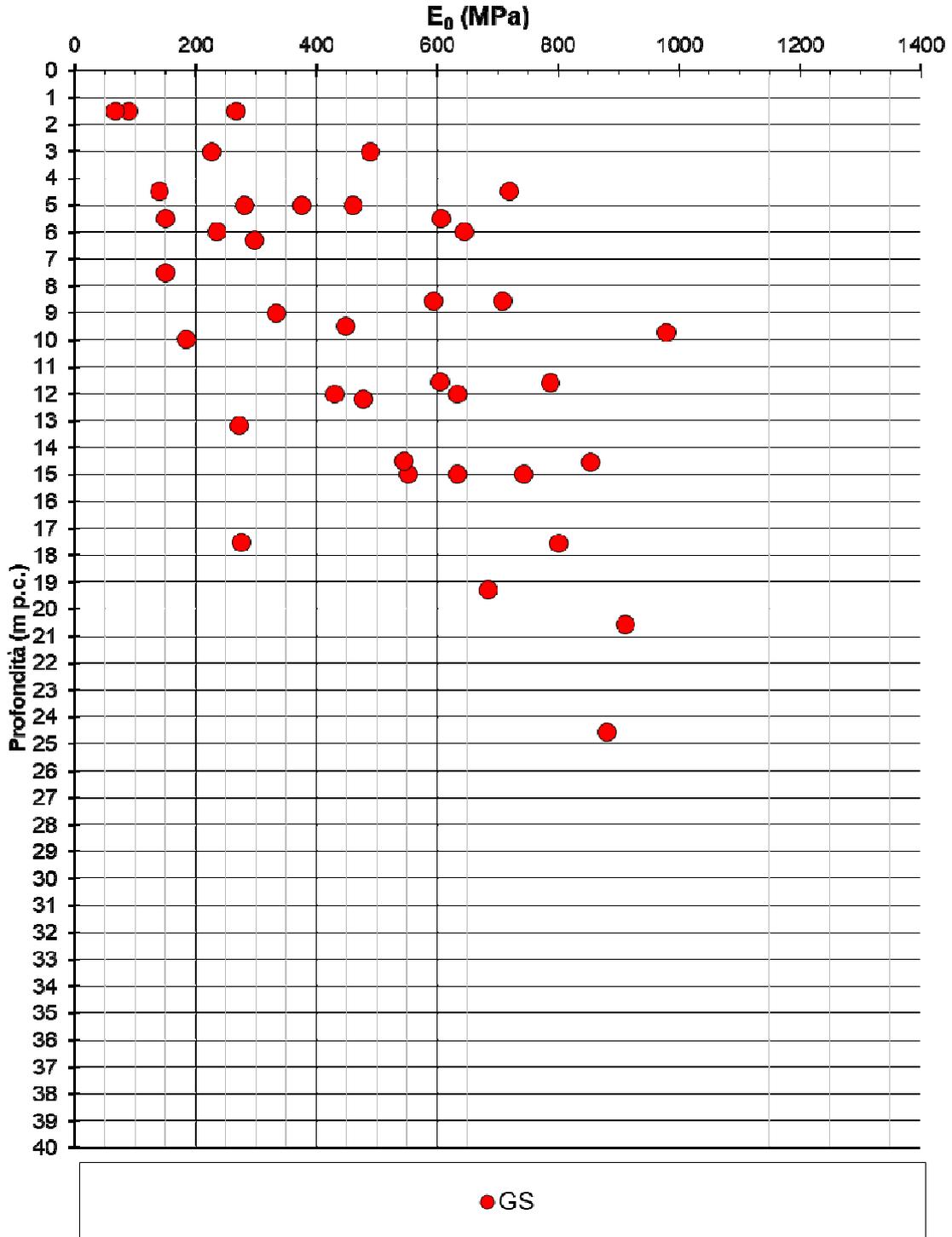


Figura 8.11 – GS - E₀ da prove N_{SPT}

8.2.4 Permeabilità

Si riportano di seguito in Figura 8.12 i valori di permeabilità da prove Lefranc riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra 1E-4 m/s e 1E-6 m/s, evidentemente risentendo della presenza più o meno importante di materiale fine.

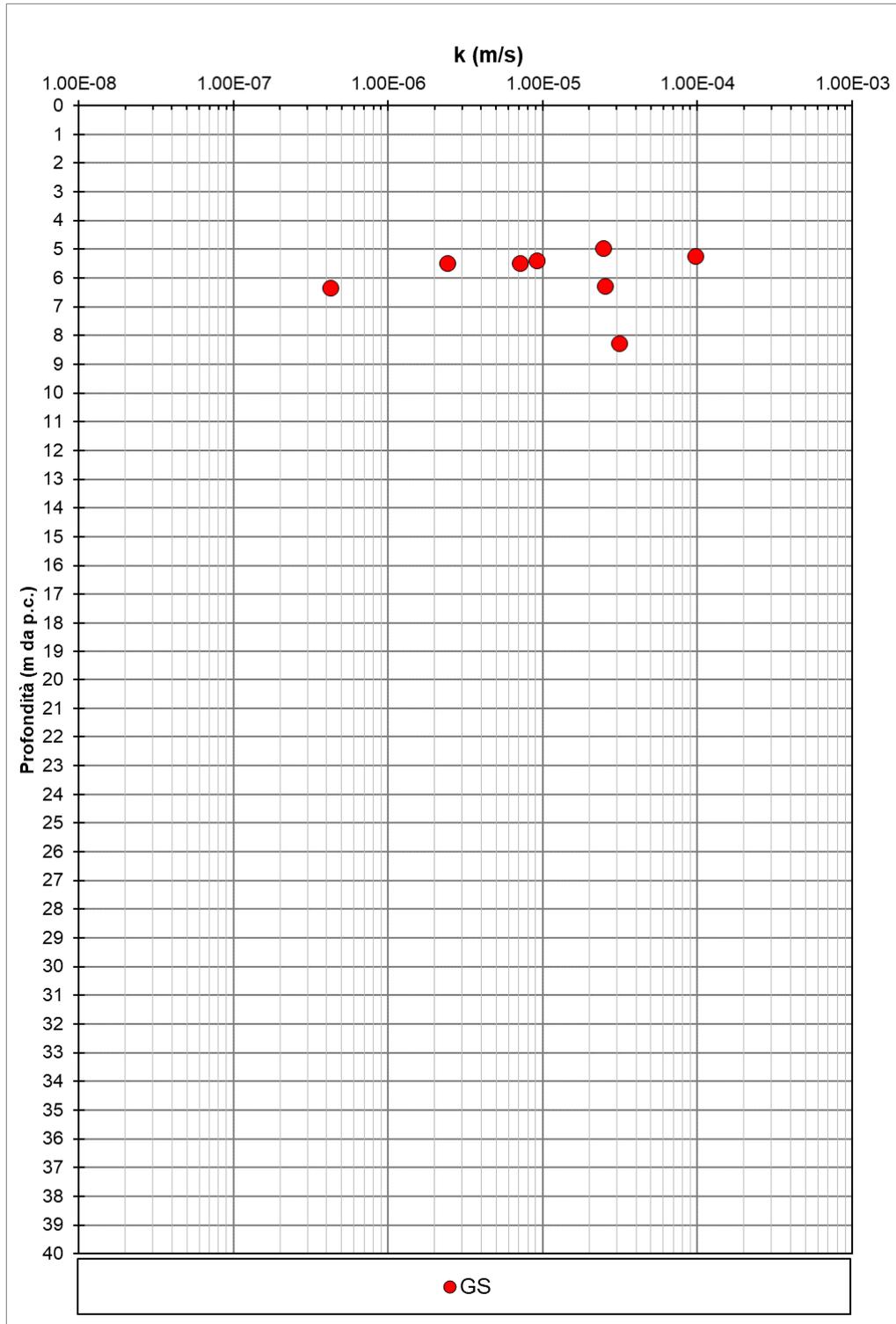


Figura 8.12 – GS – Permeabilità da prove Lefranc

8.3 UNITÀ C

Tale unità è costituita tipicamente da limi e argille quindi la caratterizzazione sarà effettuata sulla base dei criteri validi per materiali coesivi.

Si riportano di seguito in Figura 8.13 i dati di N_{spt} riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra 20 e 30 colpi/30cm, con locali valori fino a 10 colpi/30 cm a basse profondità.

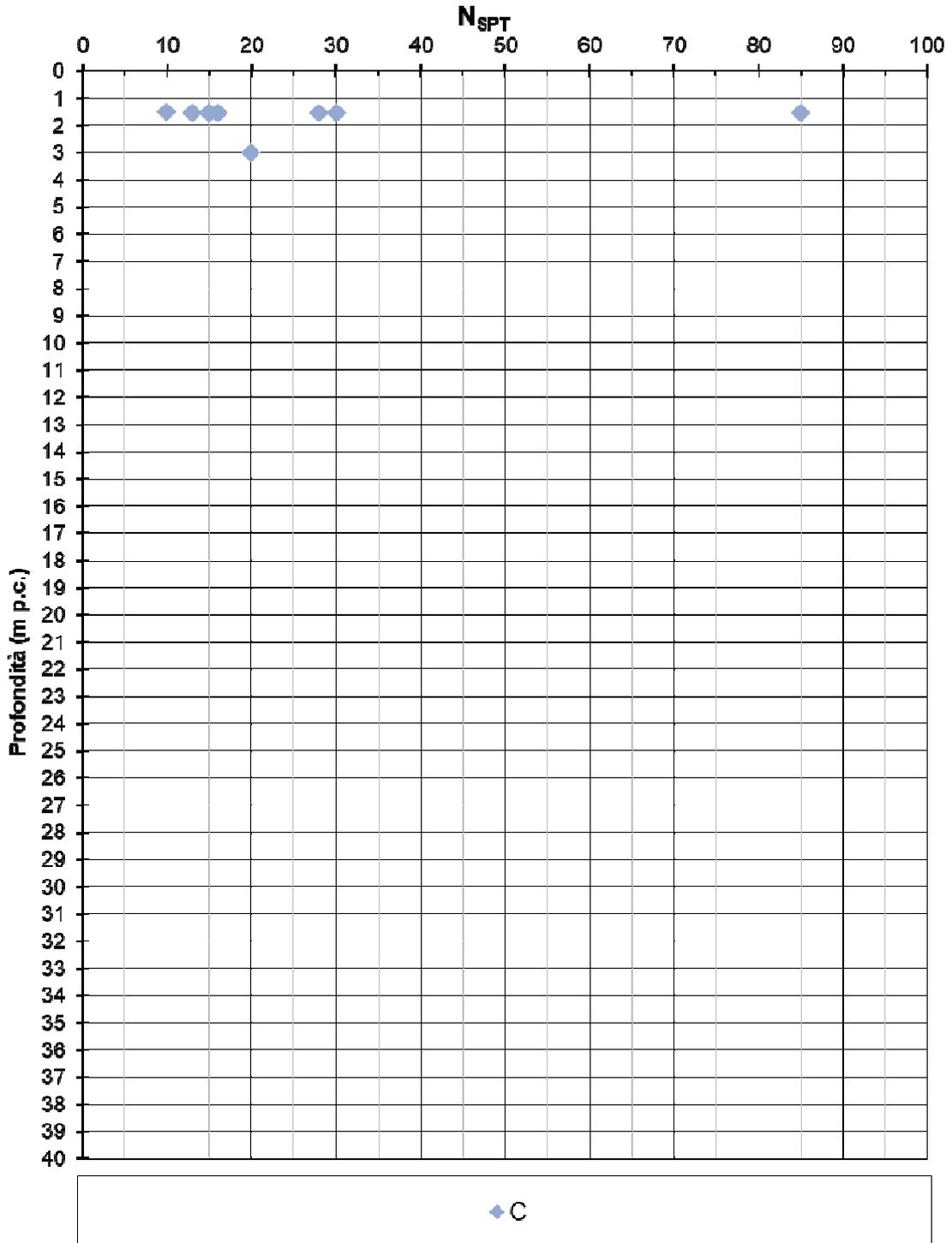


Figura 8.13 – C - N_{SPT}

8.3.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.14 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono compresi tipicamente tra 19 kN/m³ e 21 kN/m³.
- in Figura 8.15 il contenuto di fini (FC), i cui valori sono tipicamente superiori a 35%.
- in Figura 8.16 l'indice dei vuoti, i cui valori sono compresi tipicamente tra 0.4 e 0.7.
- in Figura 8.17 Limite Liquido (LL), i cui valori sono tipicamente intorno al 30-35%, Limite Plastico (PL), i cui valori sono tipicamente intorno al 15-20%, contenuto di acqua (W_n), i cui valori sono tipicamente intorno al 15-20%.
- in Figura 8.18 l'Indice di plasticità (PI), i cui valori sono tipicamente intorno al 10-20%.
- in Figura 8.19 la carta di Casagrande, in base a cui la frazione fine è costituita tipicamente da argille a media plasticità.
- in Figura 8.20 il grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. Il solo valore disponibili mostra comunque che il materiale è sovraconsolidato.

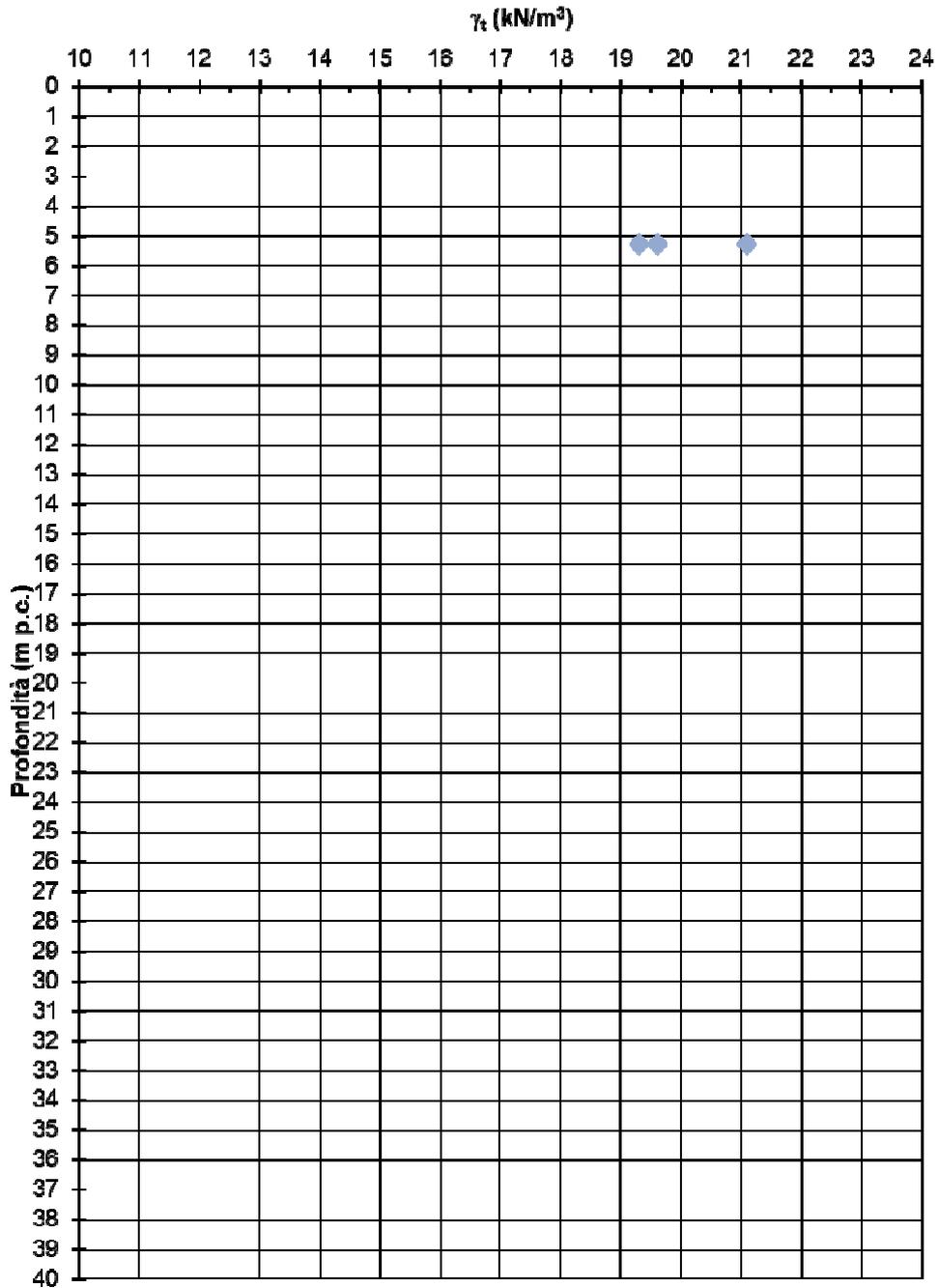


Figura 8.14 – C - Peso dell'unità di volume γ_t

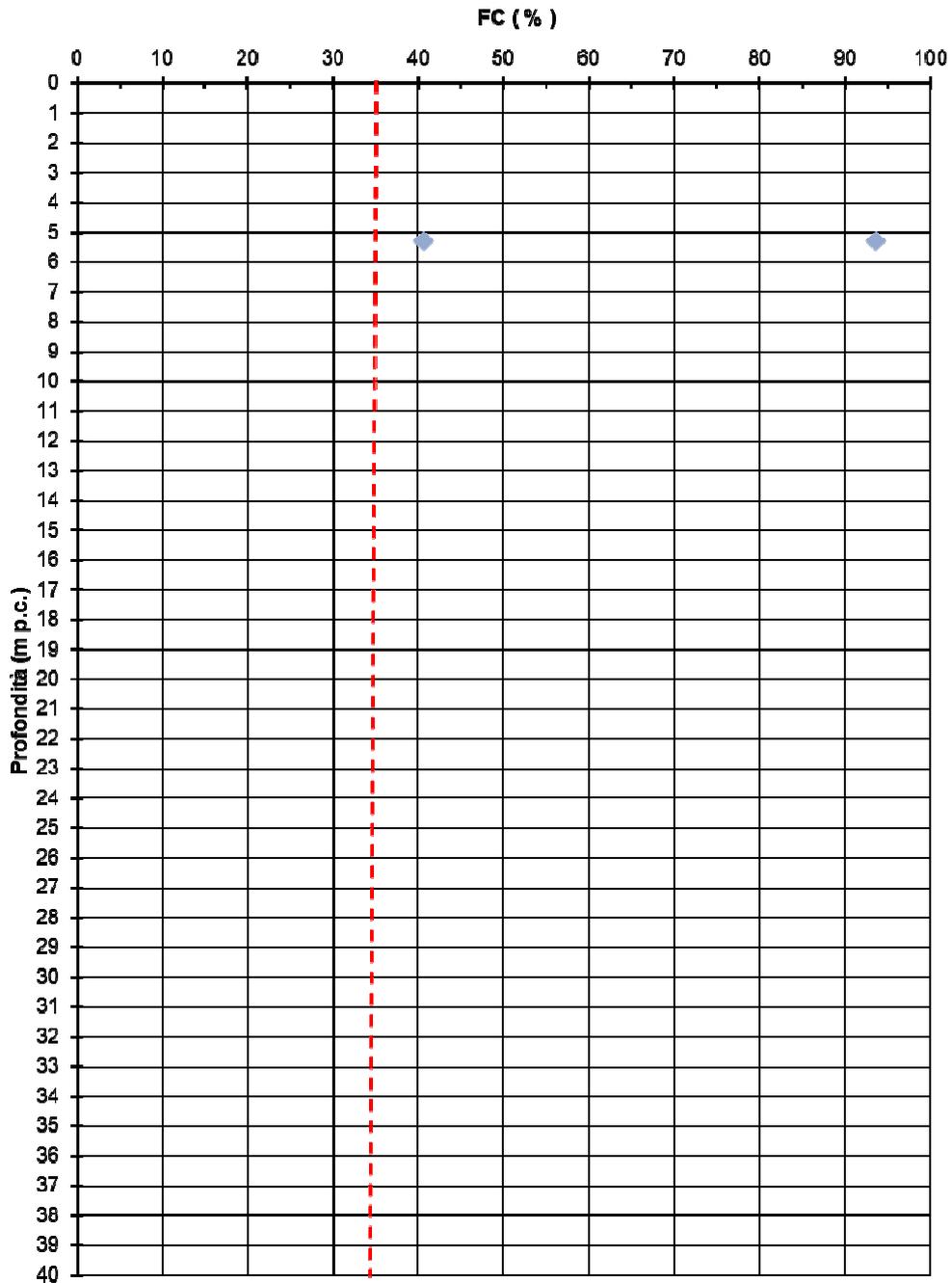


Figura 8.15 – C - Contenuto di fini FC

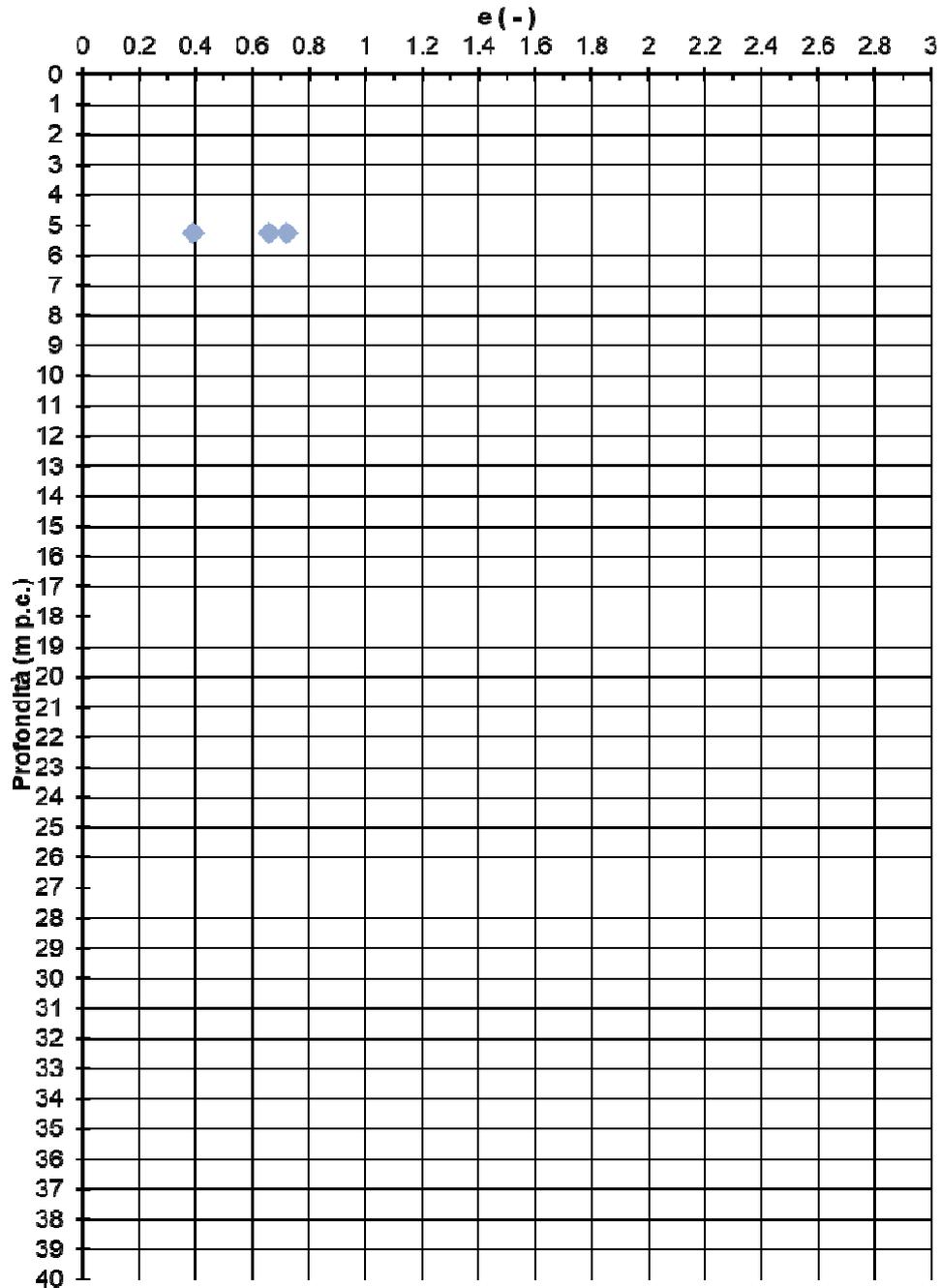


Figura 8.16 – C – Indice dei vuoti e_0

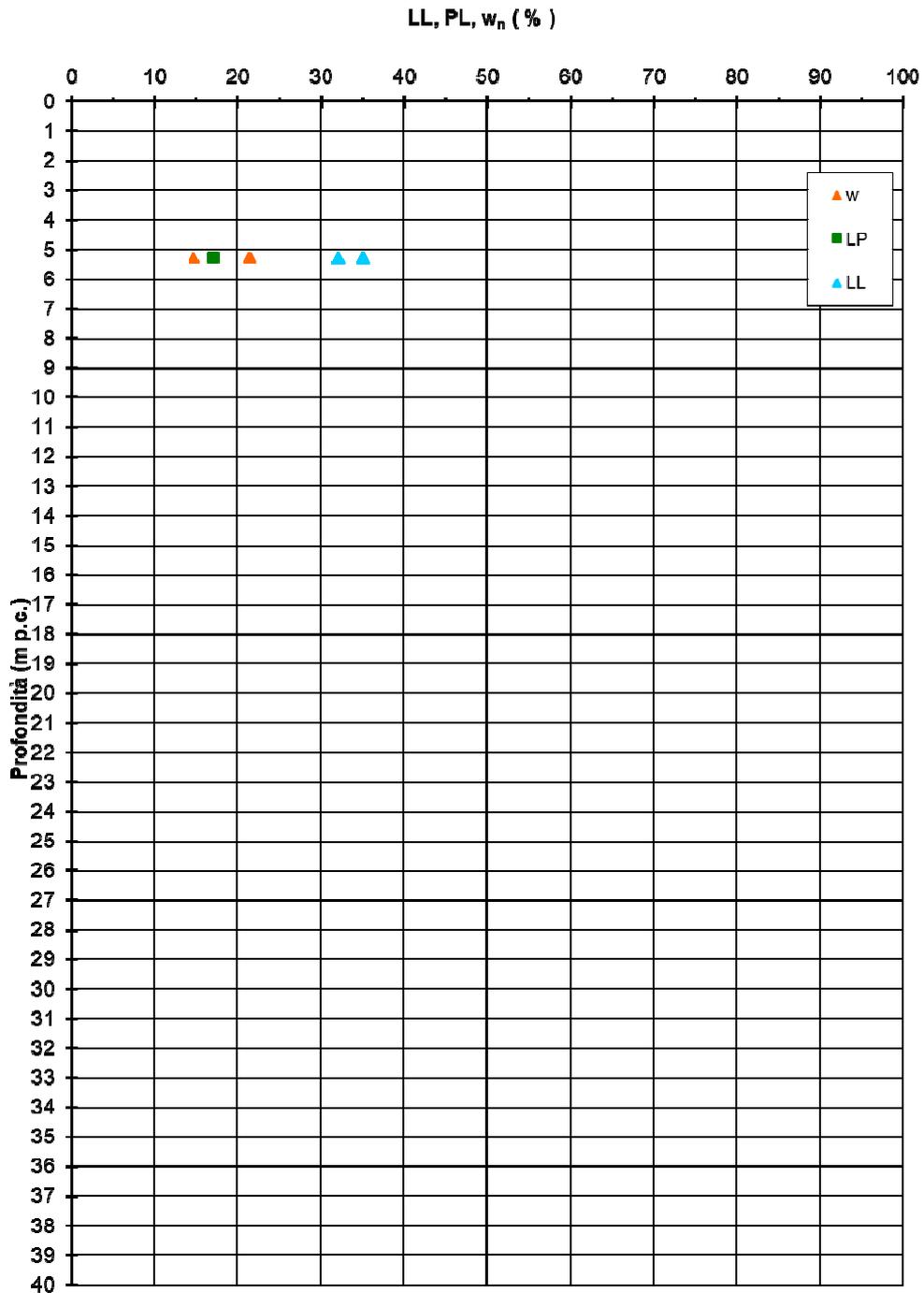


Figura 8.17 – C - Limiti di Atterberg (LL, PL) e contenuto in acqua w_n

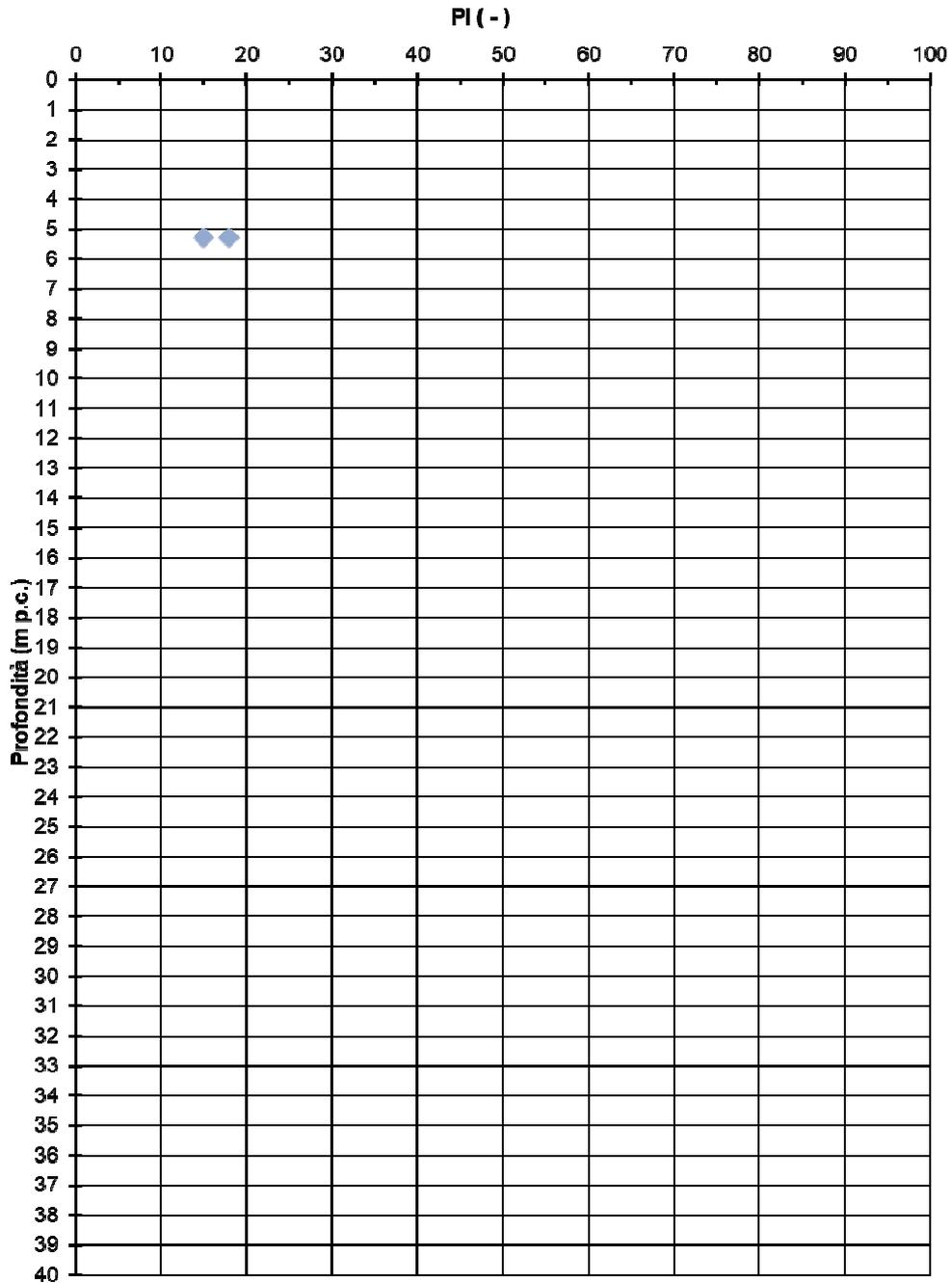


Figura 8.18 – C - Indice di plasticità PI

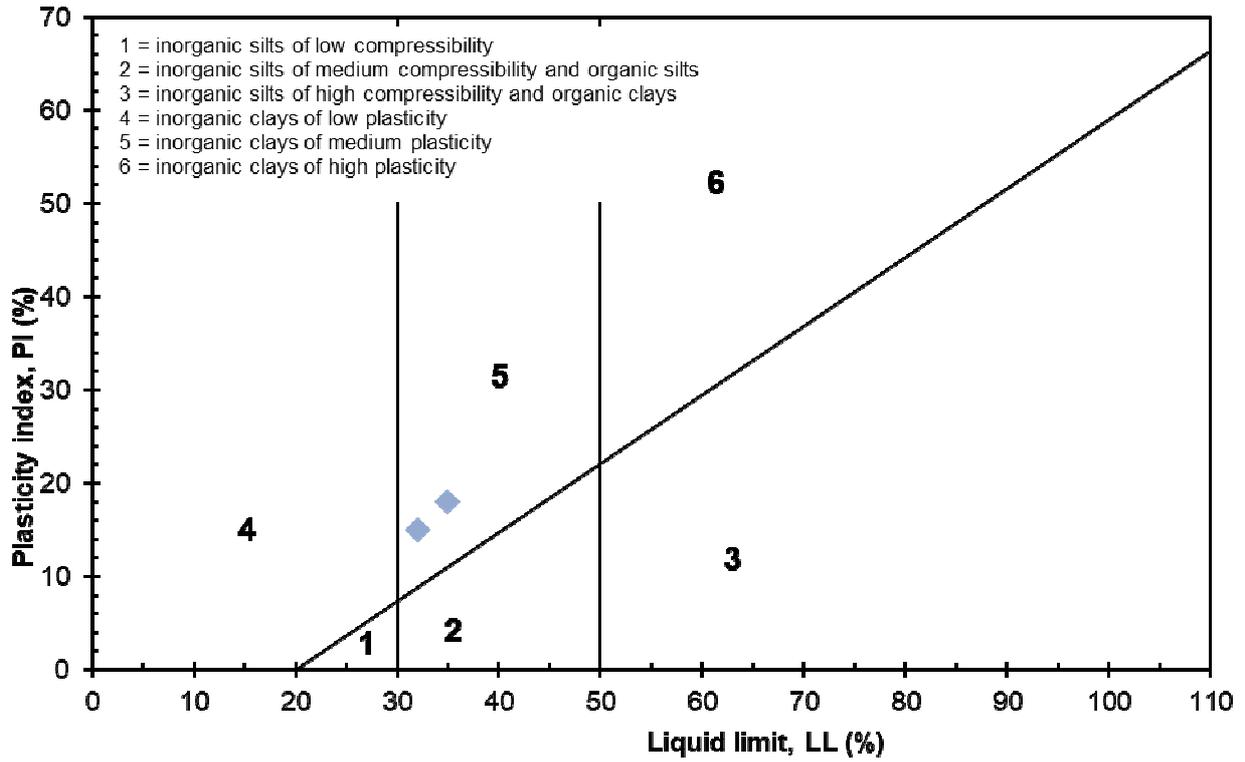


Figura 8.19 – C - Carta di Casagrande

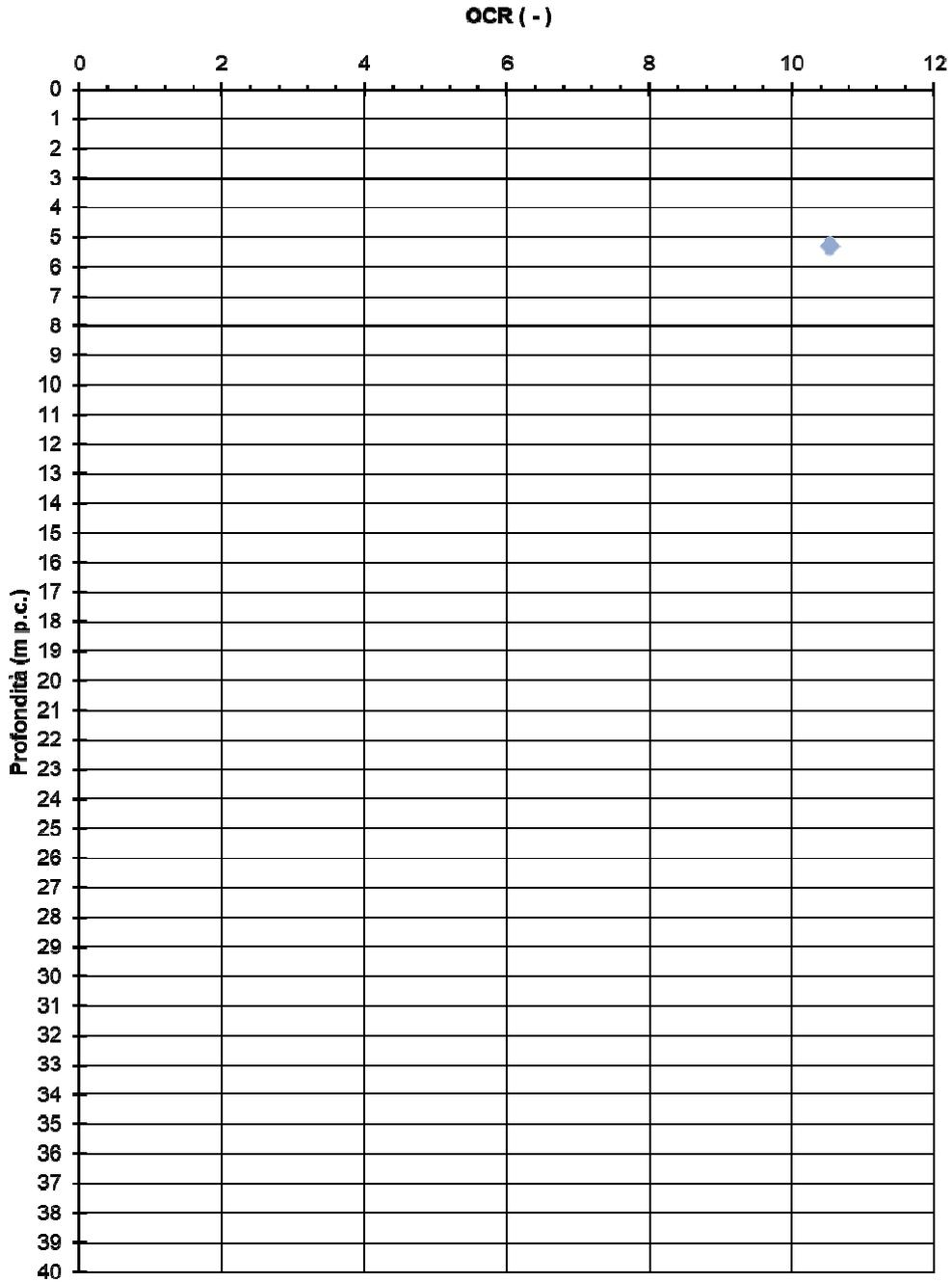


Figura 8.20 – C – Grado di sovraconsolidazione OCR da prove edometriche

8.3.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.21 i risultati di una prova triassiale consolidata non drenata, in base a cui, con le opportune elaborazioni, risulta un angolo di attrito di 25° con coesione efficace pari a 10 kPa.
- in Figura 8.22 la coesione non drenata da prove Nspt, pocket penetrometer (presi come media su un intervallo significativo di profondità, come dati nei certificati dei sondaggi dell'ultima campagna indagini) e prove di laboratorio, i cui valori sono compresi tipicamente tra 50 e 150 kPa, con i valori più bassi vicino alla superficie. I risultati delle prove Pocket e TX-UU sono pienamente in accordo con la stima da Nspt.

● SN14 L2

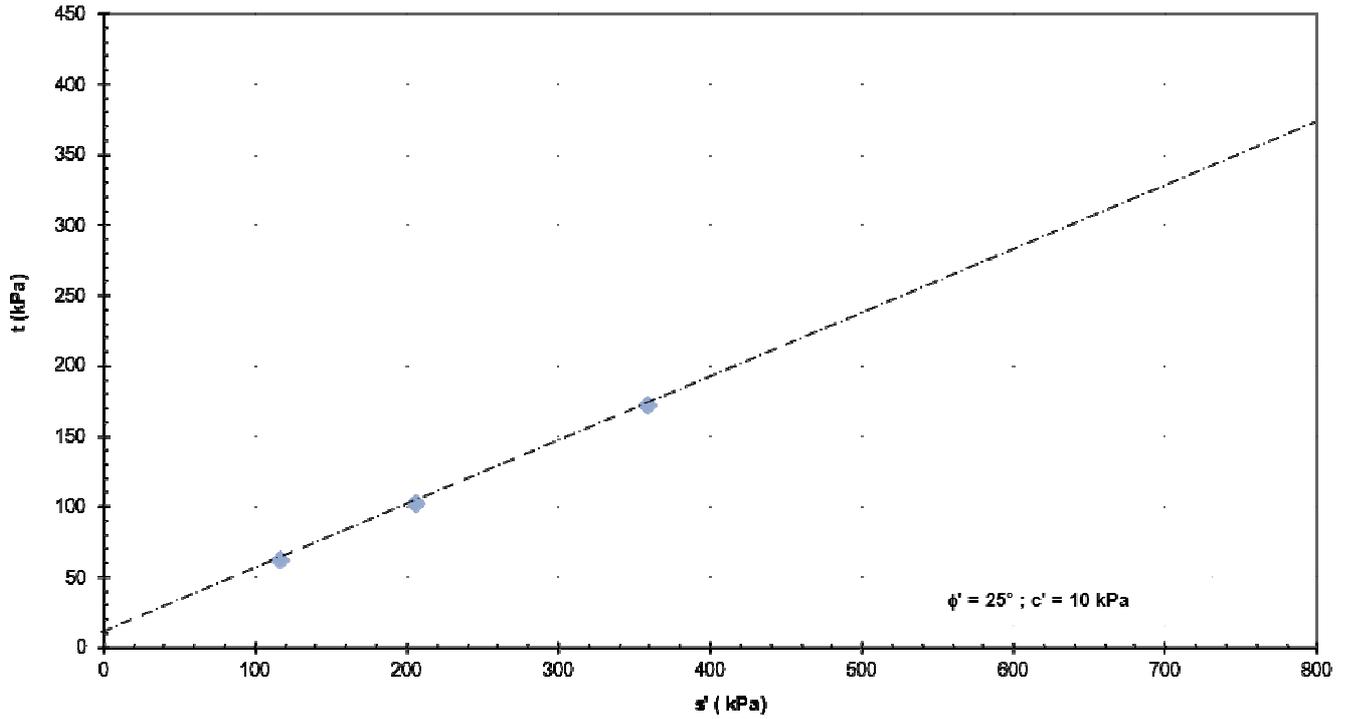


Figura 8.21 – C - Prova triassiali consolidate non drenate

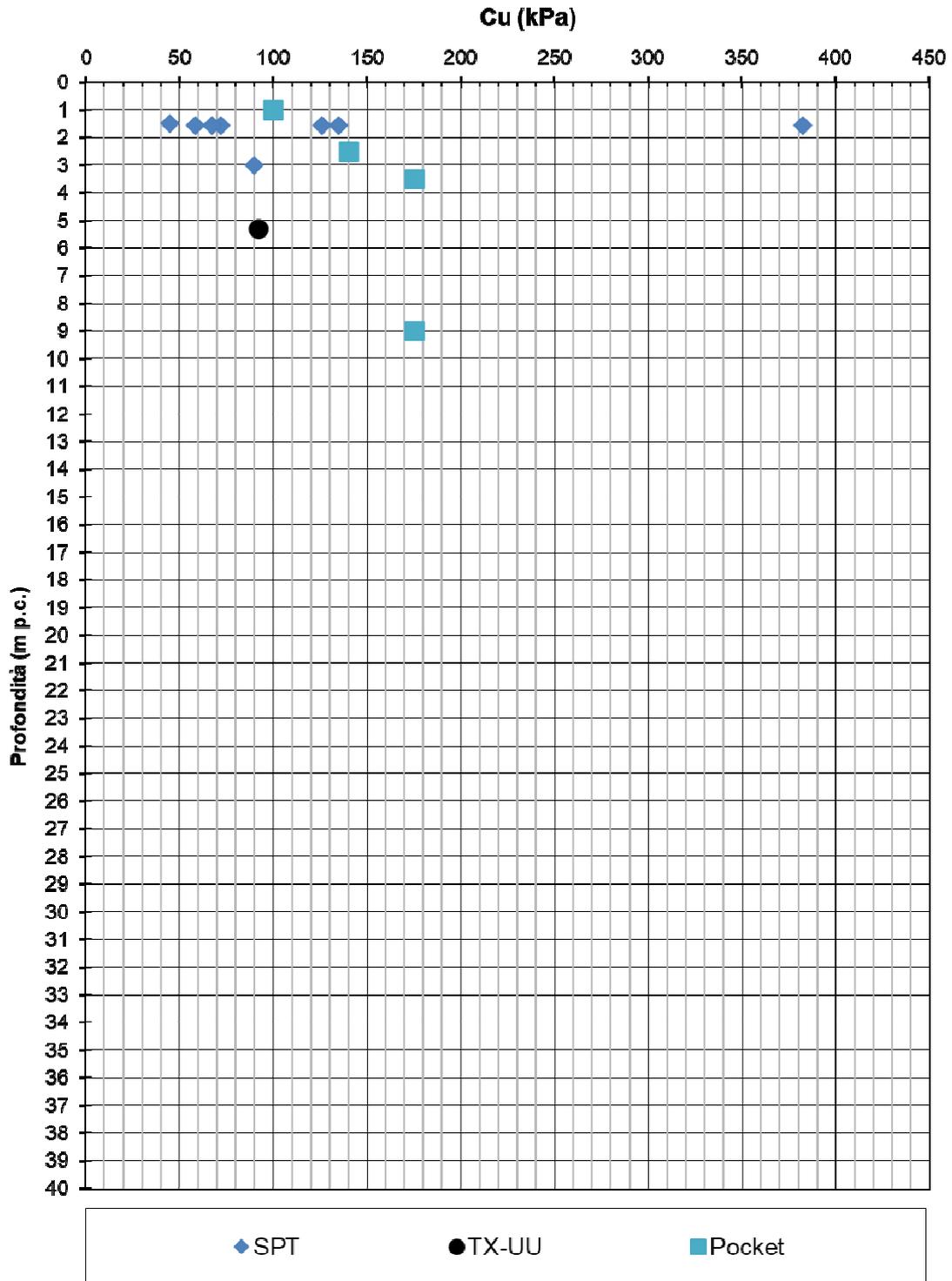


Figura 8.22 – C – Coesione non drenata da prove N_{SPT} , pocket e prove di laboratorio

	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.3.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.23 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 20 MPa e 50 MPa.
- in Figura 8.24 i dati del modulo di Young a piccole deformazioni E_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 50 MPa e 150 MPa.
- In Figura 8.25 i valori dei coefficienti di compressione e ricomprensione/scarico da prove edometriche. Tali valori, in numero così esiguo, sono riportati solo a titolo indicativo e non saranno utilizzati nelle analisi. Per tale strato, si può stimare in via del tutto preliminare anche un indice di consolidazione secondaria dell'ordine di 0.1-0.2%.
- in Figura 8.26 i dati del modulo edometrico (E_{ED}) da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa, i cui valori sono dell'ordine di 7 MPa, con valori crescenti con la profondità.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato ai paragrafi 7.3.1 e 7.4.5, i valori del modulo di Young operativo E'_{op} ricavato dal modulo edometrico sono comparabili al limite inferiore del modulo di Young operativo ricavato dal valore del modulo a piccole deformazioni come $E'_{op} = E_0/10$. Pertanto, per tutti i calcoli si raccomanda di utilizzare moduli di Young operativi compresi tra 6 MPa e 8 MPa.

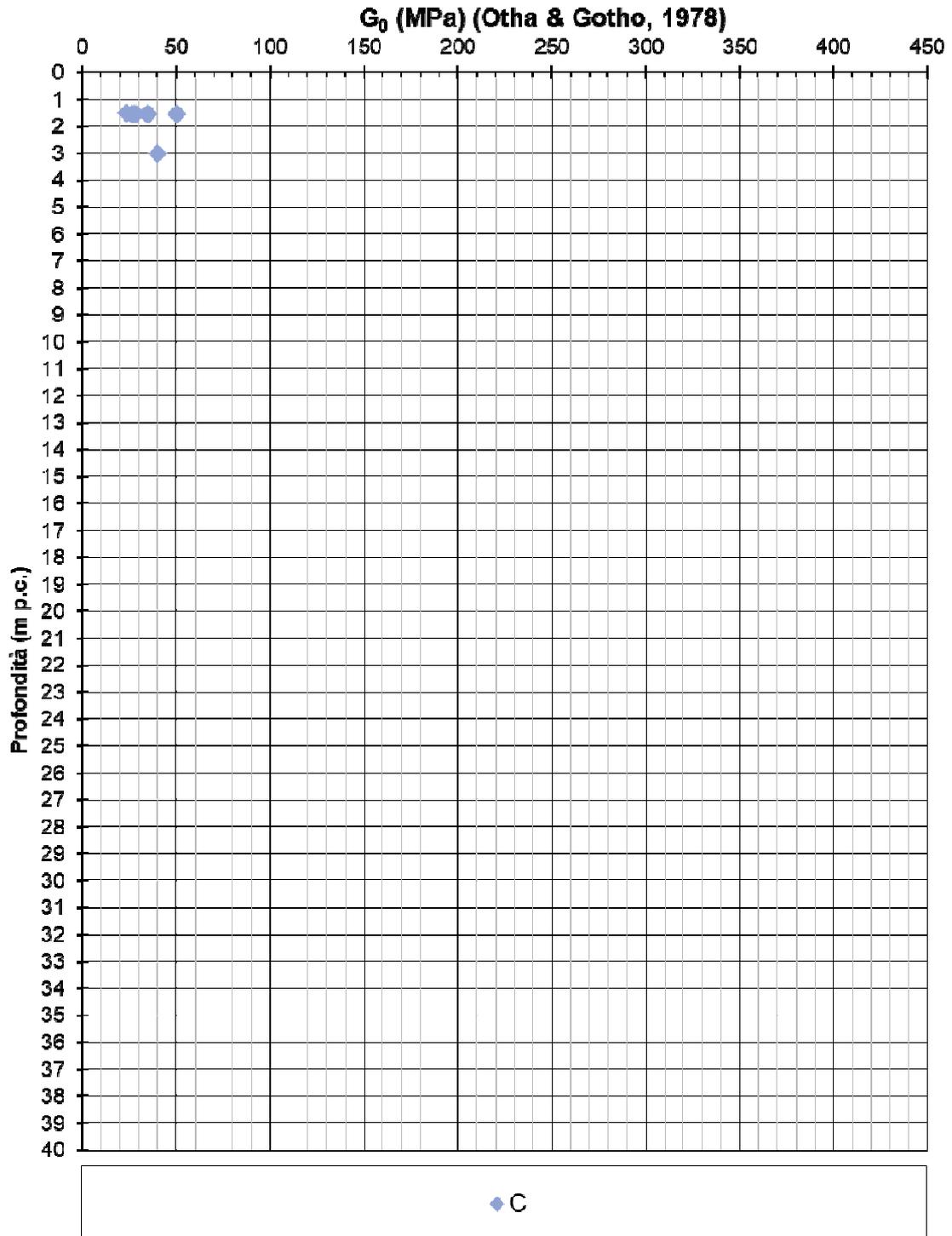


Figura 8.23 – C - G_0 da prove N_{SPT}

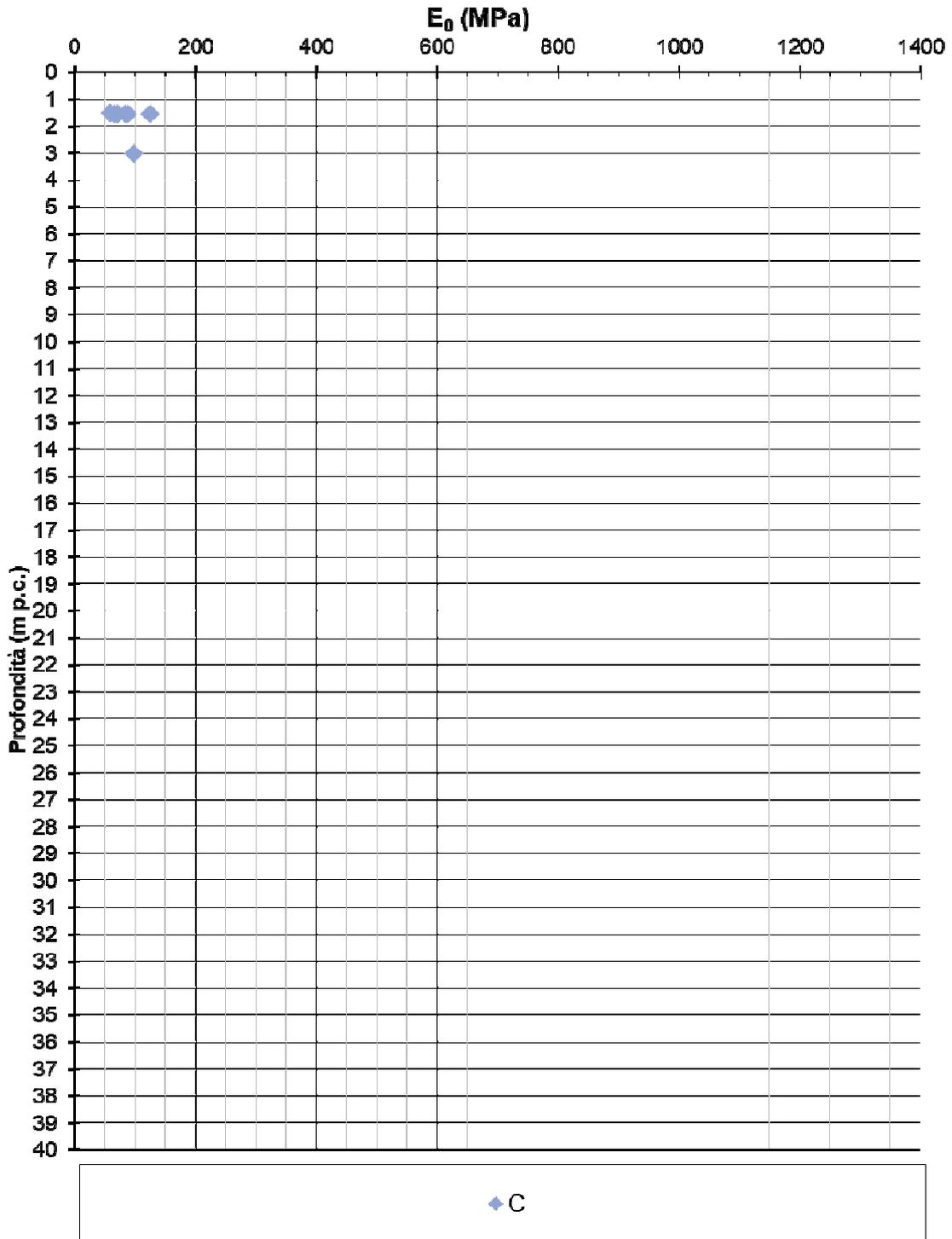


Figura 8.24 – C - E_0 da prove N_{SPT}

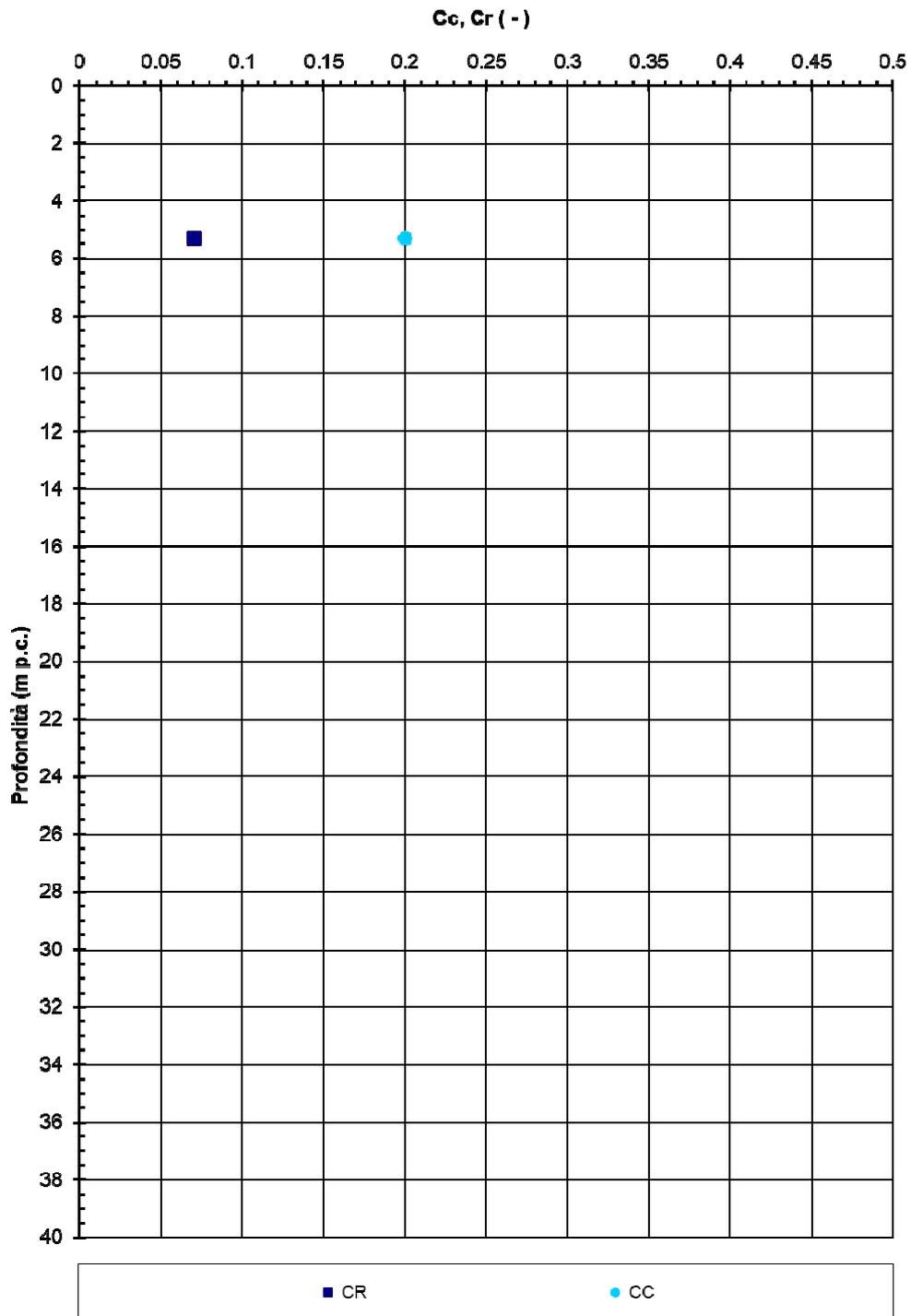


Figura 8.25 – C – C_c e C_r da prove edometriche

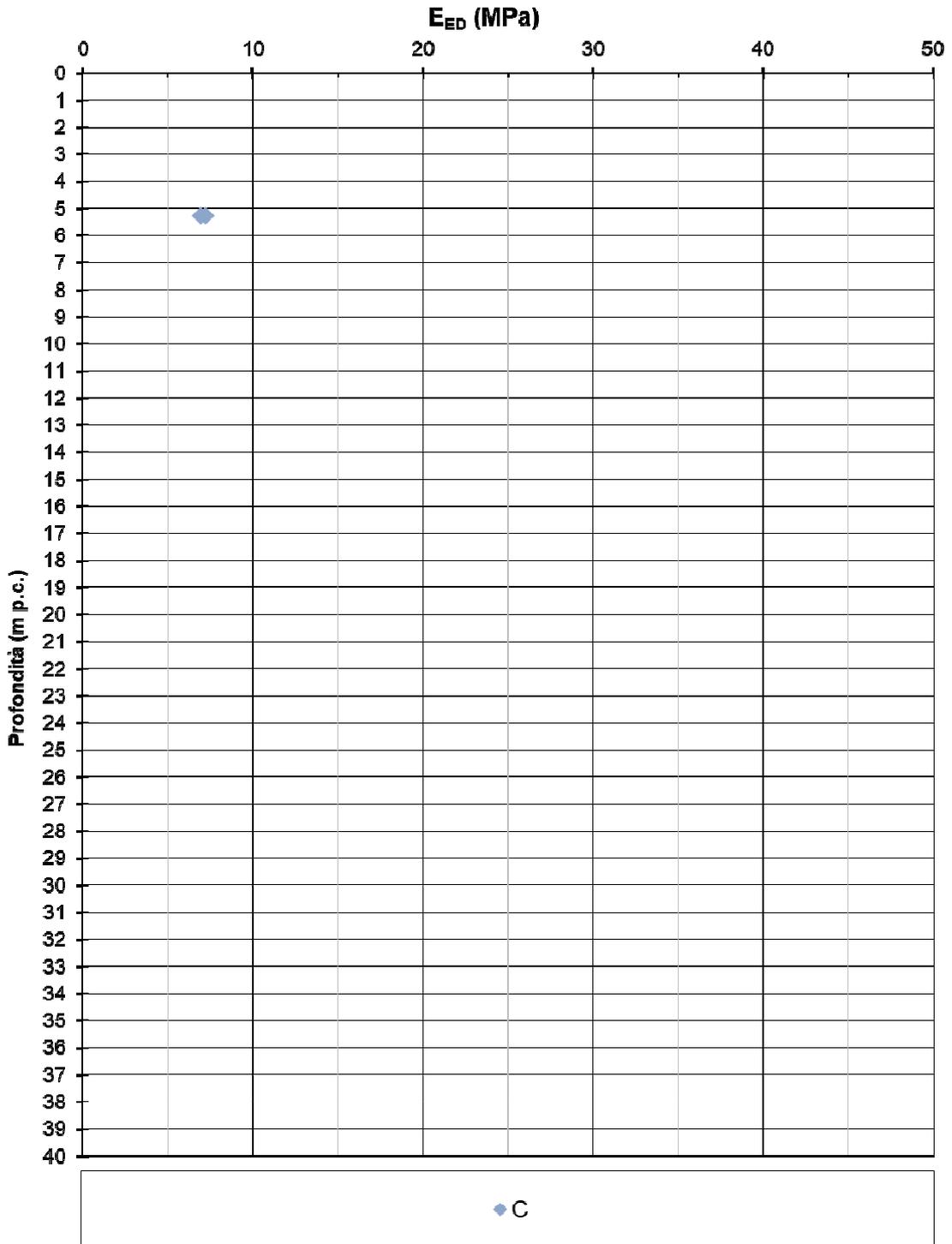


Figura 8.26 – C – Modulo edometrico E_{ED} da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa

8.3.4 Permeabilità

Si riportano di seguito in Figura 8.27 i valori di permeabilità da prove Lefranc riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra $1E-7$ e $5E-6$ m/s, i più bassi rappresentativi del materiale più fine, i più alti rappresentativi del materiale più grossolano. Tuttavia, dato che questi materiali costituiscono l'alterazione del substrato argilloso sottostante, si raccomanda di utilizzare gli stessi valori di permeabilità indicati per l'unità A al successivo paragrafo 8.4.4.

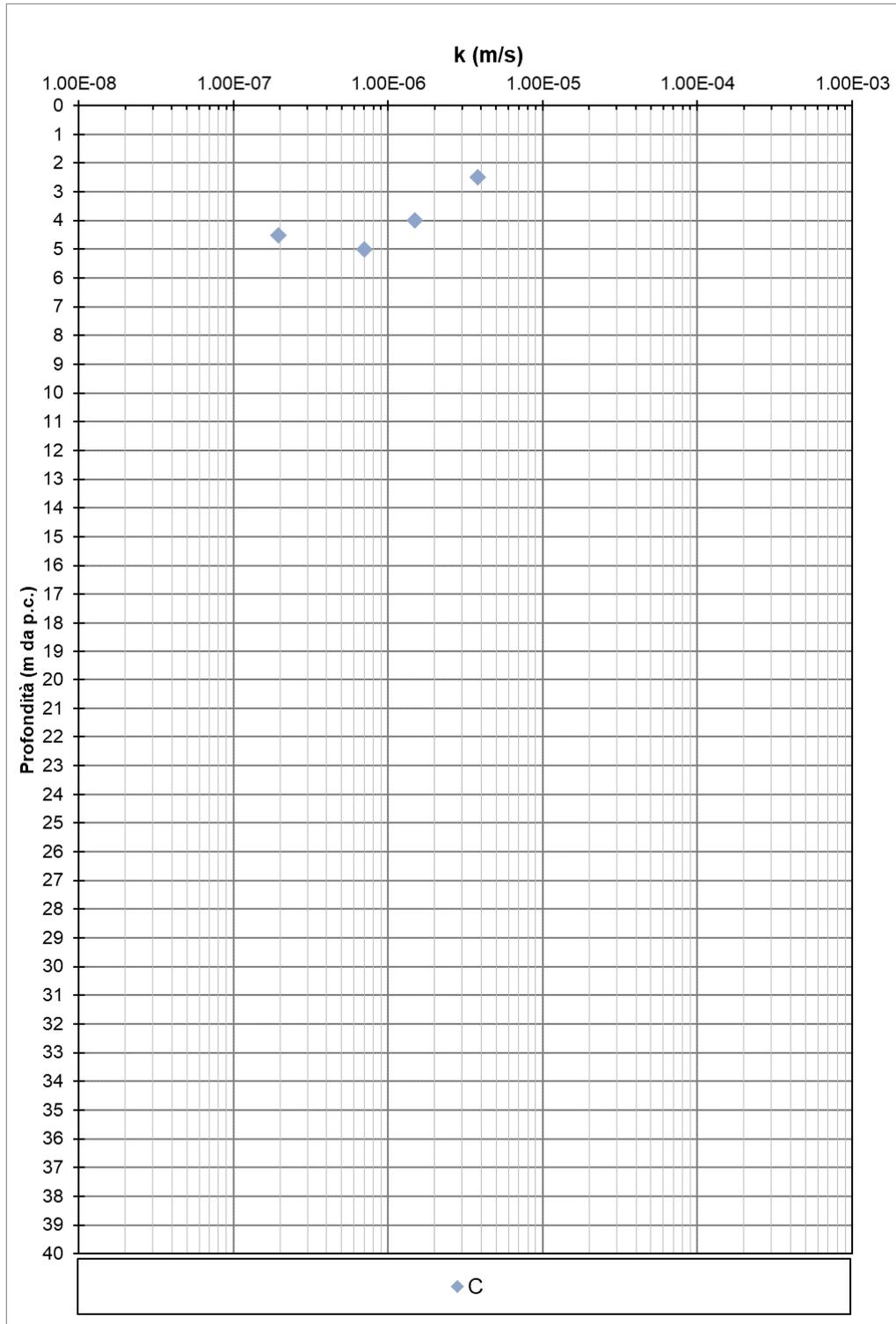


Figura 8.27 – C – Permeabilità da prove Lefranc

8.4 UNITÀ A

Tale unità è costituita tipicamente da limi e argille quindi la caratterizzazione sarà effettuata sulla base dei criteri validi per materiali coesivi.

Si riportano di seguito in Figura 8.28 i dati di N_{spt} riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra 20 e 50 colpi/30cm, con locali valori inferiori e altri superiori fino al rifiuto.

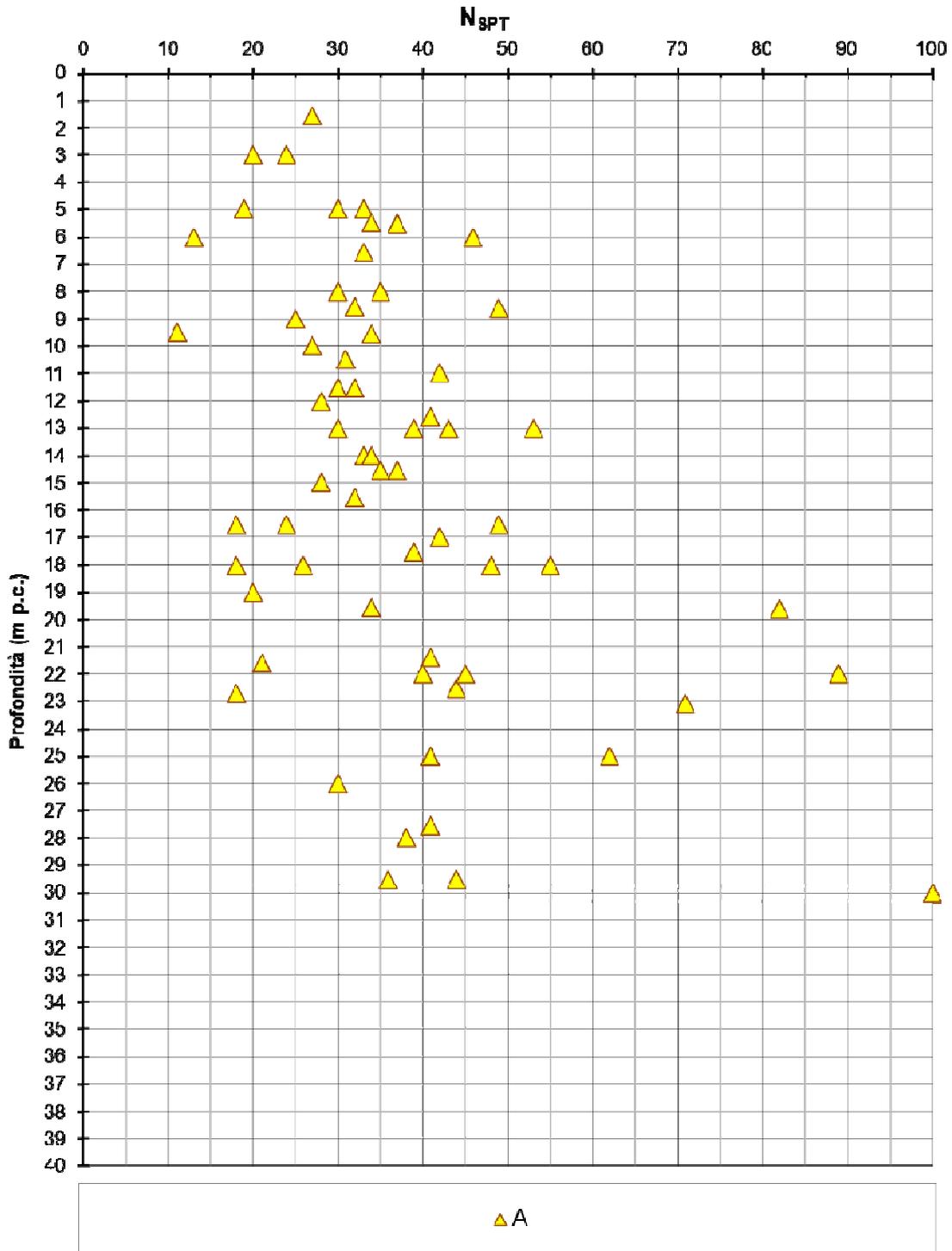


Figura 8.28 – A - N_{SPT}

8.4.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.29 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono compresi tipicamente tra 19 kN/m³ e 21 kN/m³.
- In Figura 8.30 il contenuto di fini (FC), i cui valori risultano sostanzialmente sempre superiori al 35%, con valori fino al 100% in particolare alle profondità fino a 20 m circa.
- in Figura 8.31 l'indice dei vuoti, i cui valori sono compresi tipicamente tra 0.5 e 0.8.
- in Figura 8.32 Limite Liquido (LL), i cui valori sono compresi tipicamente tra 30% e 40% (tutti i valori intorno al 70% sono relativi a campioni prelevati dal sondaggio S09), Limite Plastico (PL), i cui valori sono compresi tipicamente tra 20% e il 25 % (tutti i valori intorno al 35% sono relativi a campioni prelevati dal sondaggio S09), contenuto di acqua (W_n), i cui valori sono tipicamente intorno al 20-25%.
- in Figura 8.33 l'Indice di plasticità (PI), i cui valori sono tipicamente intorno al 10-20%. Tutti i valori intorno al 30-40% sono relativi a campioni prelevati dal sondaggio S09.
- in Figura 8.34 la carta di Casagrande, in base a cui i materiali in esame sono argille a media plasticità. Le argille ad alta plasticità sono riconducibili a campioni prelevati dal sondaggio S09.
- in Figura 8.35 il grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. Malgrado i pochi dati a disposizione, si riscontra comunque come tale materiale sia sovraconsolidato.

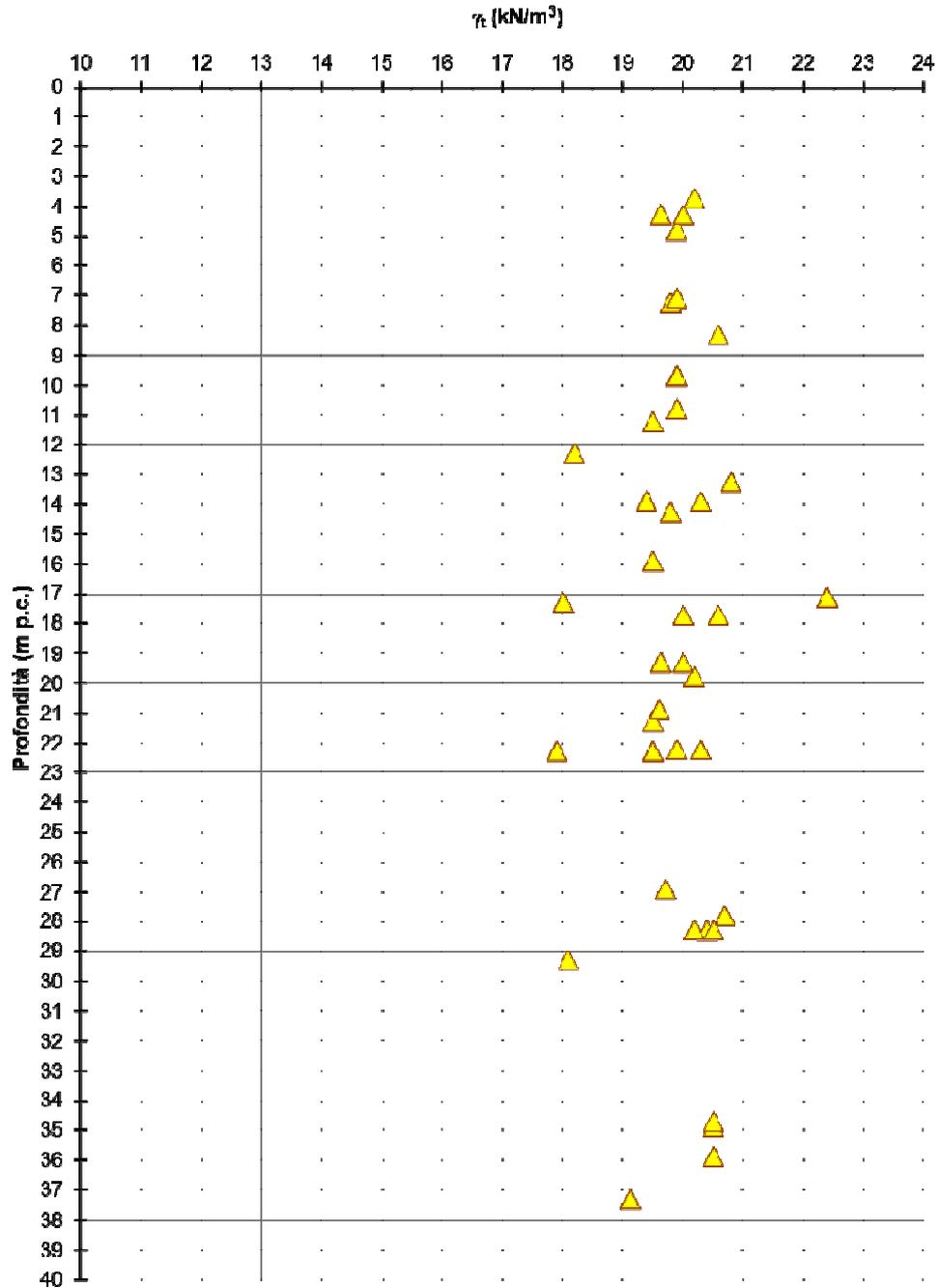


Figura 8.29 – A - Peso dell'unità di volume γ_t

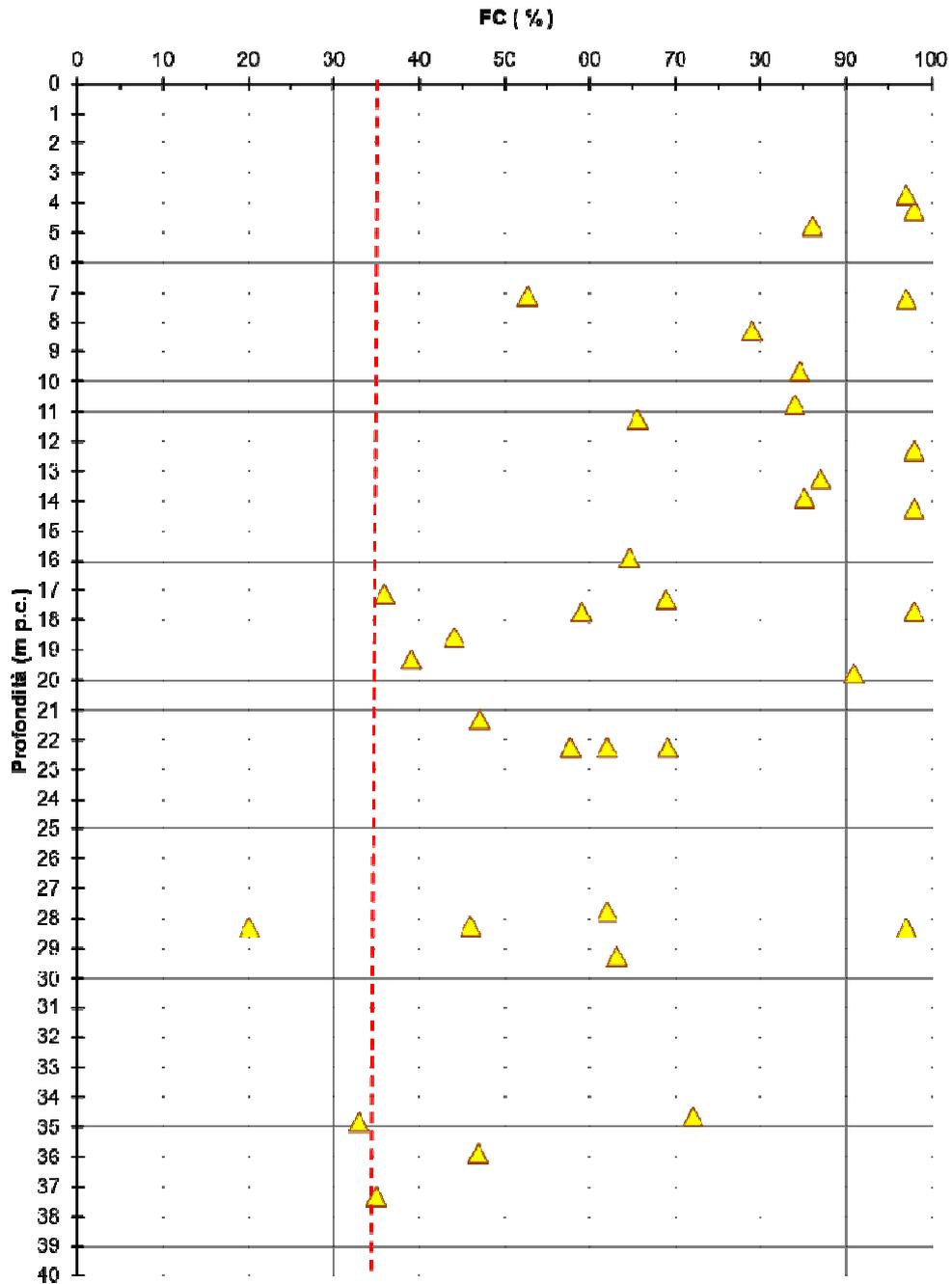


Figura 8.30 – A - Contenuto di fini FC

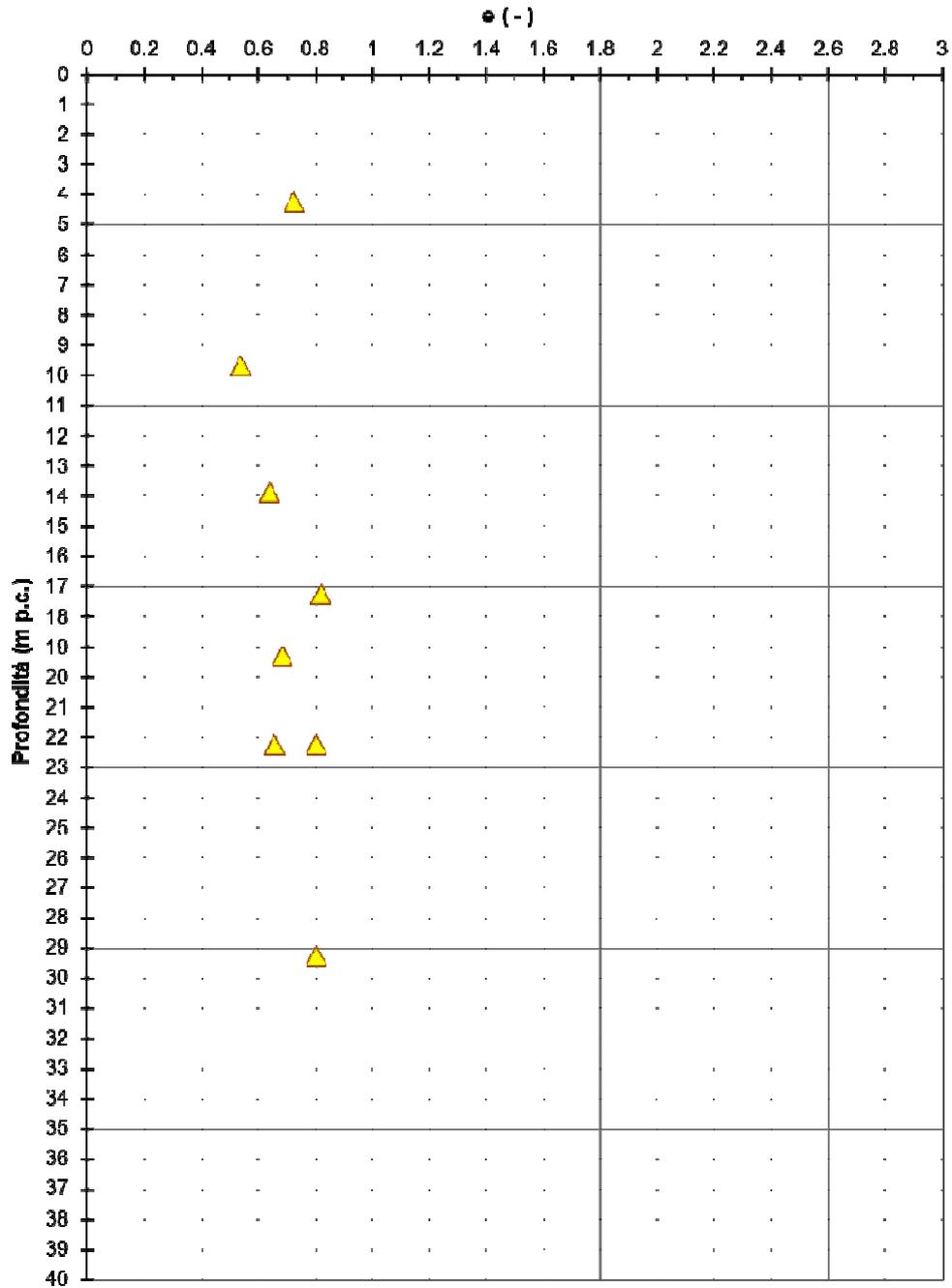


Figura 8.31 – A – Indice dei vuoti e_0

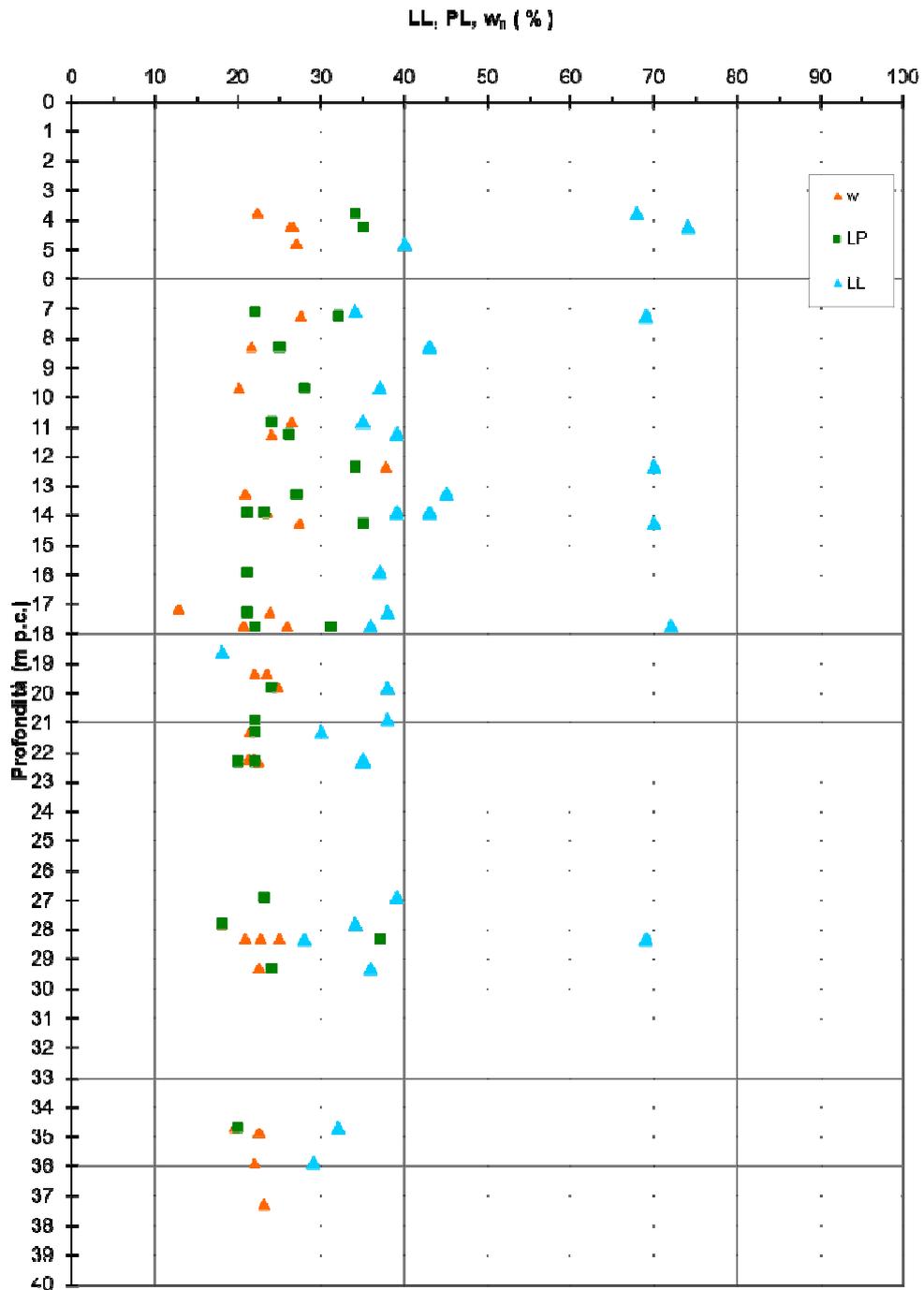


Figura 8.32 – A - Limiti di Atterberg (LL, PL) e contenuto in acqua w_n

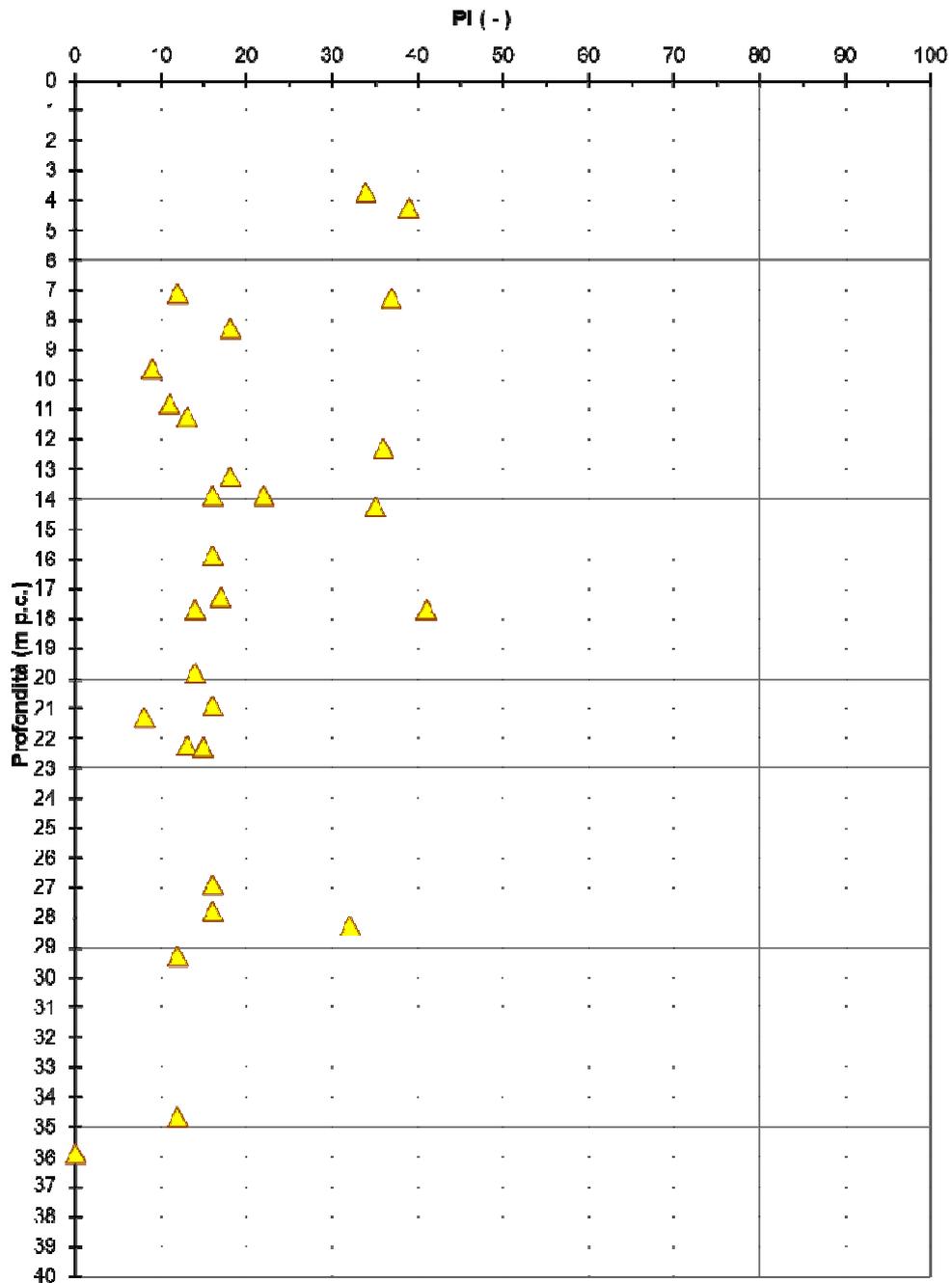


Figura 8.33 – A - Indice di plasticità PI

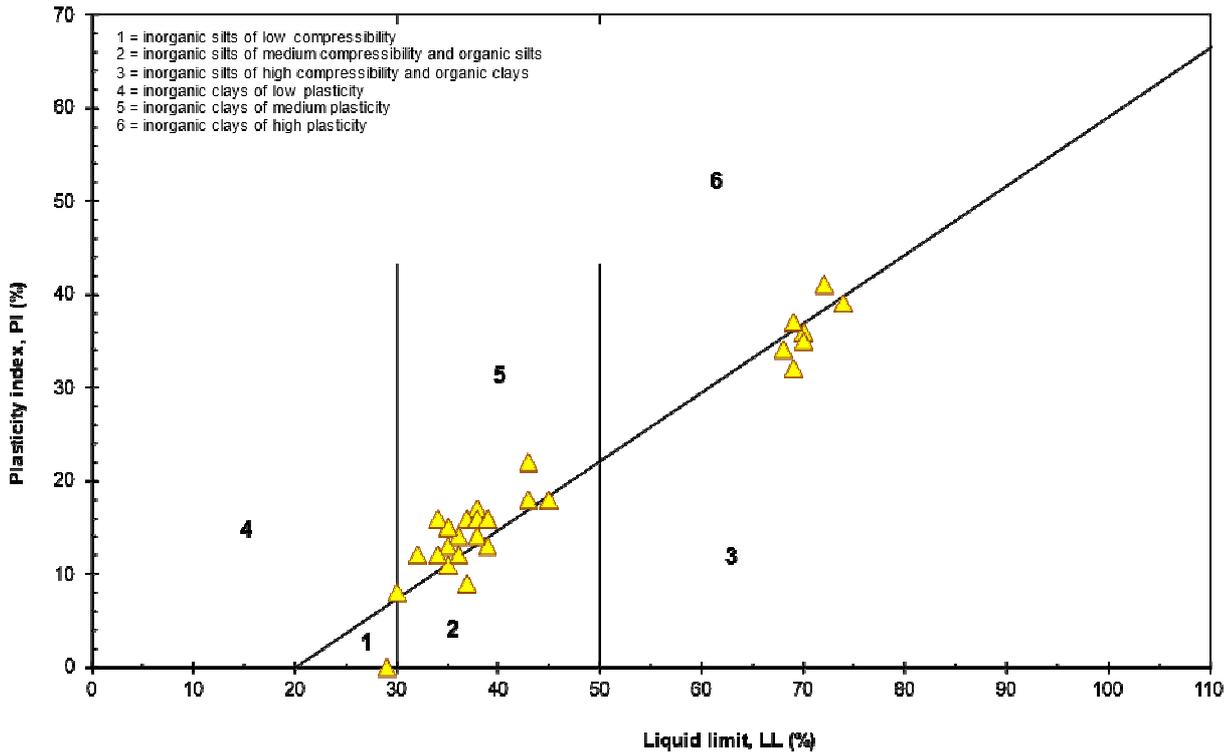


Figura 8.34 – A - Carta di Casagrande

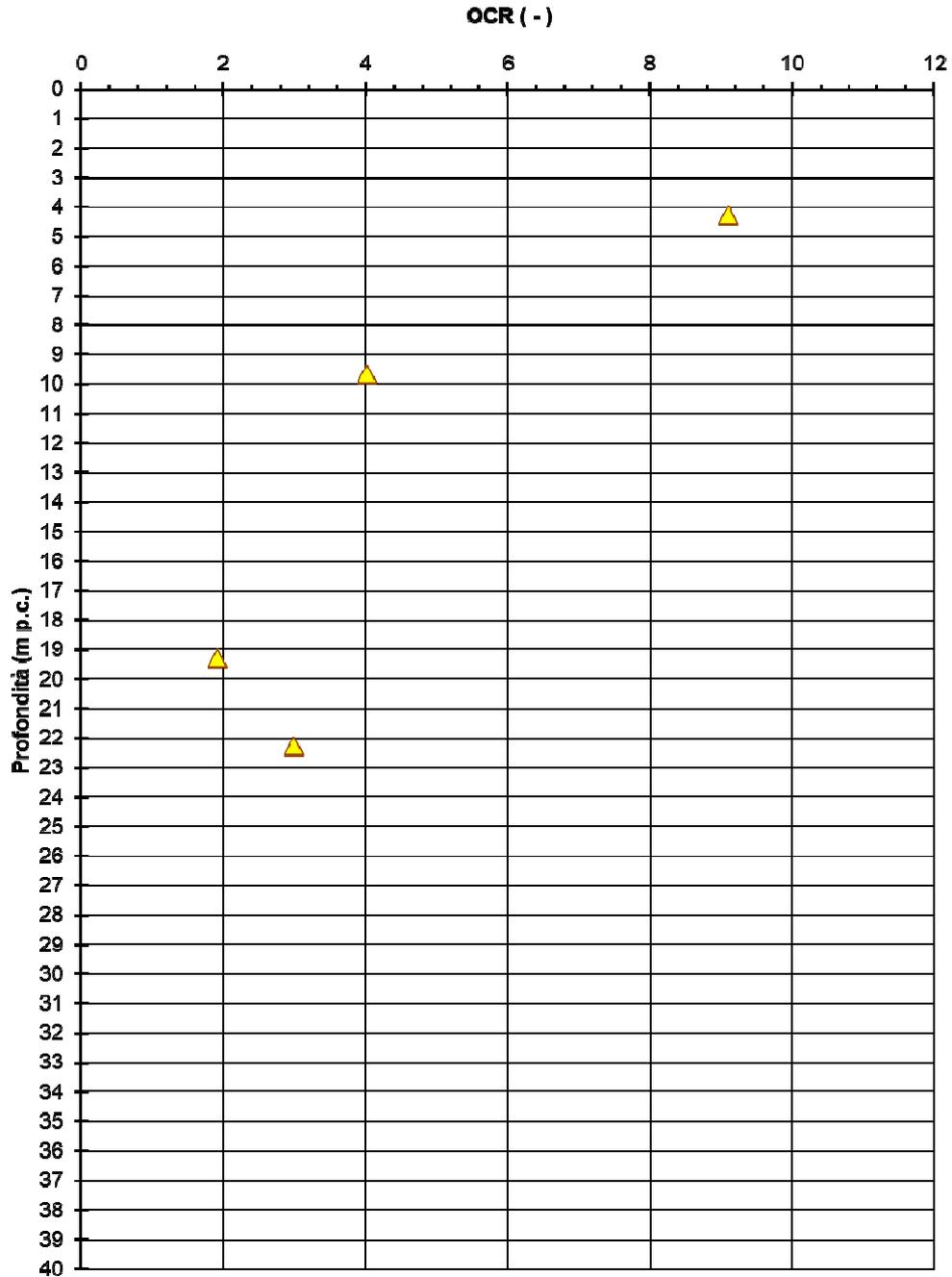


Figura 8.35 – A – Grado di sovraconsolidazione OCR da prove edometriche

8.4.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.36 i risultati delle prove di taglio diretto, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 20° e 28° con coesione variabile tra 10 e 25 kPa.
- in Figura 8.37 i risultati delle prove triassiali consolidate non drenate, in base a cui l'angolo di attrito risulta pari a 28° e con coesione di 10 kPa.
- in Figura 8.38 la coesione non drenata da prove Nspt, pocket penetrometer (presi come media su un intervallo significativo di profondità, come dati nei certificati dei sondaggi dell'ultima campagna indagini) e prove di laboratorio, i cui valori sono compresi tipicamente tra 100 kPa e 200 kPa. Il risultati delle prove TX-UU e Pocket sono pienamente in linea con la stima da Nspt, mentre i risultati delle prove di compressione ad espansione laterale libera risultano anomali e non saranno considerati nella caratterizzazione.

▲ BH-04 ▲ S09 ▲ SN11 L2

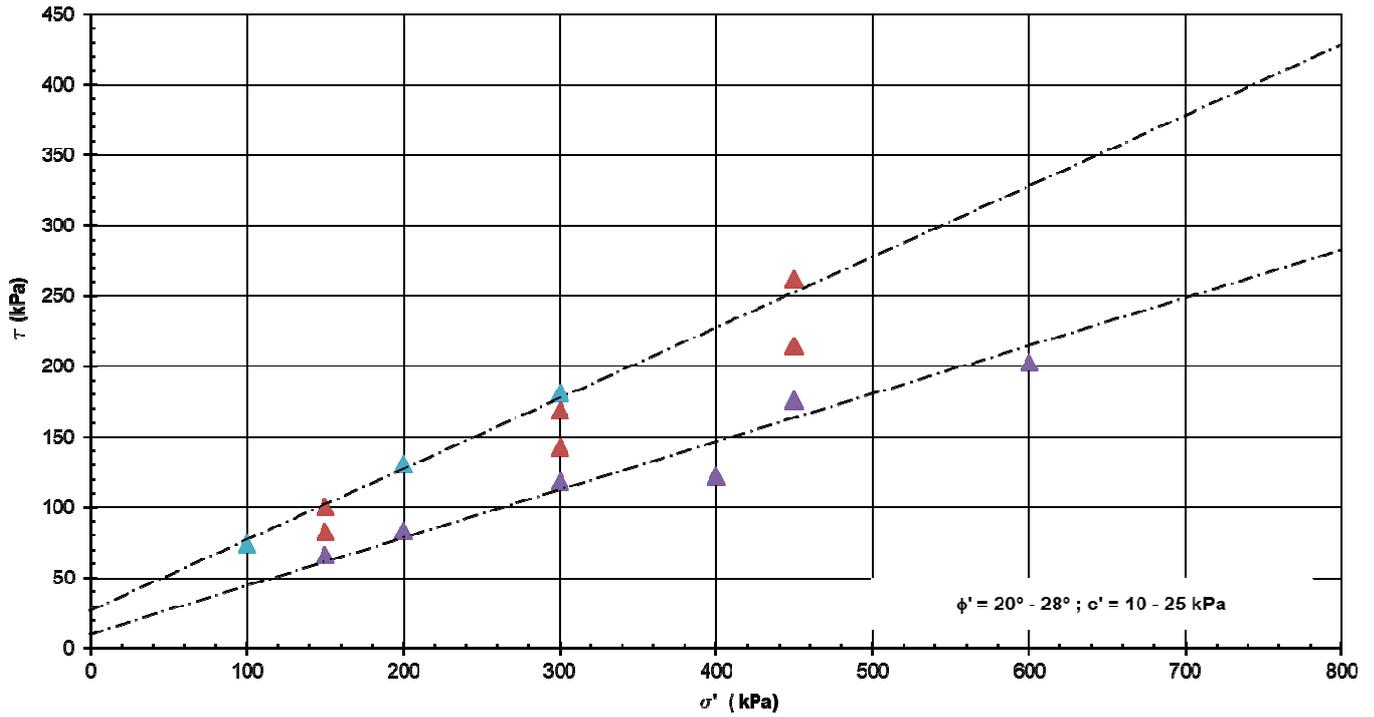


Figura 8.36 – A - Prove di taglio diretto

▲SN09 L2

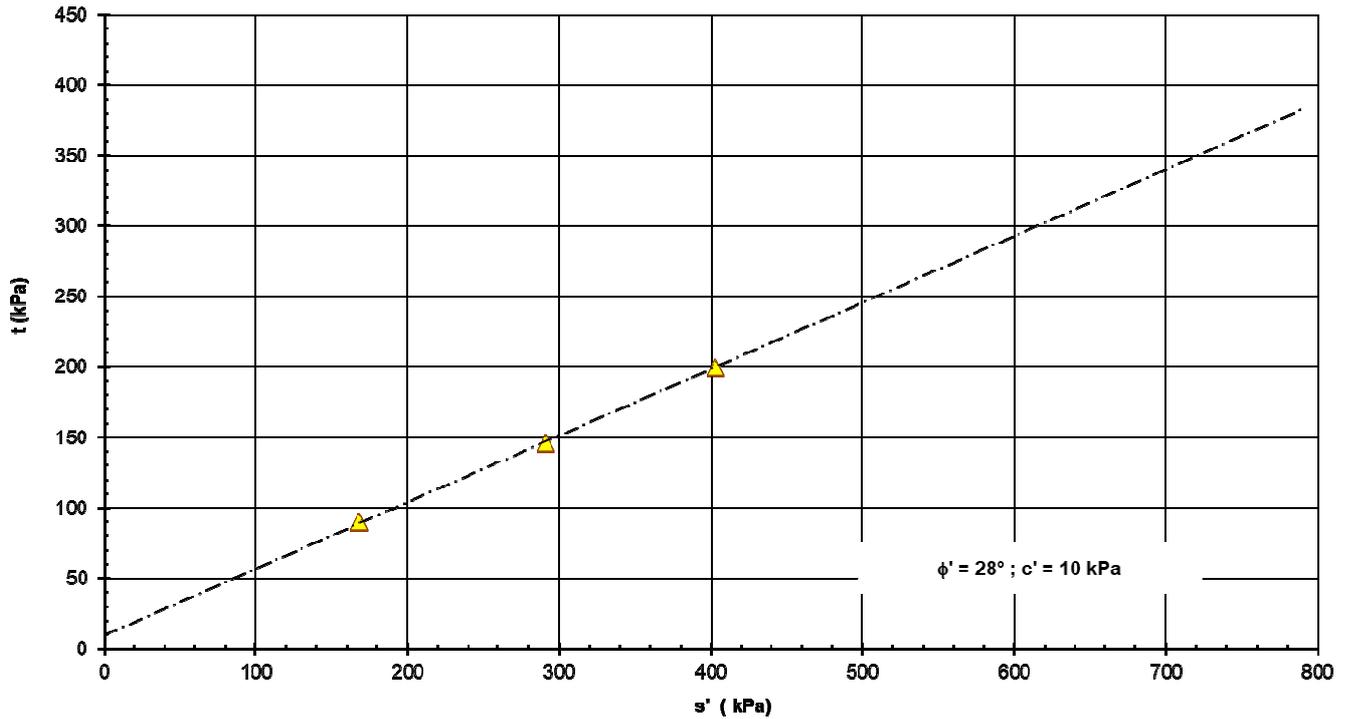


Figura 8.37 – A - Prova triassiali consolidate non drenate

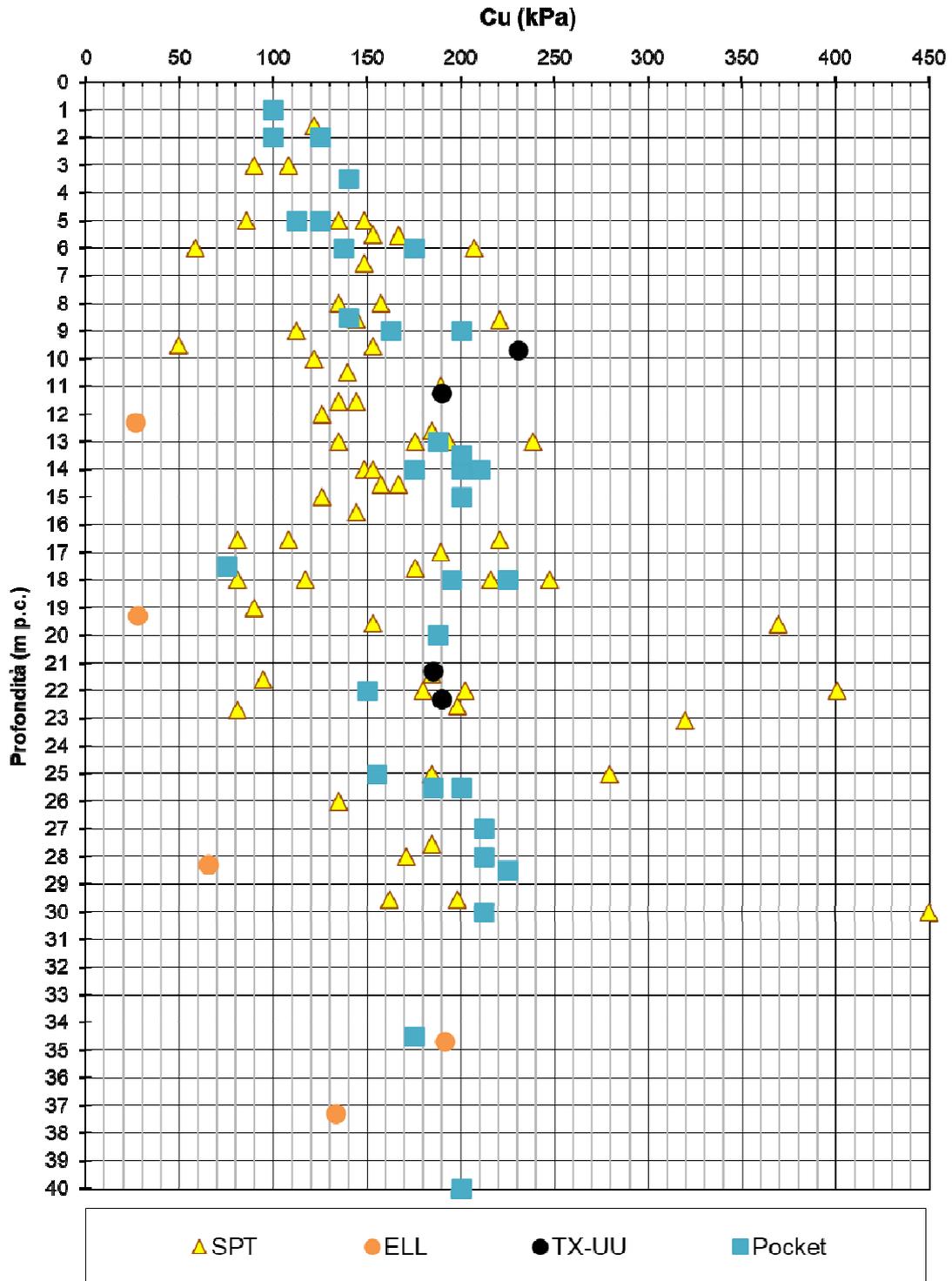


Figura 8.38 – A – Coesione non drenata da prove N_{SPT} , pocket e prove di laboratorio

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.4.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.39 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 70 MPa e 250 MPa, con valori crescenti con la profondità.
- in Figura 8.40 il modulo di Young a piccole deformazioni E_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 150 MPa e 600 MPa, con valori crescenti con la profondità.
- In Figura 8.41 i valori dei coefficienti di compressione e ricomprensione/scarico da prove edometriche. Tali valori, in numero così esiguo, sono riportati solo a titolo indicativo e non saranno utilizzati nelle analisi. Per tale strato, si può stimare in via del tutto preliminare anche un indice di consolidazione secondaria $C_{\alpha\varepsilon}$ dell'ordine di 0.1-0.2%.
- in Figura 8.42 il modulo edometrico (E_{ED}) da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa, il cui unico valore è circa 7 MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato ai paragrafi 7.3.1 e 7.4.5, i valori del modulo di Young operativo E'_{op} ricavato da prova edometrica risulta non comparabile a quelli ricavabile dai valori di Nspt, risultando ben più bassi del limite inferiore del modulo di Young operativo ricavato dal valore del modulo a piccole deformazioni come $E'_{op} = E_0/10$. In ogni caso, se si considerasse il valore di modulo operativo pari a 130 cu (vedi par 7.3.1), risulterebbe E'_{op} compreso tipicamente nell'intervallo 13-26 MPa (se cu = 100-200 kPa), quindi molto più in linea con il dato da Spt.

Per tale motivo, per tale formazione, vista anche la presenza abbondante di dati in termini di prove Spt, si raccomanda di utilizzare un valore compreso tra 15 MPa e 30 MPa per tutti i calcoli.

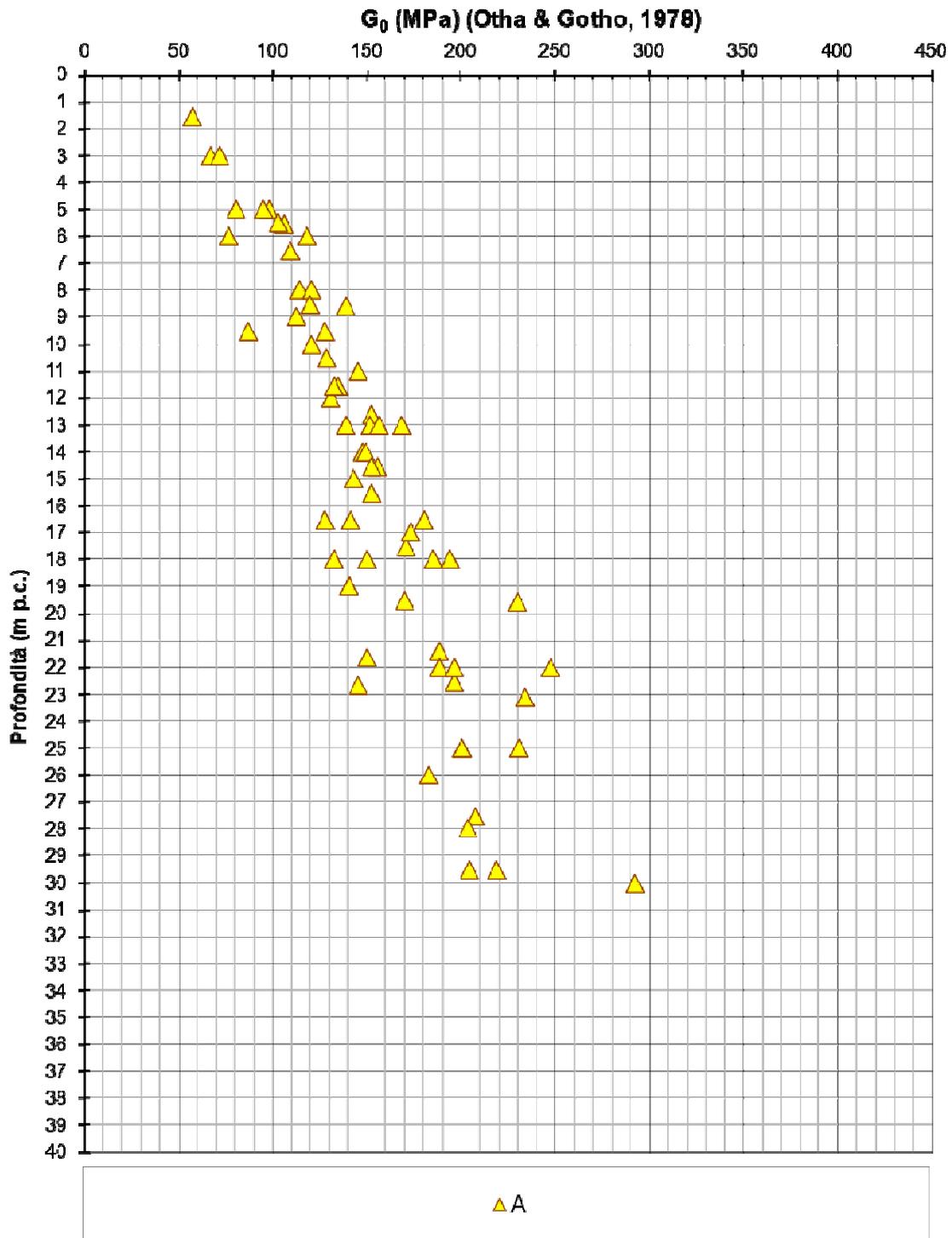


Figura 8.39 – A - G_0 da prove N_{SPT}

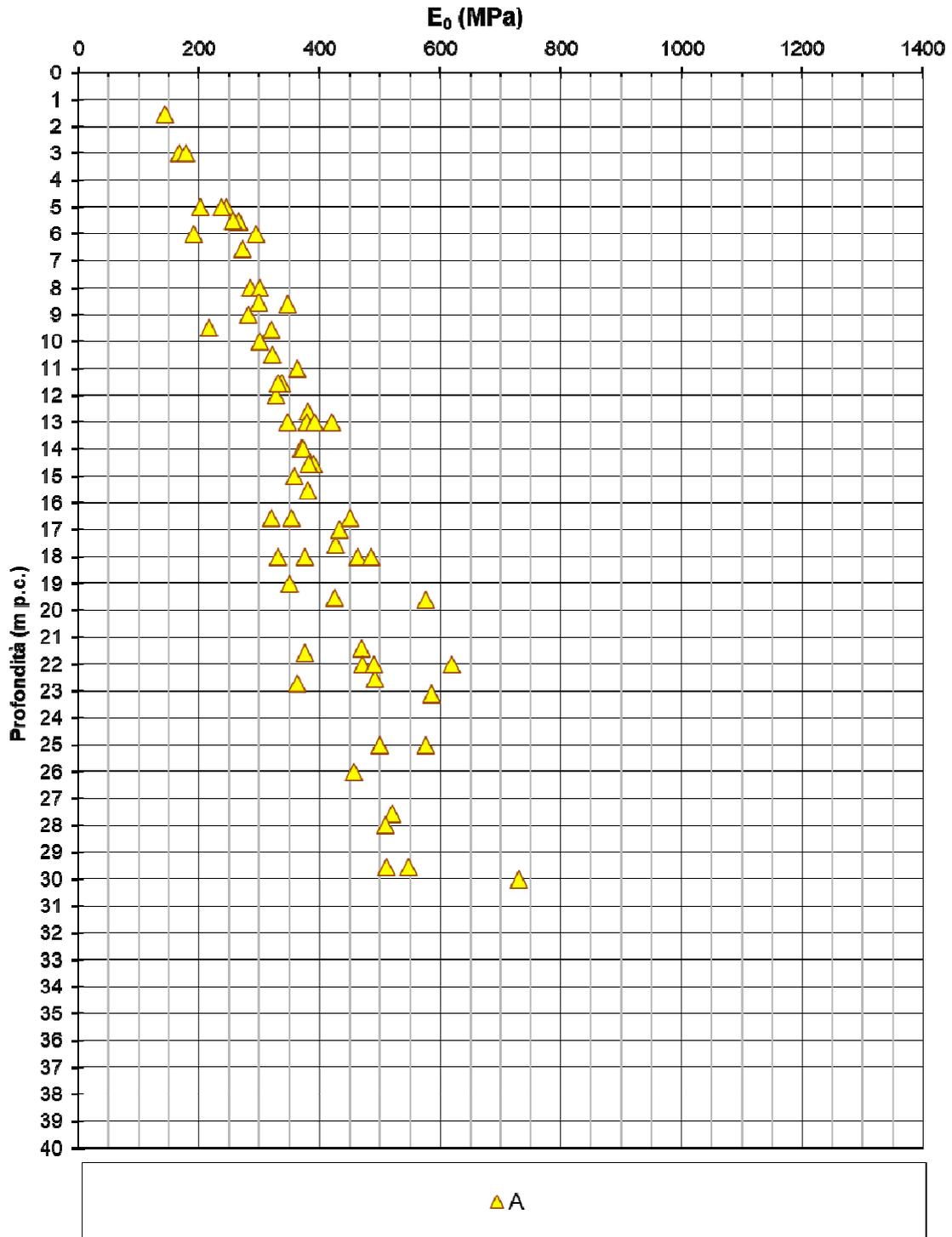


Figura 8.40 – A - E_0 da prove N_{SPT}

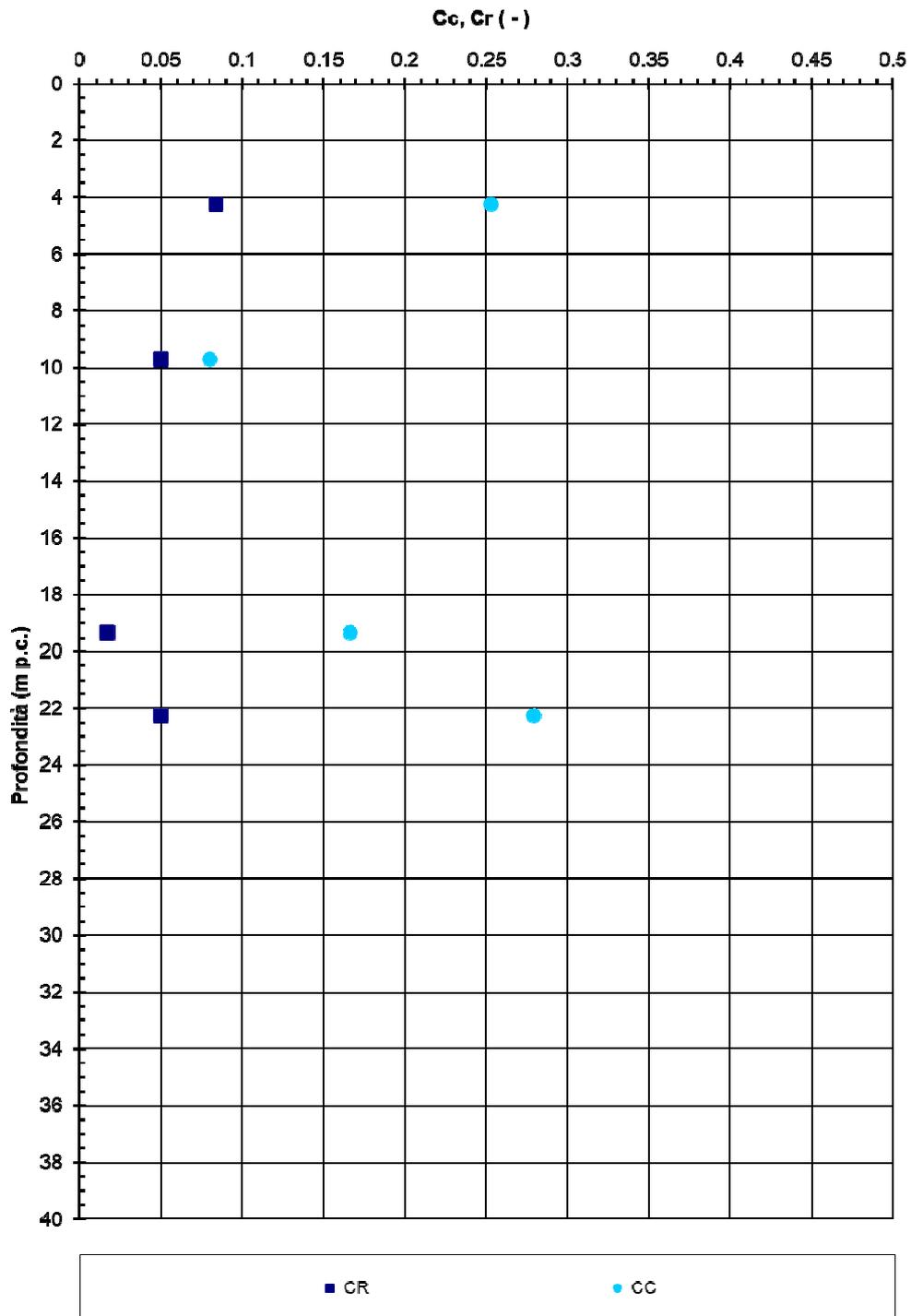


Figura 8.41 – A – C_c e C_r da prove edometriche

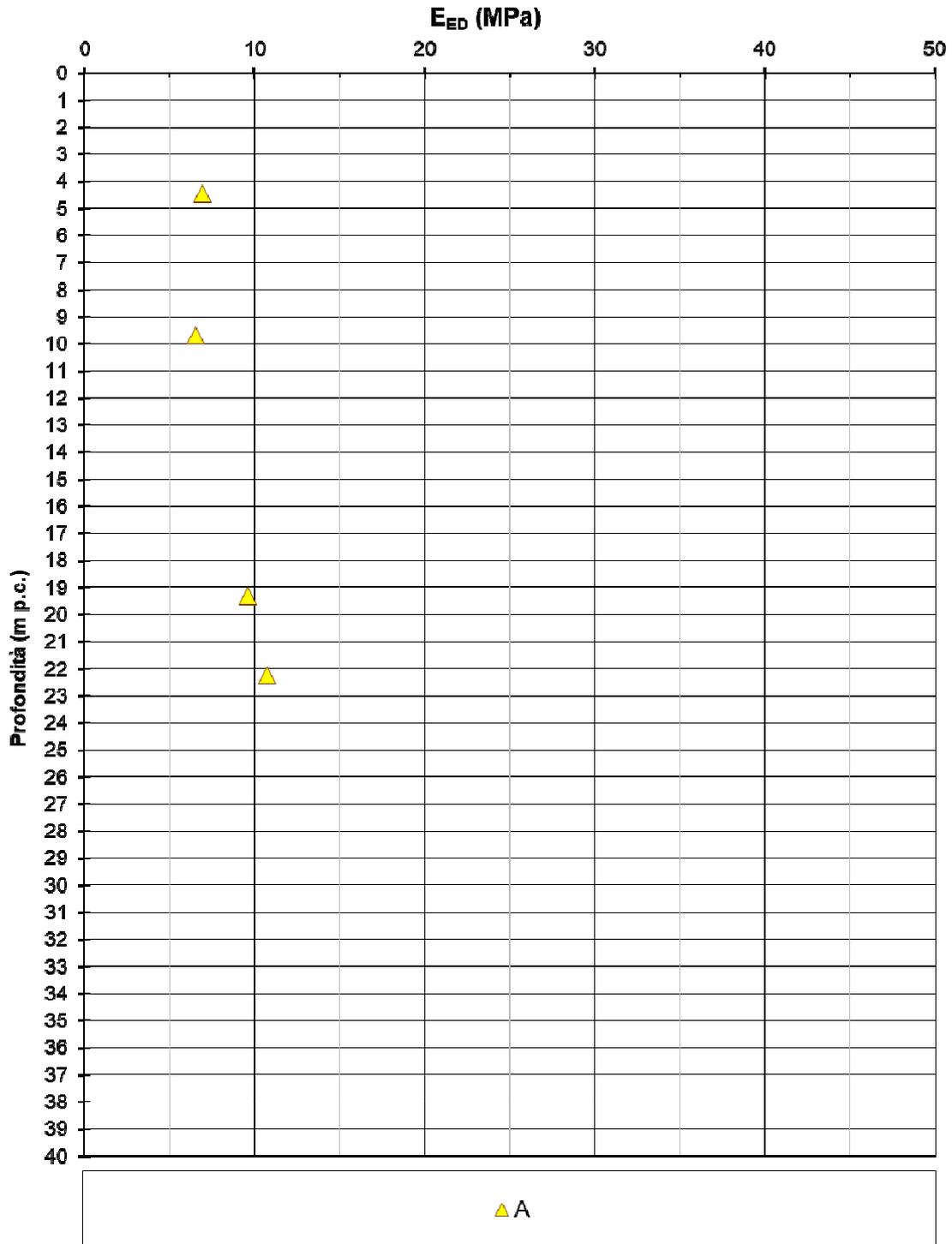


Figura 8.42 – A – Modulo edometrico E_{ED} da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa

8.4.4 Permeabilità

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.43 la permeabilità da prove Lefranc, i cui valori sono compresi tipicamente tra 1E-8 m/s e 1E-6 m/s, rappresentativi della permeabilità media del volume di terreno coinvolta dalla prova.
- in Figura 8.44 la permeabilità ricavata da prove edometriche, i cui valori sono compresi tipicamente tra 1E-11 m/s e 1E-9 m/s. Tali valori sono però rappresentativi della permeabilità del singolo campione, tipicamente costituito dal materiale più fine.

Sulla base di quanto sopra, per i calcoli si può assumere un valore compreso tra 1E-8 m/s e 1E-9 m/s.

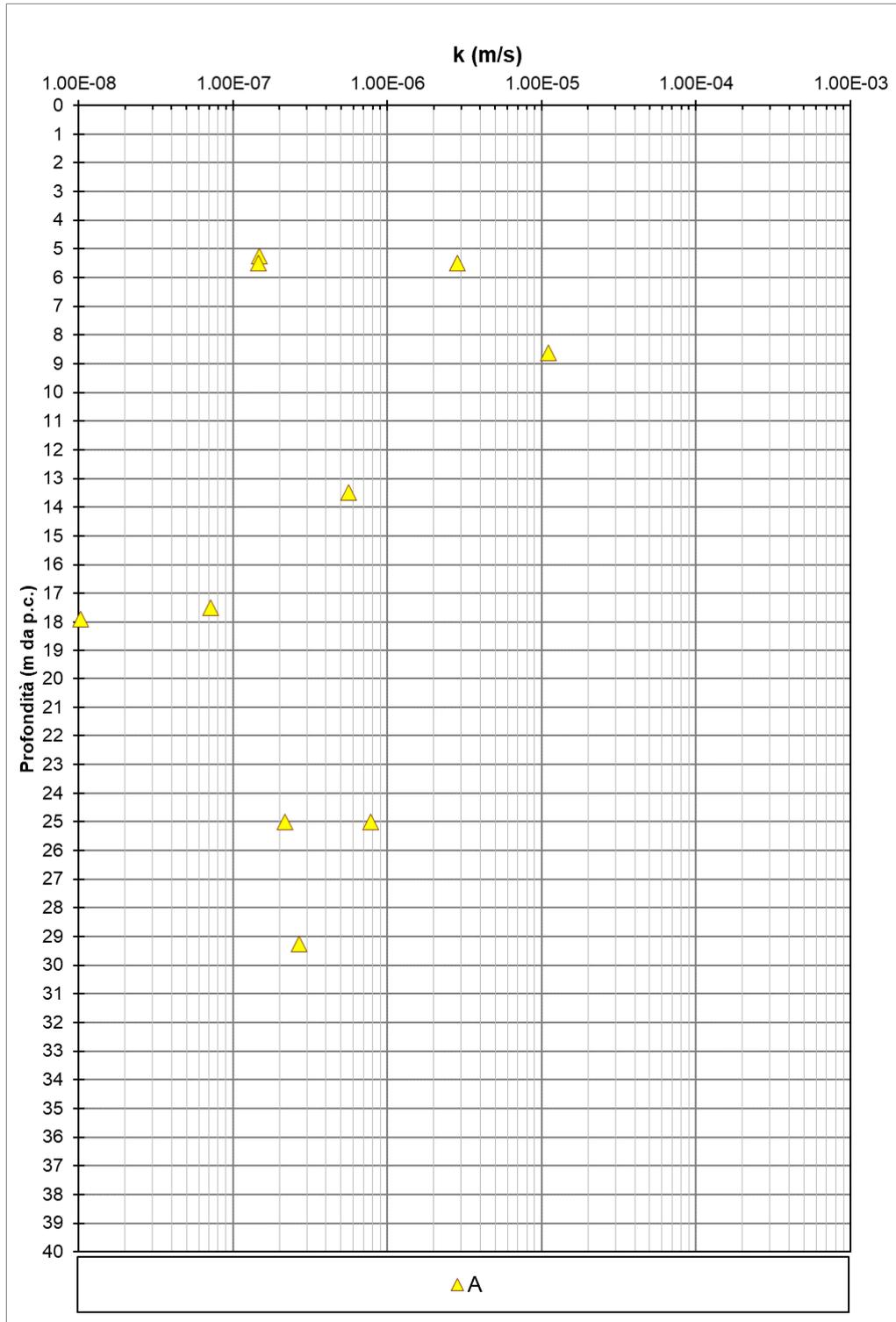


Figura 8.43 – A – Permeabilità da prove Lefranc

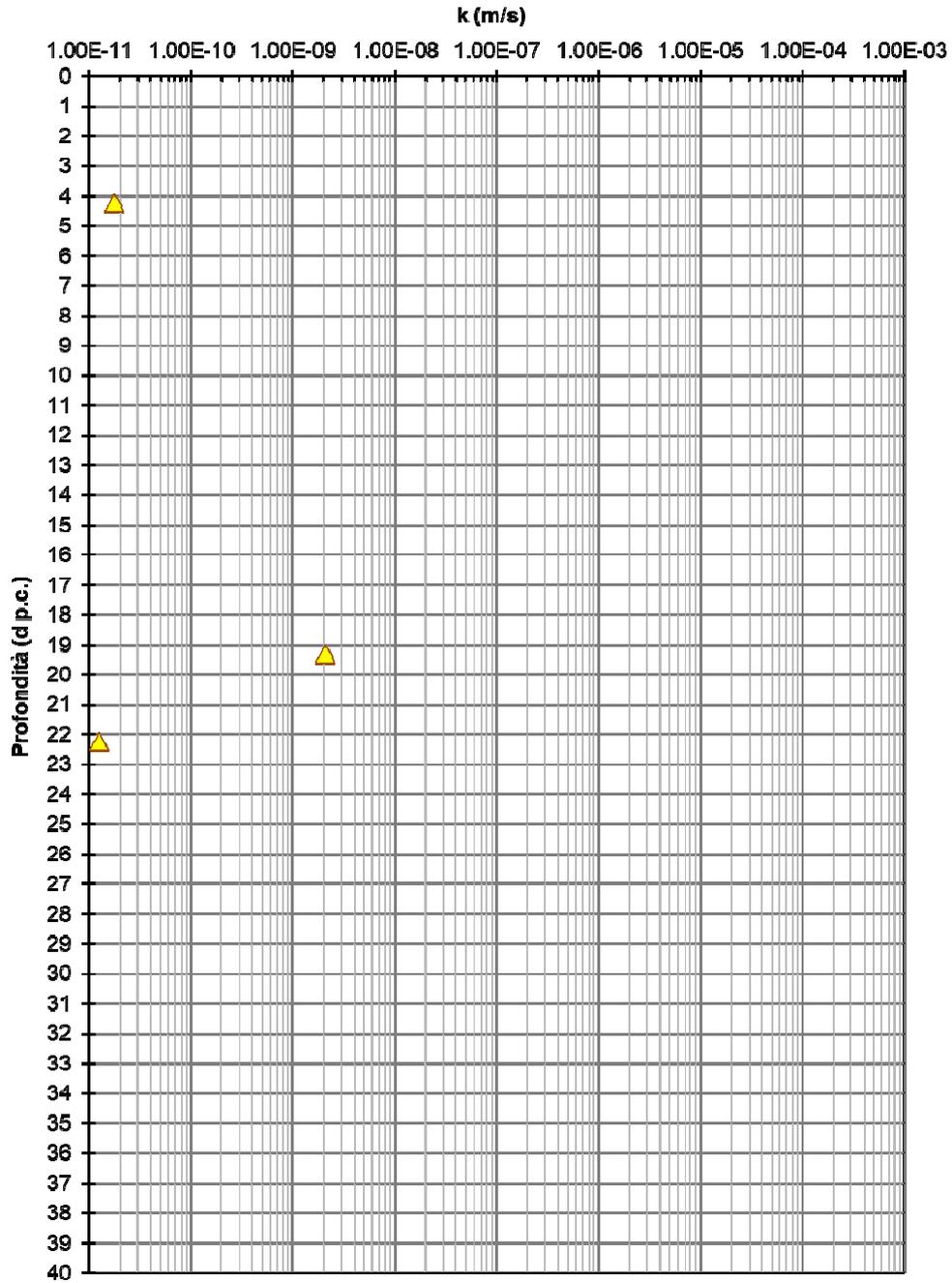


Figura 8.44 – A – Permeabilità da prove edometriche

8.5 UNITÀ AGES

Tale unità è costituita tipicamente da argille (intercalate da strati di gesso e gessoarenite), quindi la caratterizzazione sarà effettuata sulla base dei criteri validi per materiali coesivi.

Si riportano di seguito in Figura 8.45 i dati di N_{spt} riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente tra 40 e 50 colpi/30cm, con locali valori superiori fino al rifiuto (presumibilmente rappresentativi degli strati di gesso).

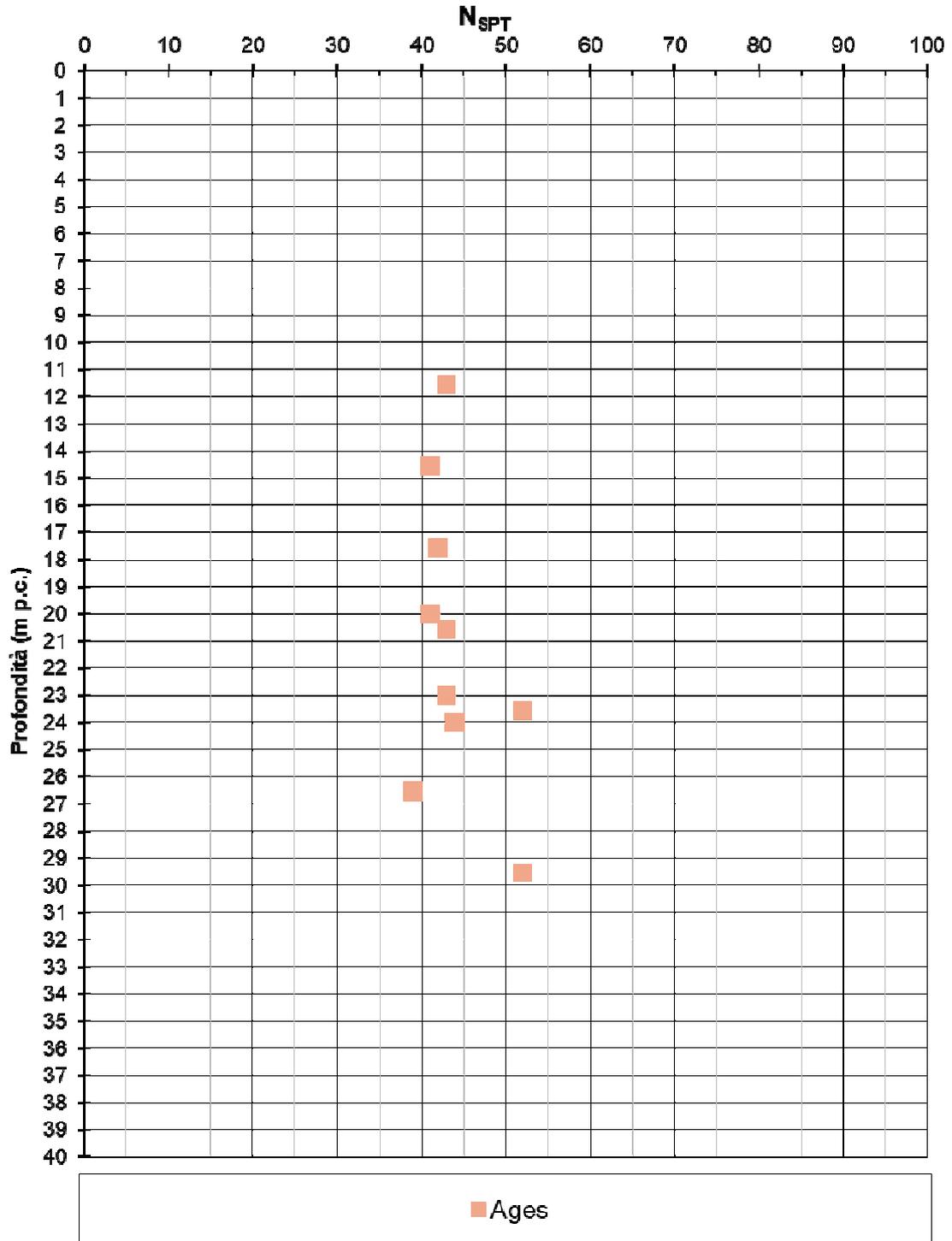


Figura 8.45 – Agés - N_{SPT}

8.5.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.46 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono tipicamente intorno a 19 kN/m³.
- in Figura 8.47 il contenuto di fini (FC), i cui valori tipicamente superiori a 70%.
- in Figura 8.48 i dati dell'indice dei vuoti, i cui valori sono compresi tipicamente tra 0.6 e 0.8.
- in Figura 8.49 Limite Liquido (LL), i cui valori sono variabili tipicamente tra il 35% e 70% (tutti i valori maggiori del 50% sono relativi a campioni prelevati dalla zona della Variante 7), Limite Plastico (PL), i cui valori sono compresi tipicamente tra il 20% e 35%, contenuto di acqua (W_n), i cui valori sono tipicamente intorno al 20- 30%.
- in Figura 8.50 l'Indice di plasticità (PI), i cui valori sono variabili tipicamente tra il 15% e il 45%. Tutti i valori intorno al 40% sono relativi a campioni prelevati dalla zona della Variante 7.
- in Figura 8.51 la carta di Casagrande, in base a cui i materiali in oggetto sono argille di media plasticità. Le argille ad alta plasticità sono relative a campioni prelevati dalla zona della Variante 7.
- in Figura 8.52 i dati del grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche. Malgrado il numero limitato di prove disponibili, si evidenzia come il materiale sia sovraconsolidato.

Tutti i dati di cui sopra fanno chiaramente riferimento alla parte argillosa dello strato in questione e non a quella dei gessi.

Si può anche notare come le caratteristiche siano del tutto paragonabili a quelle delle argille dell'unità A.

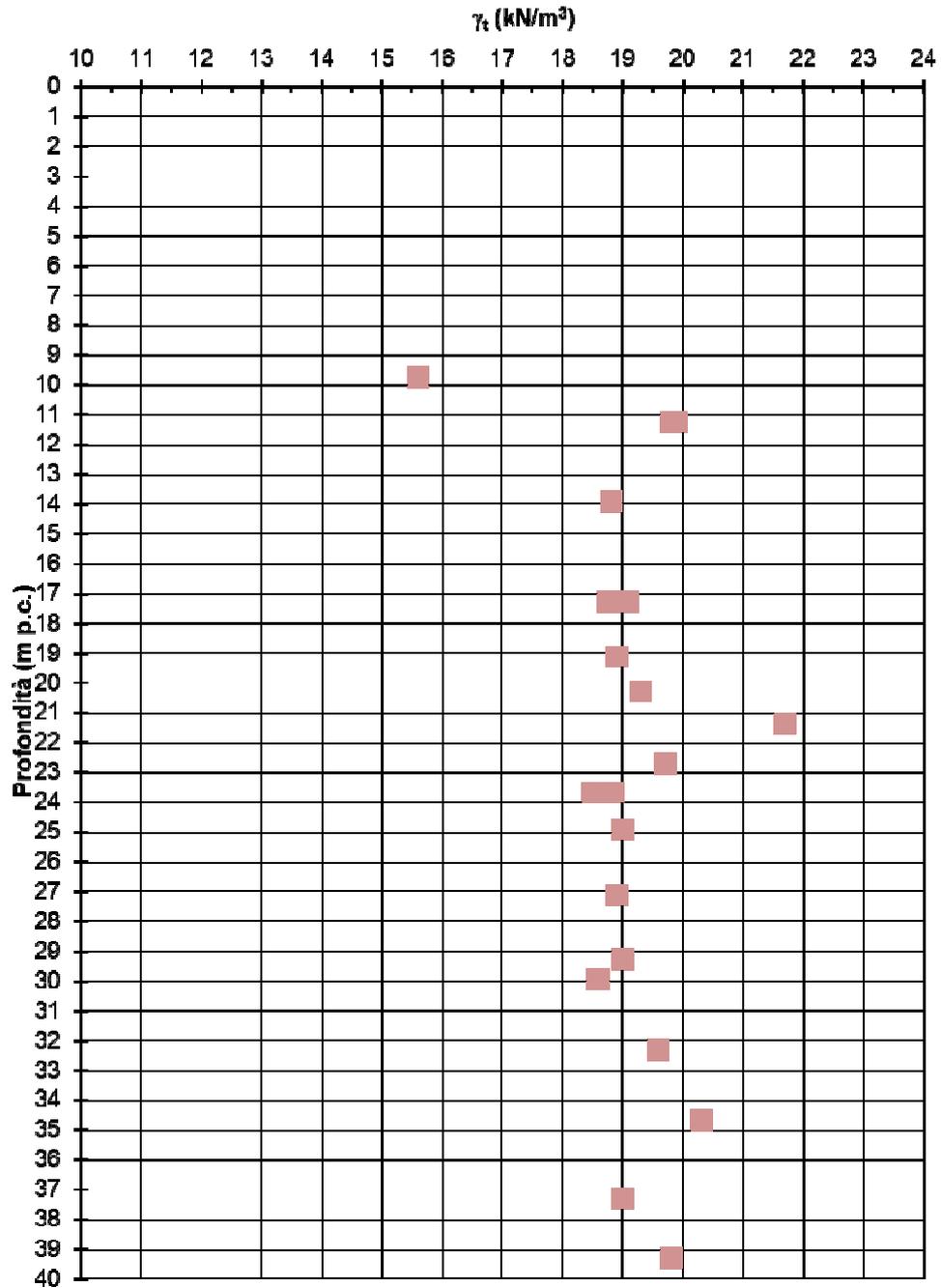


Figura 8.46 – Ages - Peso dell'unità di volume γ_t

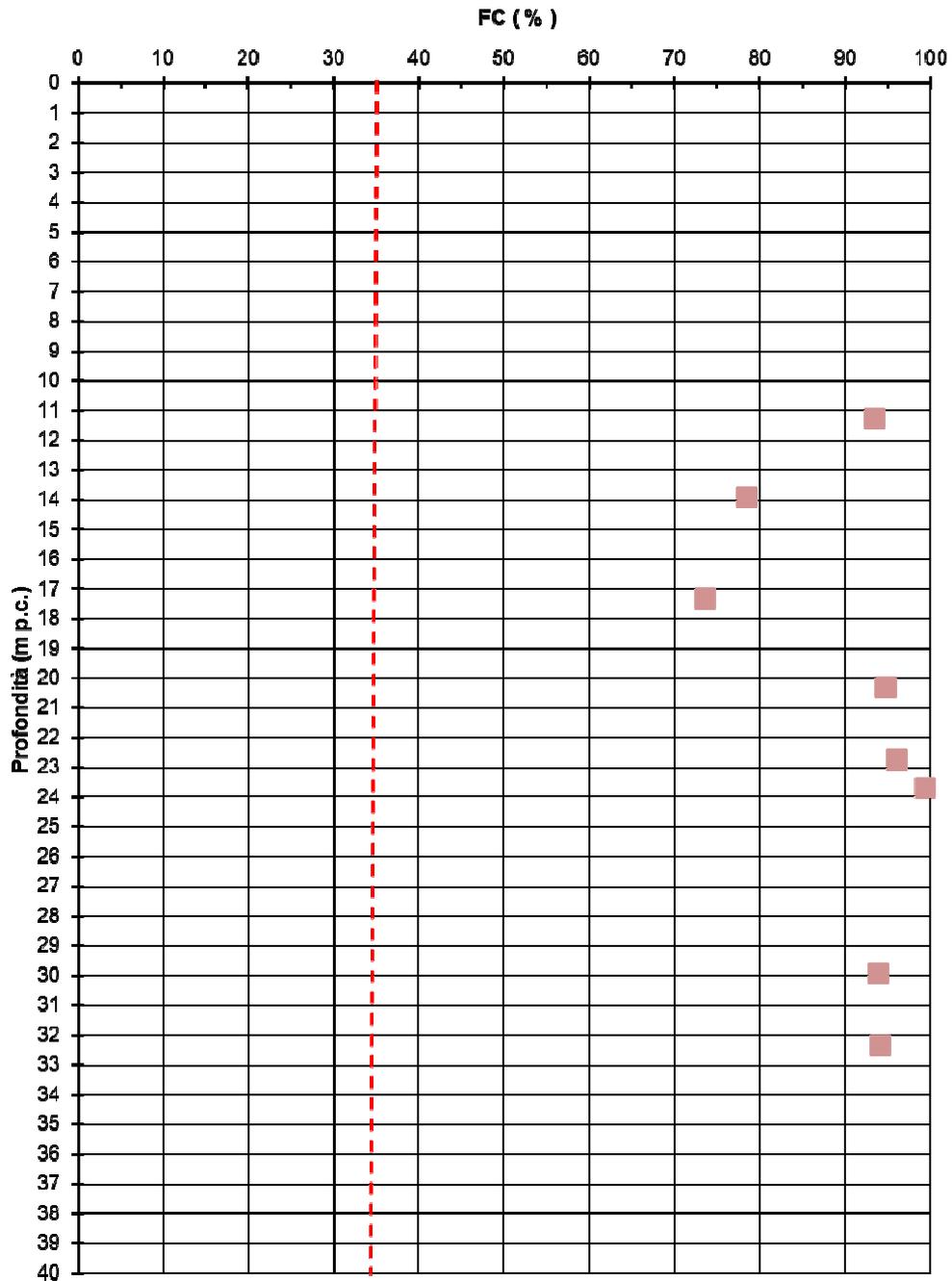


Figura 8.47 – Agés - Contenuto di fini FC

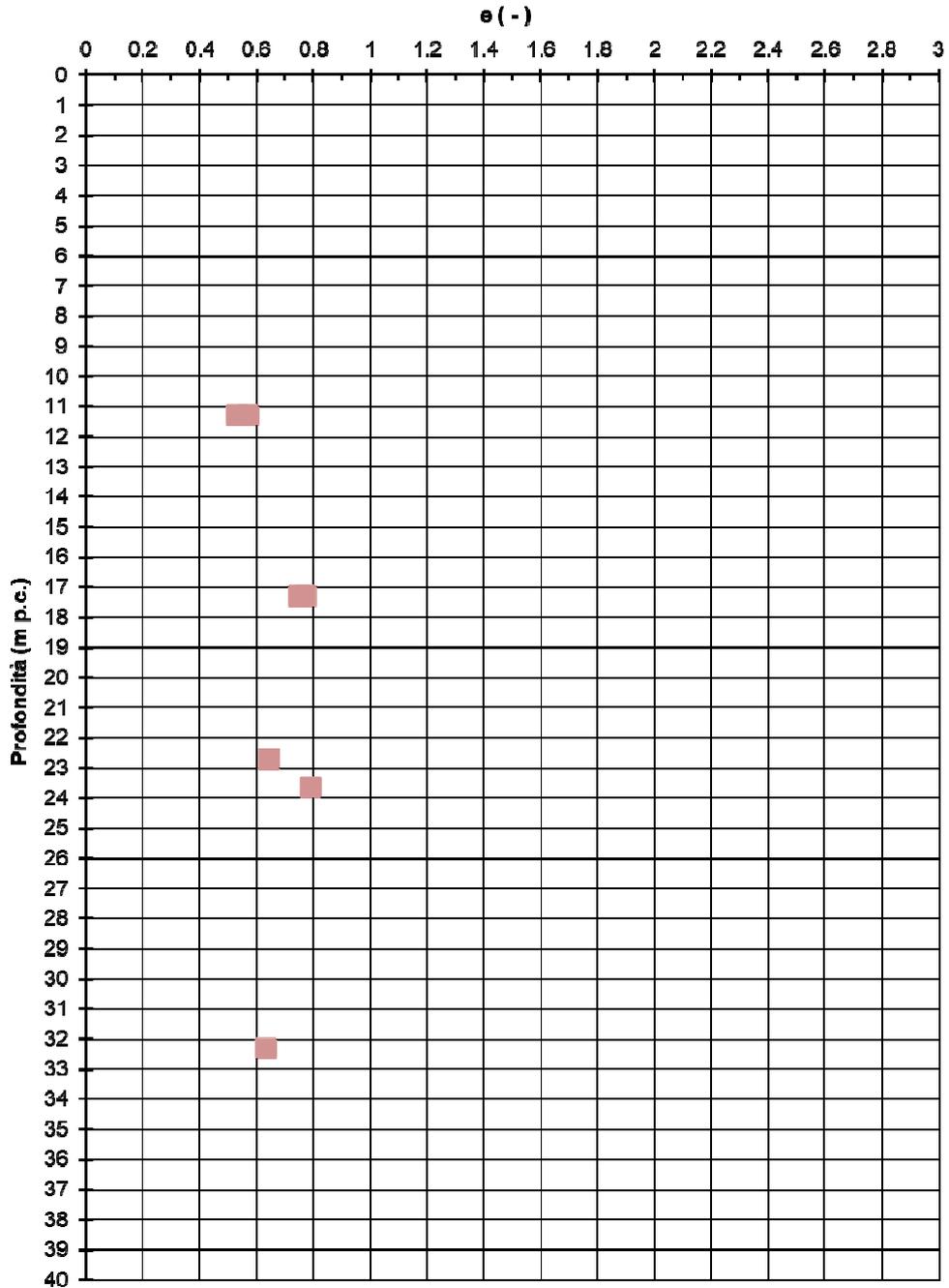


Figura 8.48 – Ages – Indice dei vuoti e_0

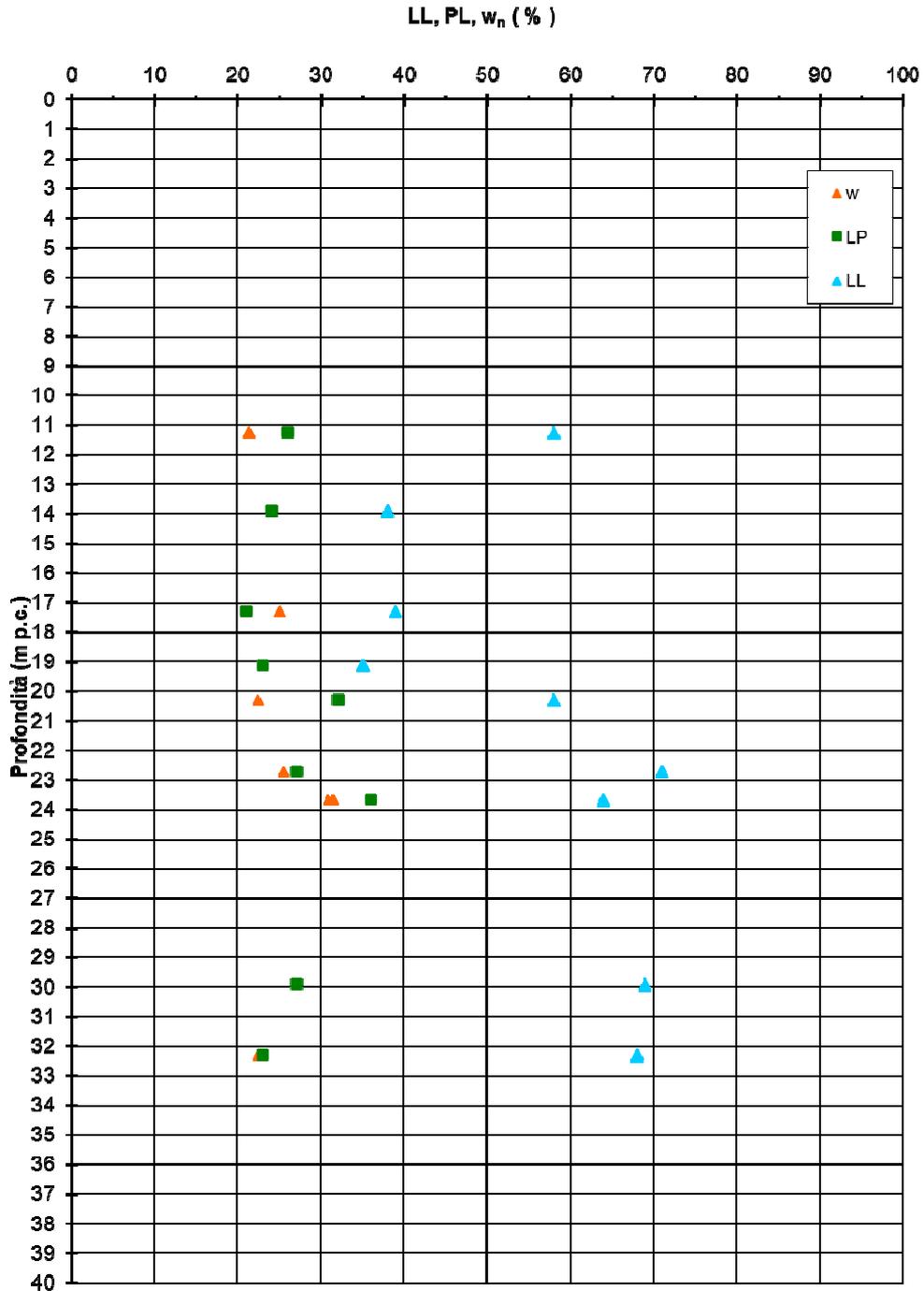


Figura 8.49 – Ages - Limiti di Atterberg (LL, PL) e contenuto in acqua w_n

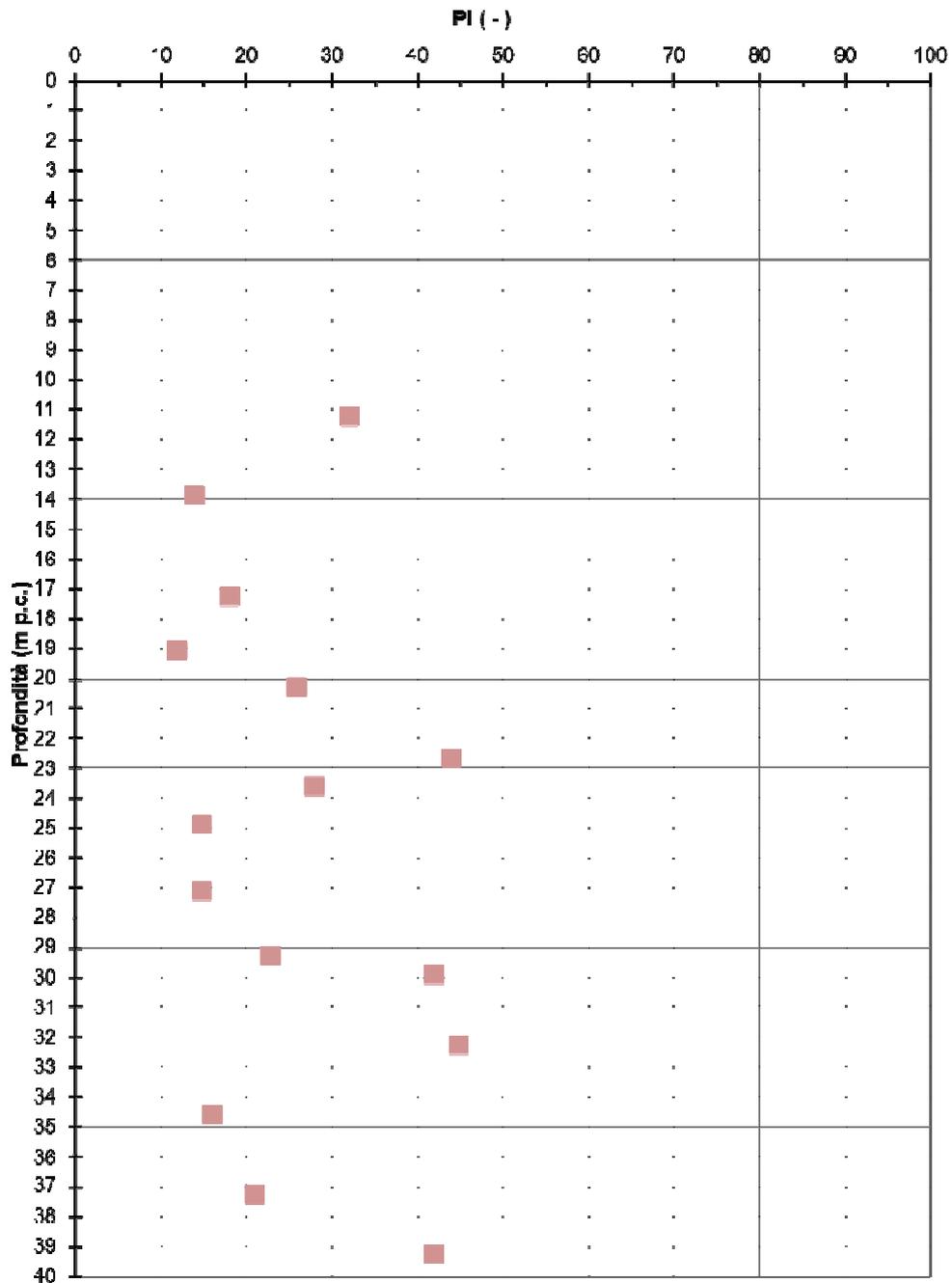


Figura 8.50 – Ages - Indice di plasticità PI

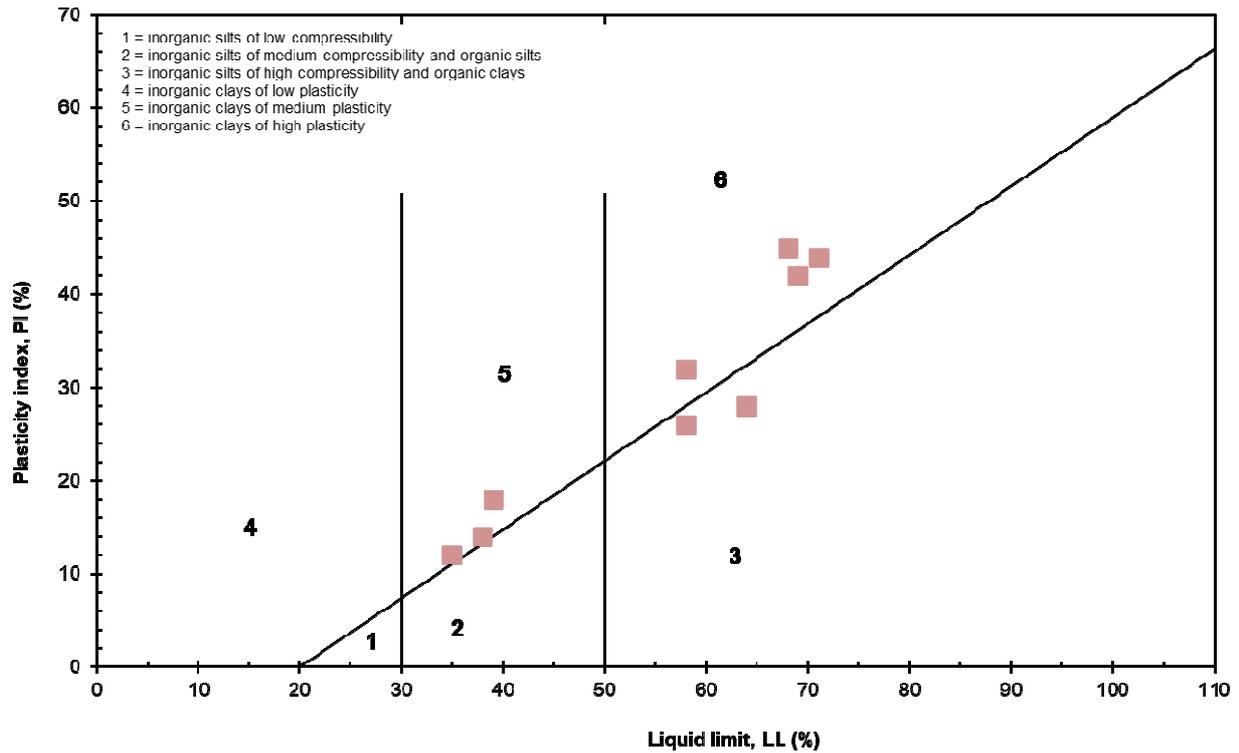


Figura 8.51 – Ages - Carta di Casagrande

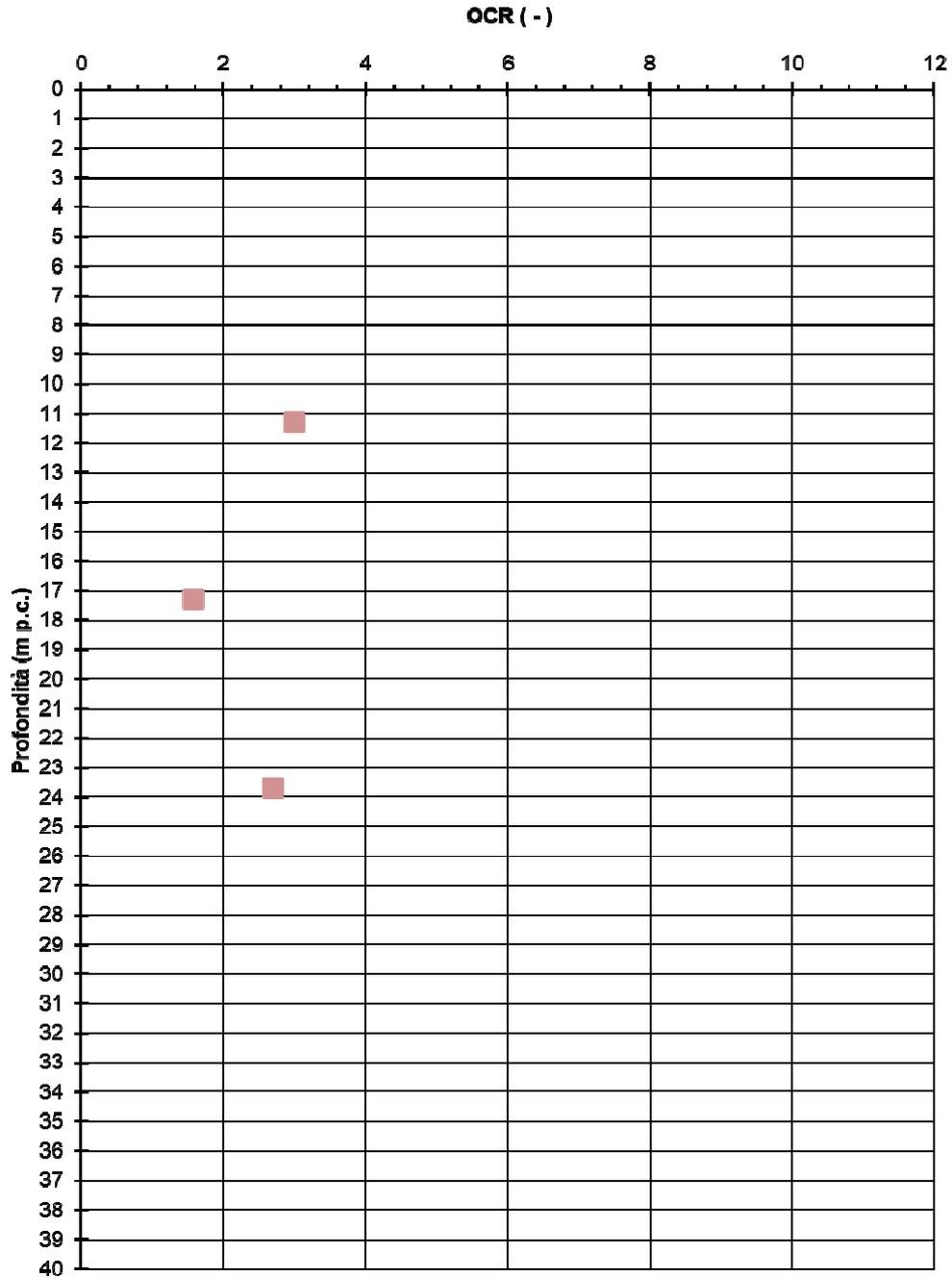


Figura 8.52 – Ages – Grado di sovraconsolidazione OCR da prove edometriche

8.5.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.53 i risultati delle prove di taglio diretto, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 21° e 27° e con coesione variabile tra 10 kPa e 20 kPa.
- in Figura 8.54 i risultati delle prove triassiali consolidate non drenate, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 21° e 24° con coesione variabile tra 10 e 20 kPa.
- in Figura 8.55 i dati della coesione non drenata da prove Nspt, pocket penetrometer (presi come media su un intervallo significativo di profondità, come dati nei certificati dei sondaggi dell'ultima campagna indagini) e prove di laboratorio, i cui valori sono compresi tipicamente tra 150 kPa e 200 kPa. Il risultati delle prove TX-UU sono pienamente in linea con la stima da Nspt.

Tutti i dati di cui sopra fanno chiaramente riferimento alla parte argillosa dello strato in questione e non a quella dei gessi.

Si può anche notare come le caratteristiche di resistenza al taglio siano del tutto paragonabili a quelle delle argille dell'unità A.

■ SN11 L2 ■ SN14 L2

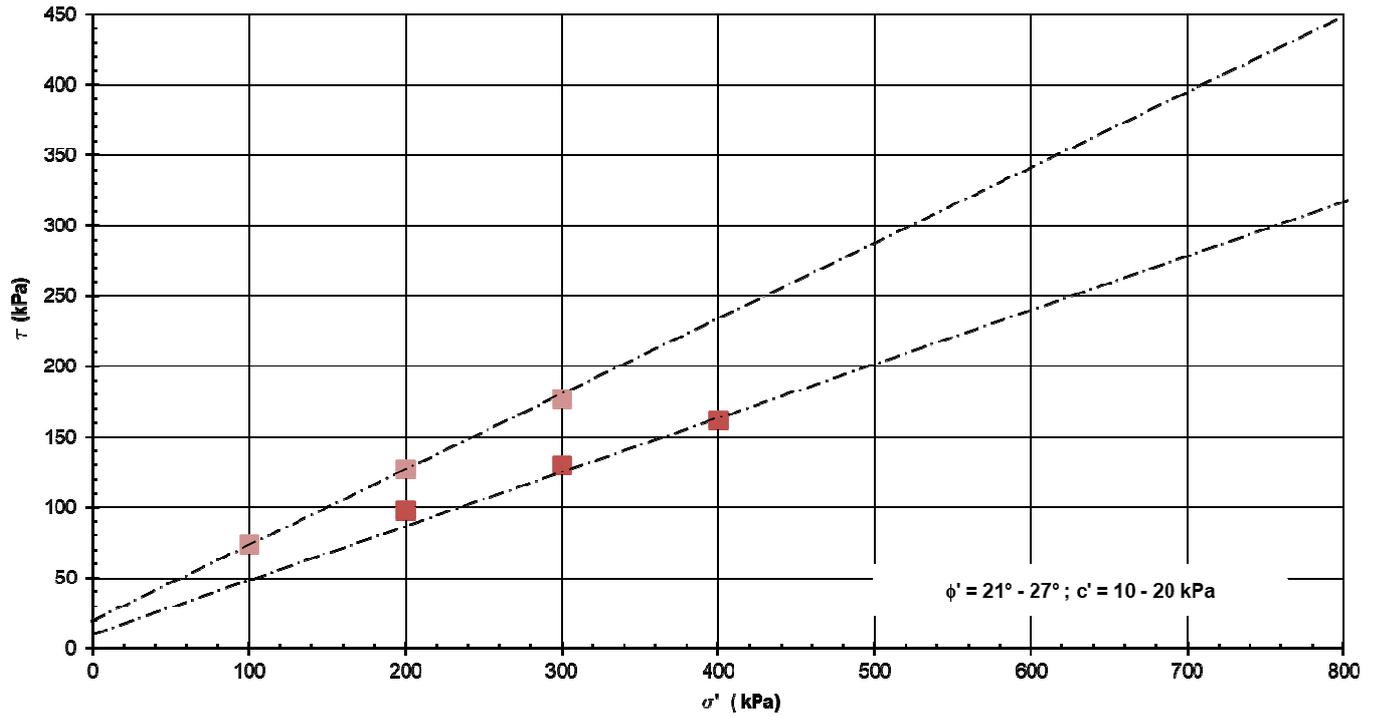


Figura 8.53 – Ages - Prove di taglio diretto

■ SN13 L2 ■ SN14 L2

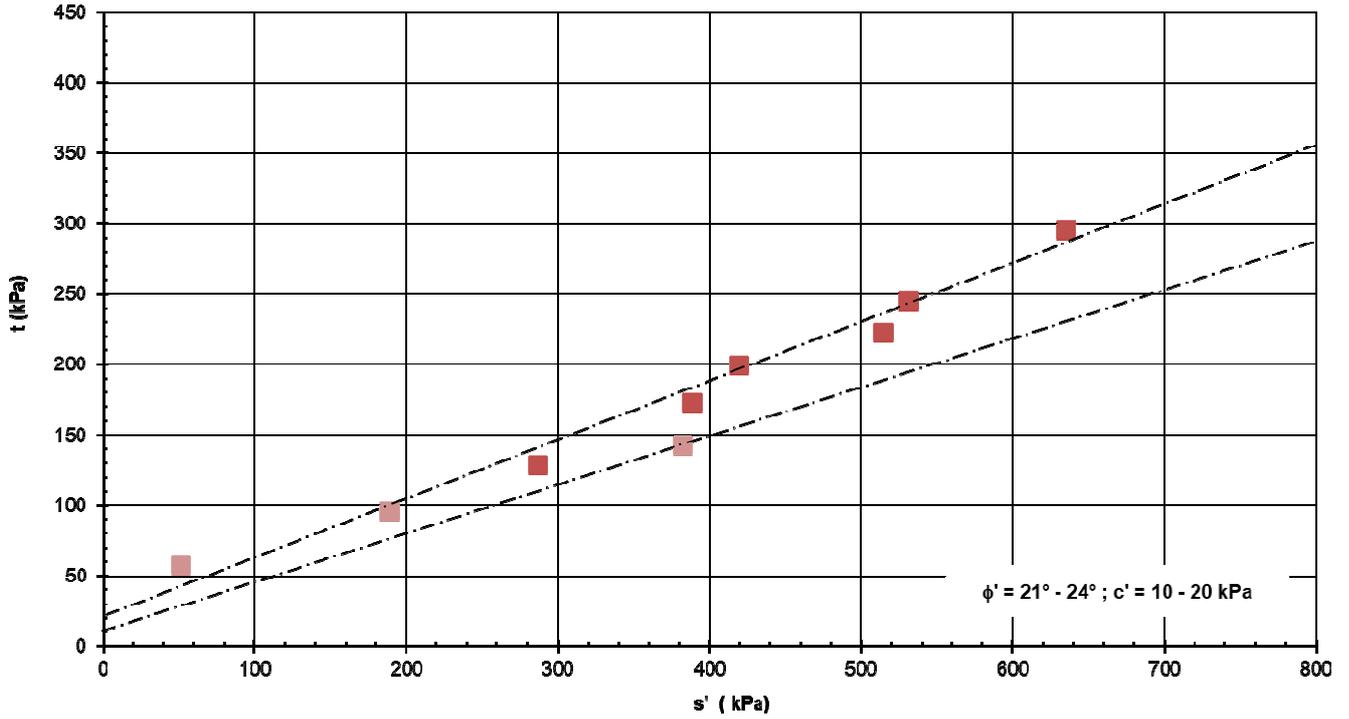


Figura 8.54 – Ages - Prova triassiali consolidate non drenate

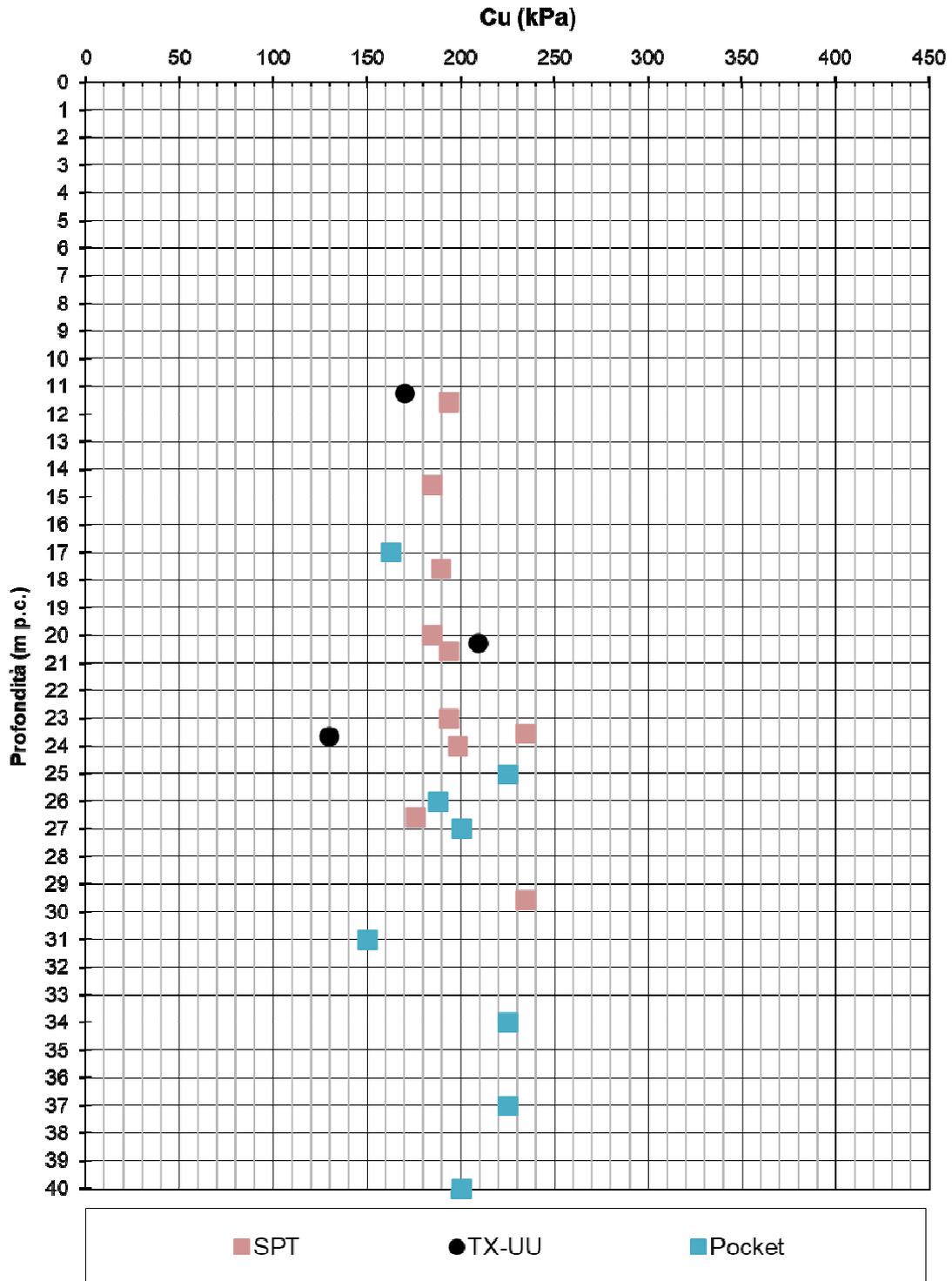


Figura 8.55 – Ages – Coesione non drenata da prove N_{SPT} , pocket e prove di laboratorio

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.5.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.56 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 130 MPa e 230 MPa, con valori crescenti con la profondità.
- in Figura 8.57 il modulo di Young a piccole deformazioni E_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 350 MPa e 600 MPa, con valori crescenti con la profondità.
- in Figura 8.58 i valori dei coefficienti di compressione e ricomprensione/scarico da prove edometriche. Tali valori, in numero così esiguo, sono riportati solo a titolo indicativo e non saranno utilizzati nelle analisi. Per tale strato, si può stimare in via del tutto preliminare anche un indice di consolidazione secondaria dell'ordine di 0.1-0.2%.
- in Figura 8.59 il modulo edometrico (E_{ED}) da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa, i cui valori sono compresi tipicamente tra 4 MPa e 12 MPa.

Tutti i dati di cui sopra fanno chiaramente riferimento alla parte argillosa dello strato in questione e non a quella dei gessi.

Si può anche notare come le caratteristiche di rigidezza siano del tutto paragonabili a quelle delle argille dell'unità A-kcr.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato ai paragrafi 7.3.1 e 7.4.5, i valori del modulo di Young operativo E'_{op} ricavato dal modulo edometrico risultano non comparabili a quelli ricavabili dai valori di Nspt, risultando ben più bassi del limite inferiore del modulo di Young operativo ricavato dal valore del modulo a piccole deformazioni come $E'_{op} = E_0/10$. In ogni caso, se considerassimo il valore di modulo operativo pari a 130 cu (vedi par 7.3.1), risulterebbe E'_{op} compreso tipicamente nell'intervallo 20-26 Mpa (se cu = 150-200 kPa), quindi molto più in linea con il dato da Spt.

Per tale motivo, per tale formazione, vista anche la presenza abbondante di dati in termini di prove Spt e vista l'analogia con l'unità A, si raccomanda di utilizzare un valore compreso tra 15 MPa e 30 MPa per tutti i calcoli.

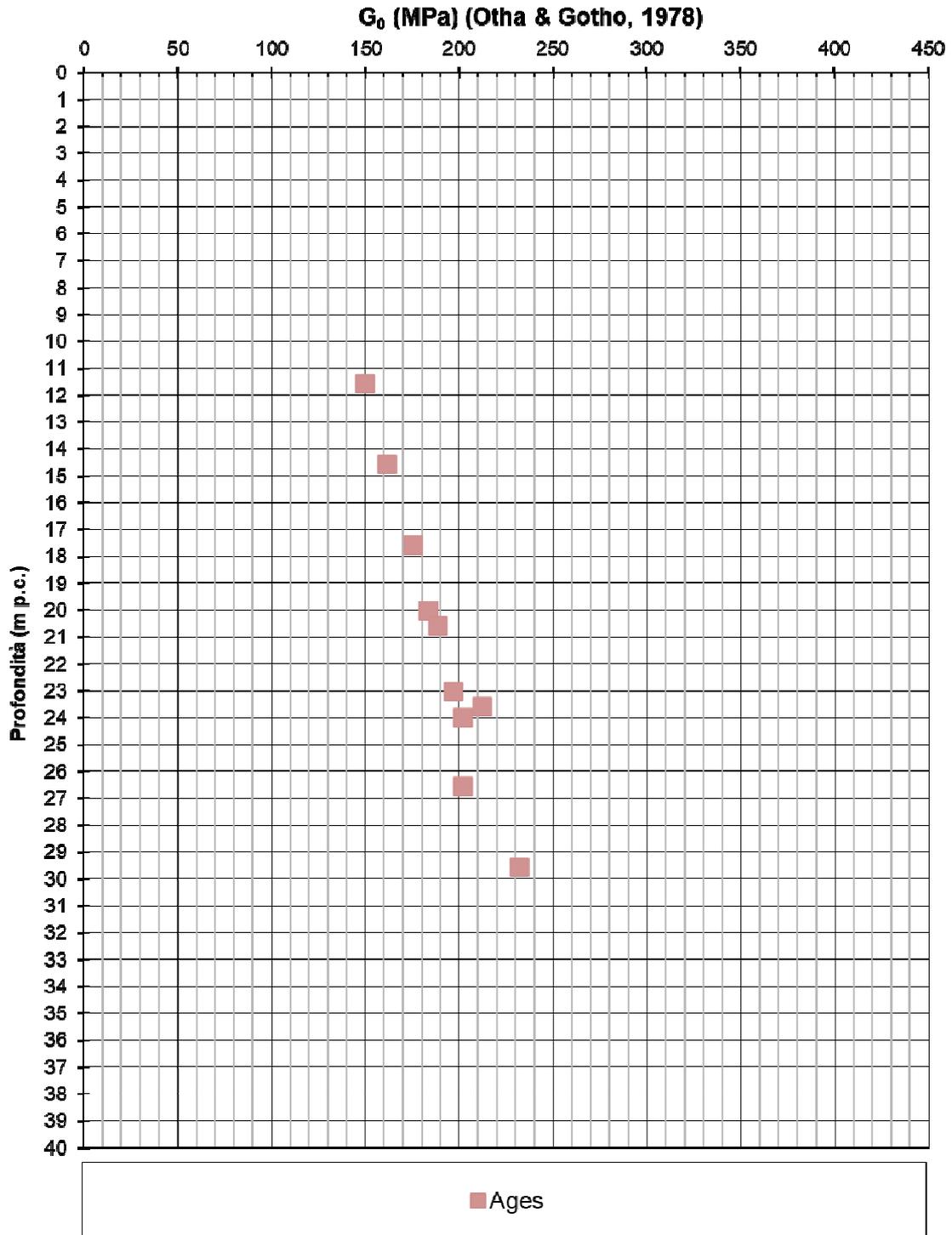


Figura 8.56 – Ages - G_0 da prove N_{SPT}

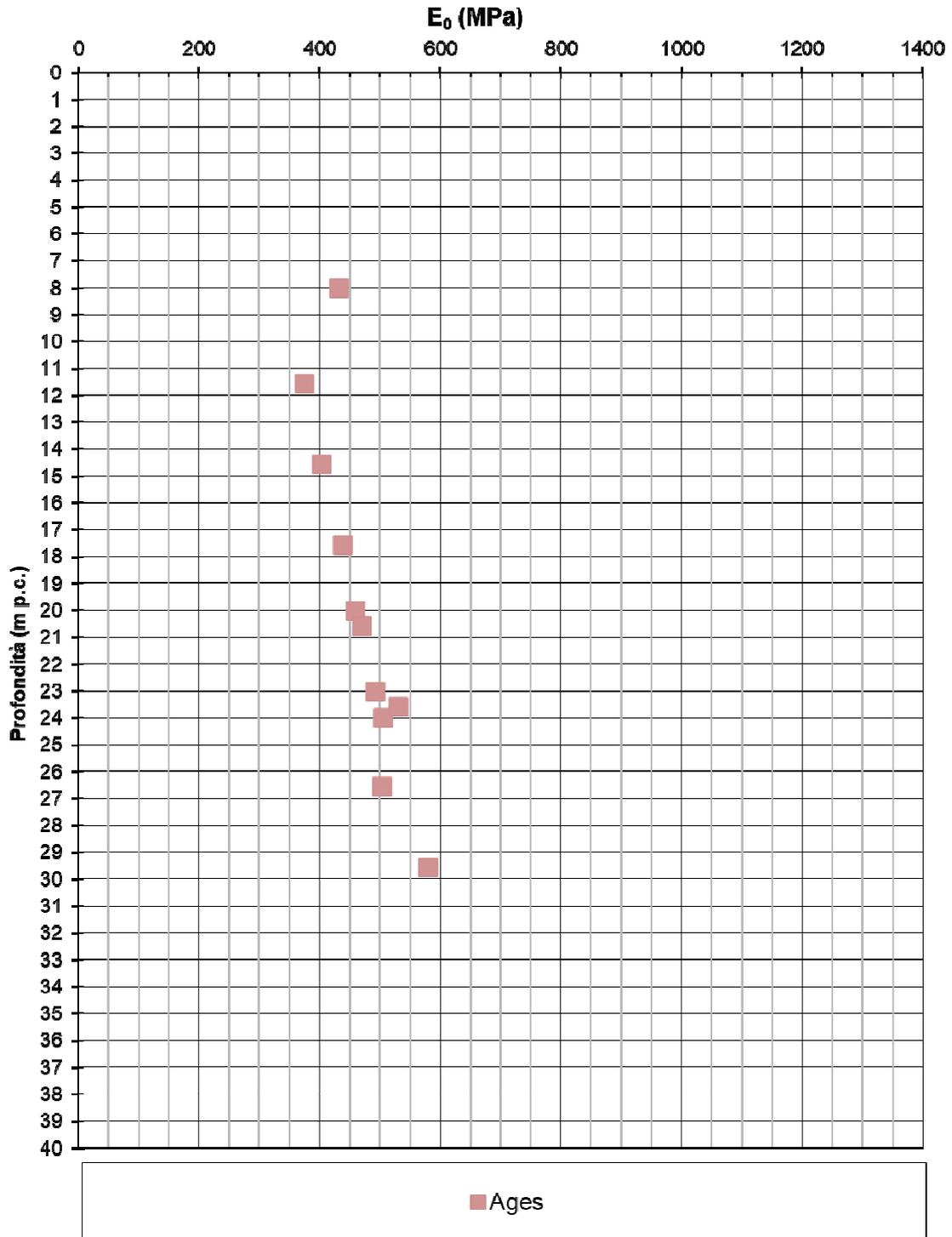


Figura 8.57 – Ages - E_0 da prove N_{SPT}

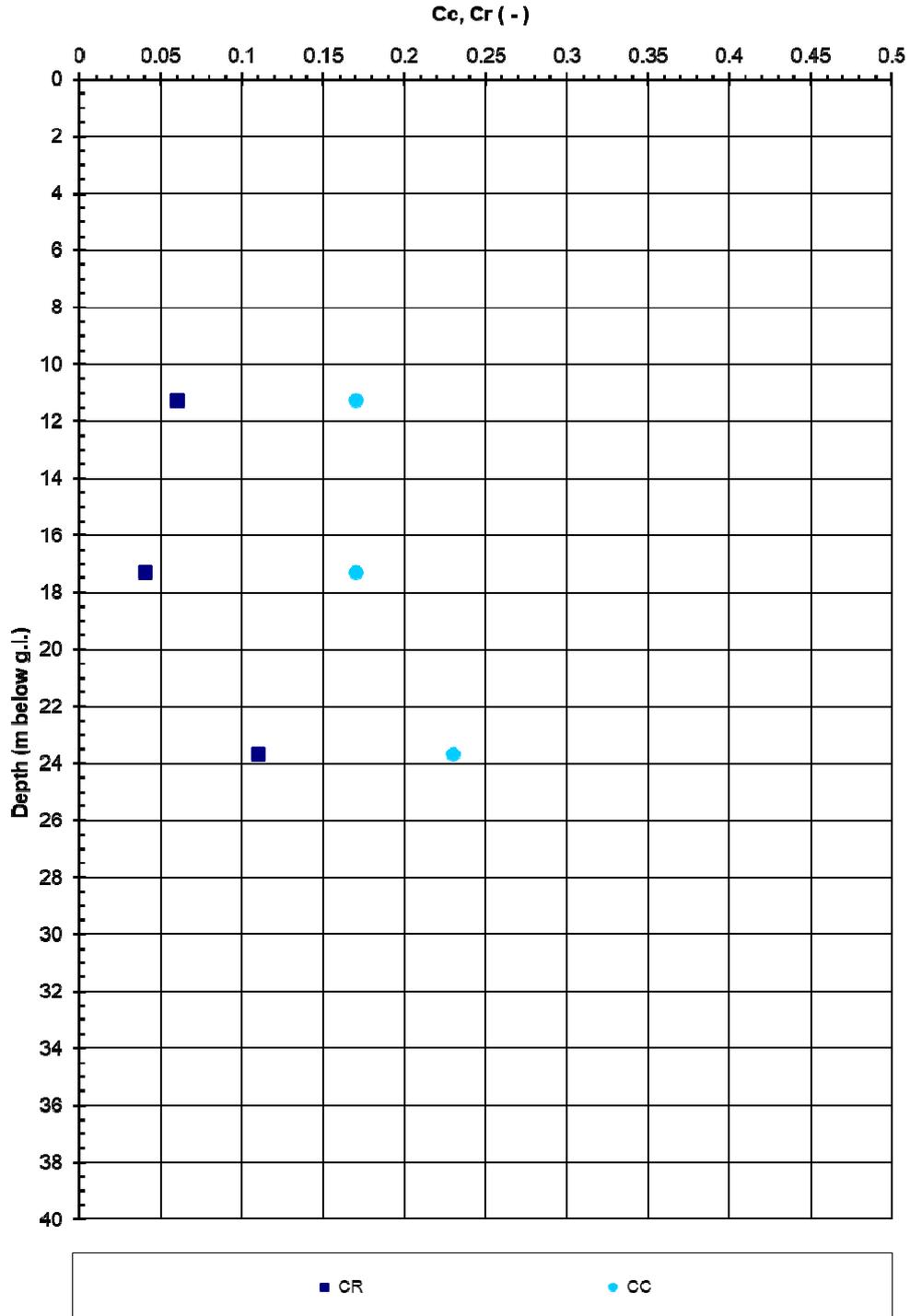


Figura 8.58 – Ages – Cc e Cr da prove edometriche

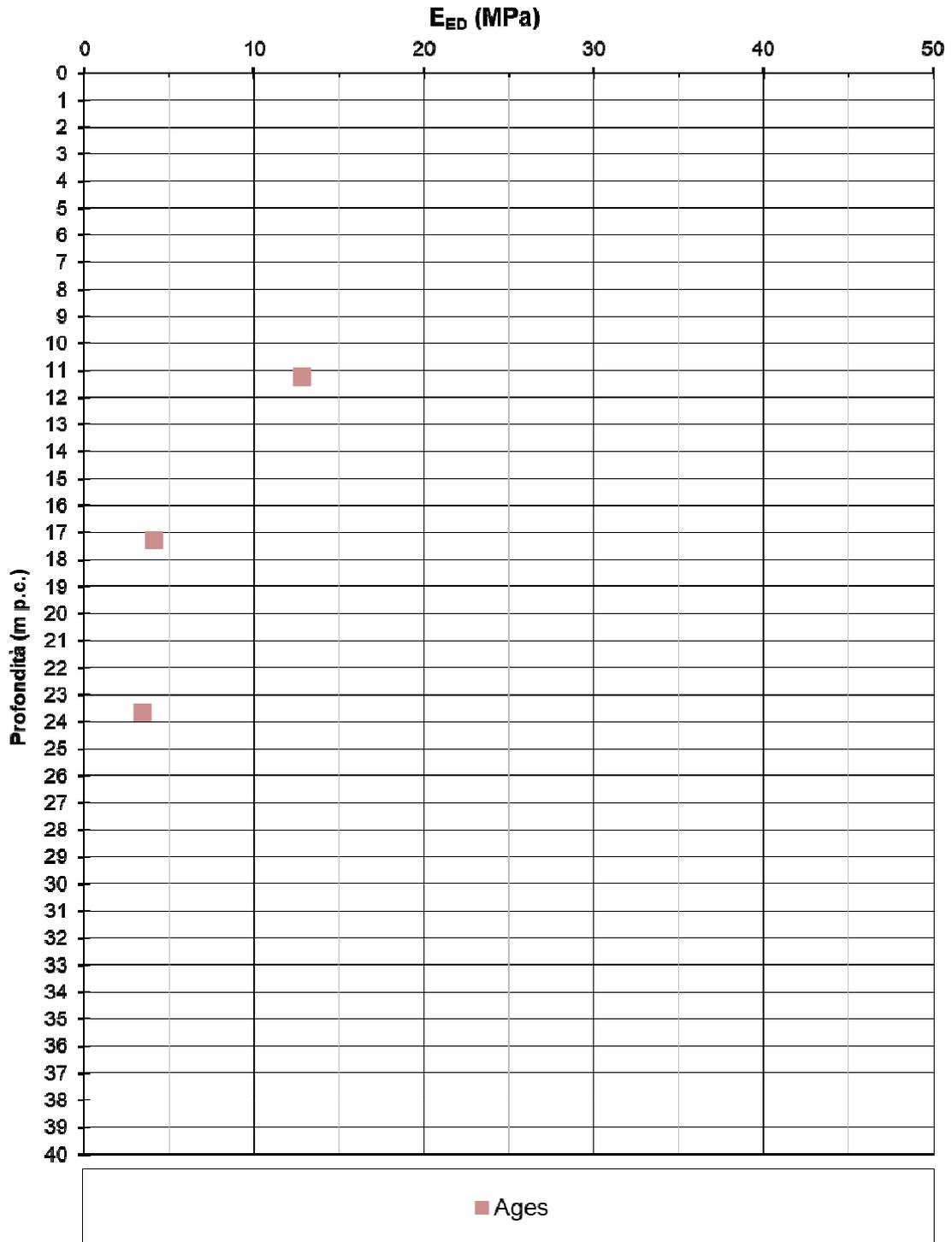


Figura 8.59 – Ages – Modulo edometrico E_{ED} da prove edometriche nel tratto 100-200 kPa

8.5.4 Permeabilità

Si riportano di seguito in Figura 8.60 le permeabilità da prove Lefranc riscontrati in tale formazione. I valori (di numero limitato) sono dell'ordine di $5E-8$ m/s.

Tutti i dati di cui sopra fanno chiaramente riferimento alla parte argillosa dello strato in questione e non a quella dei gessi.

Si può anche notare come le caratteristiche di permeabilità siano del tutto paragonabili a quelle delle argille dell'unità A, pertanto si raccomanda di utilizzare gli stessi valori indicati per tale unità.

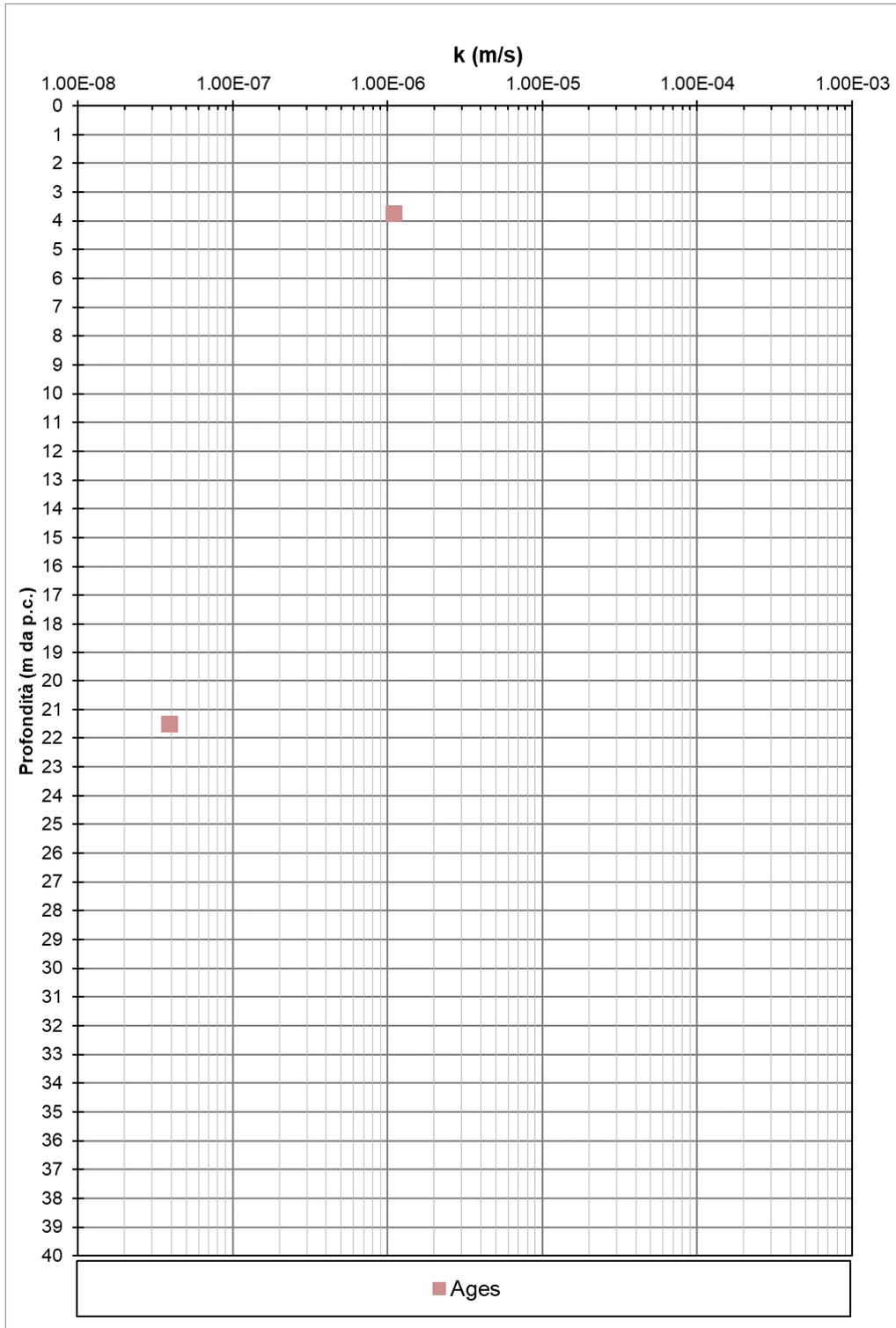


Figura 8.60 – Ages – Permeabilità da prove Lefranc

8.6 UNITÀ AL

Tale unità è costituita tipicamente da limi e argille debolmente cementati quindi la caratterizzazione sarà effettuata sulla base dei criteri validi per materiali coesivi.

Si riportano di seguito in Figura 8.61 i dati di N_{spt} riscontrati in tale formazione. I valori sono compresi tipicamente a rifiuto, con locali valori inferiori.

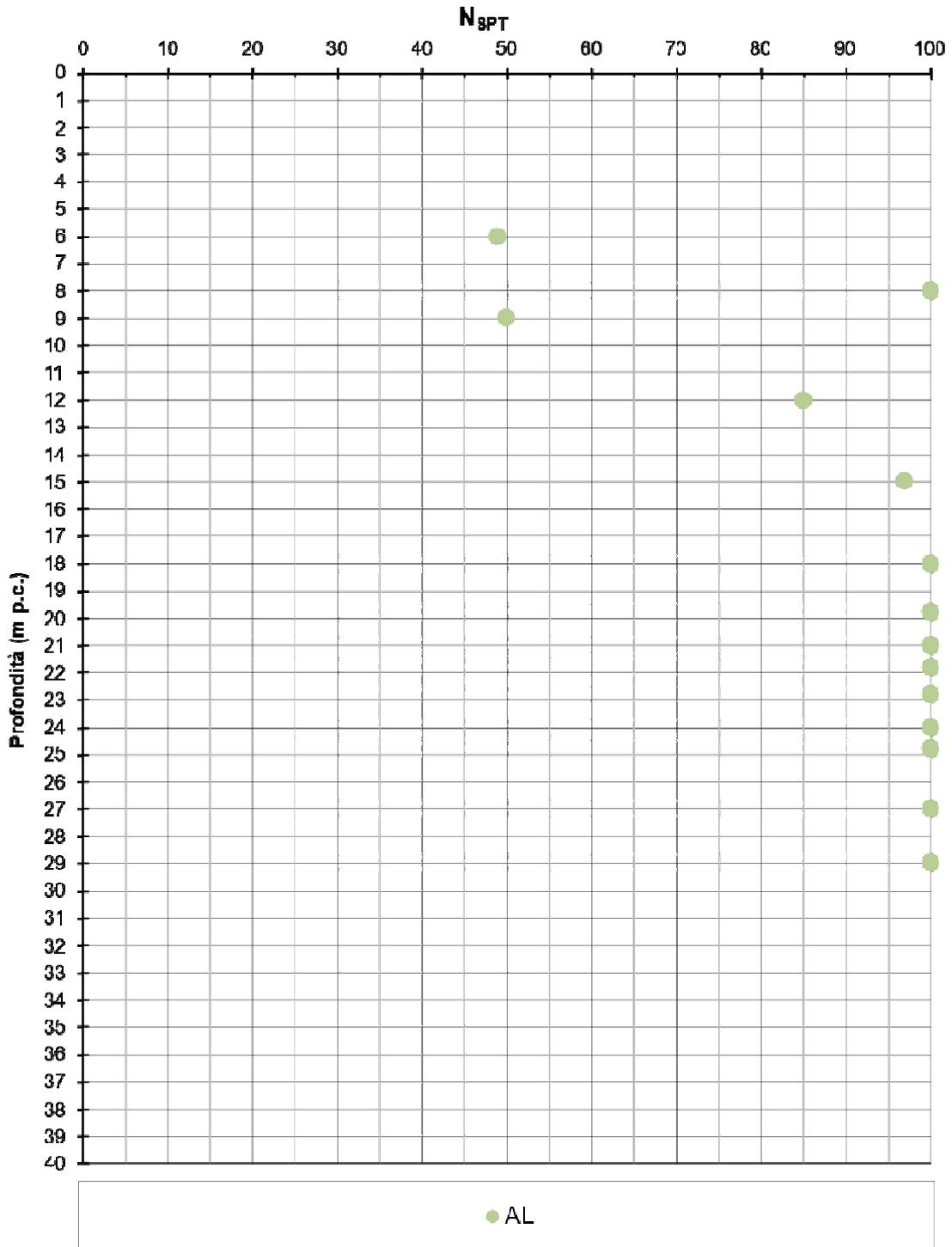


Figura 8.61 – AL - N_{SPT}

8.6.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.62 il peso dell'unità di volume (γ_t), i cui valori sono compresi tipicamente tra 19 kN/m³ e 20 kN/m³.
- in Figura 8.63 il contenuto di fini (FC), i cui valori risultano sostanzialmente sempre superiori al 35%.
- in Figura 8.64 l'indice dei vuoti, i cui valori sono compresi tipicamente tra 0.6 e 0.8.
- in Figura 8.65 Limite Liquido (LL), i cui valori sono compresi tipicamente tra 35% e 45%, Limite Plastico (PL), i cui valori sono compresi tipicamente tra 20% e il 30 %, contenuto di acqua (W_n), i cui valori sono tipicamente intorno al 25%.
- in Figura 8.66 l'Indice di plasticità (PI), i cui valori sono tipicamente intorno al 15-25.
- in Figura 8.67 la carta di Casagrande, in base a cui i materiali in esame sono argille a media ed alta plasticità.

Tutti i valori di cui sopra sono presi sostanzialmente dall'unità riscontrata al disotto della formazione gessoso solfifera nella zona di Variante 7.

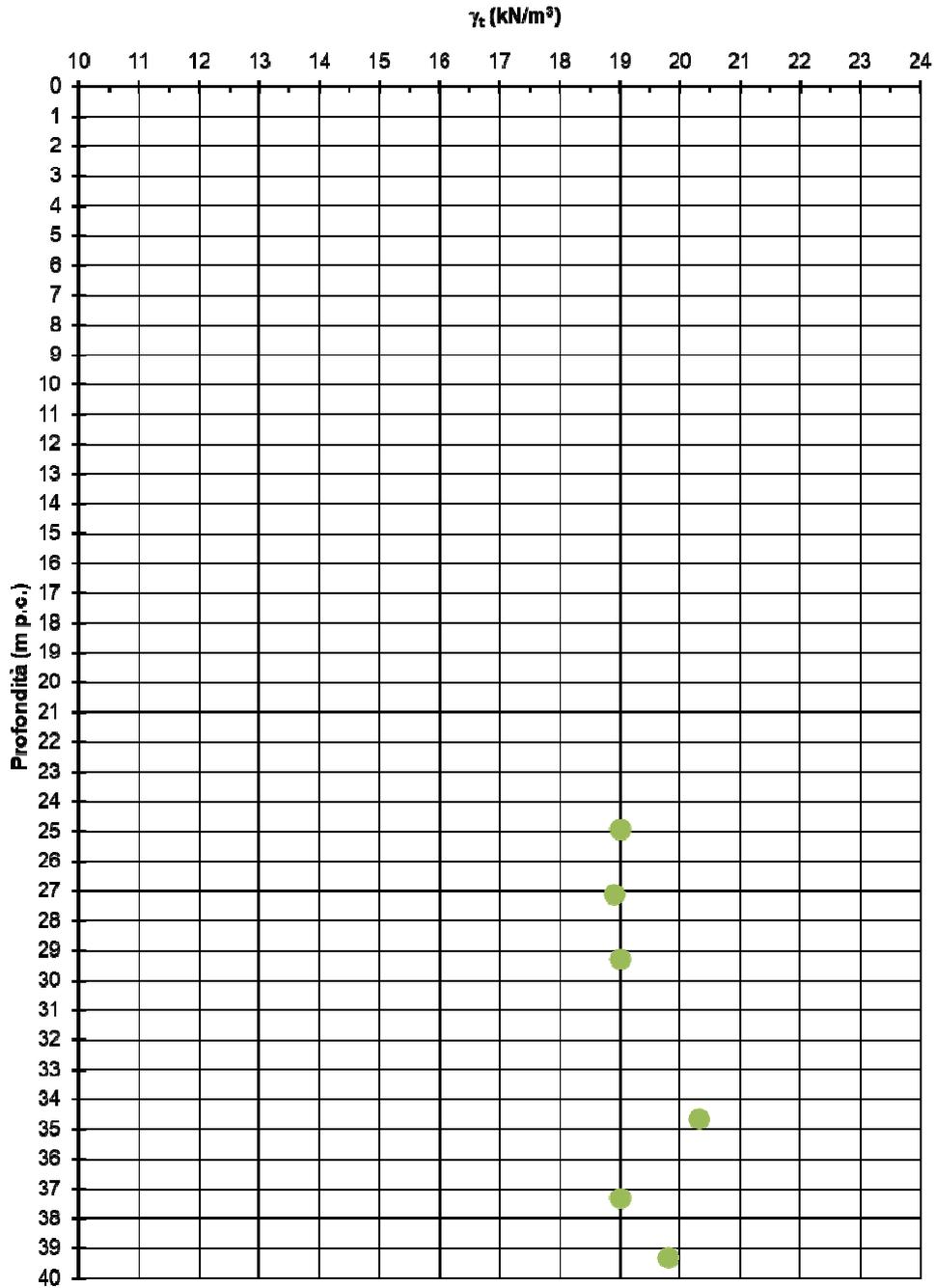


Figura 8.62 – AL - Peso dell'unità di volume γ_t

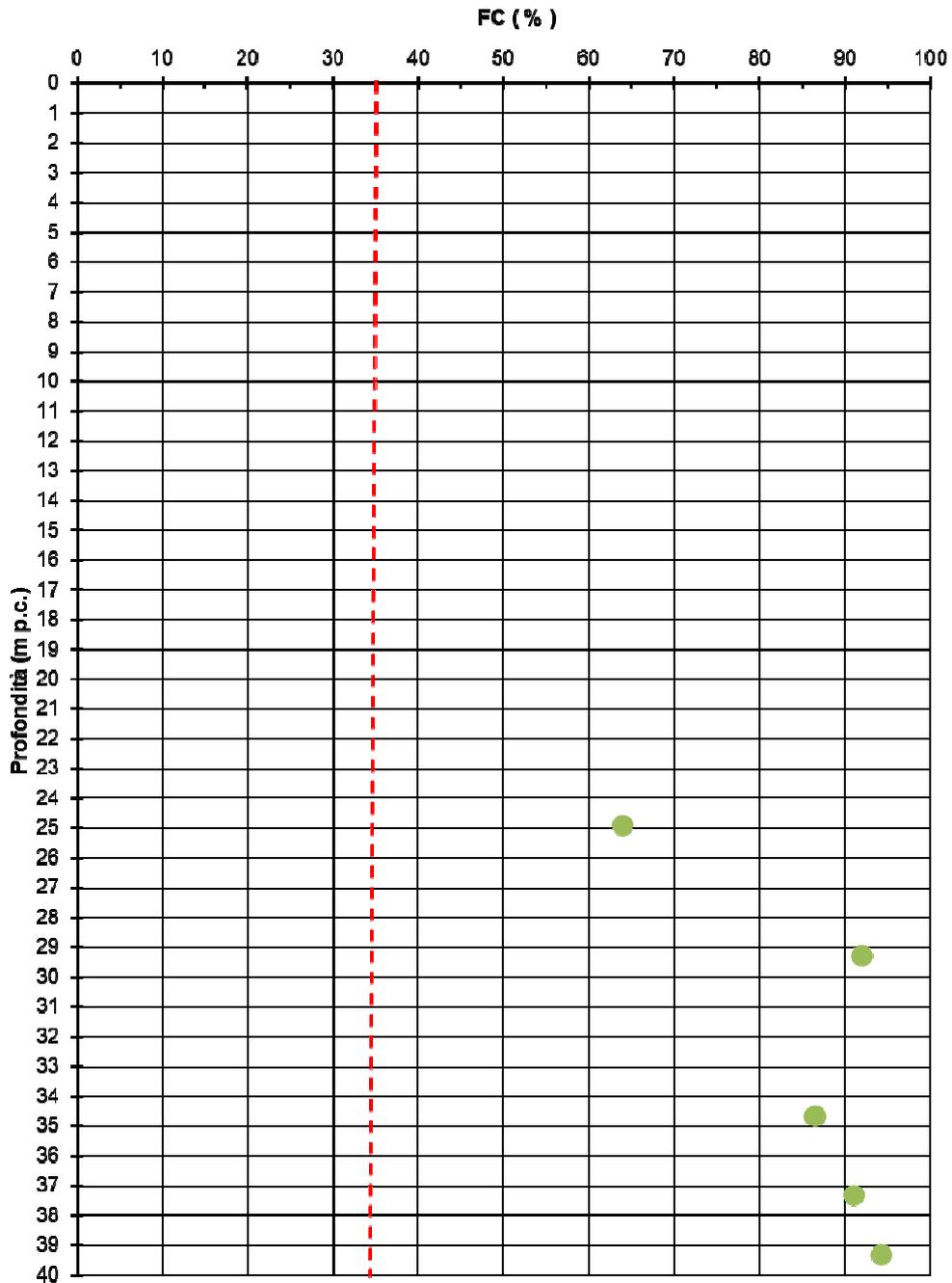


Figura 8.63 – AL - Contenuto di fini FC

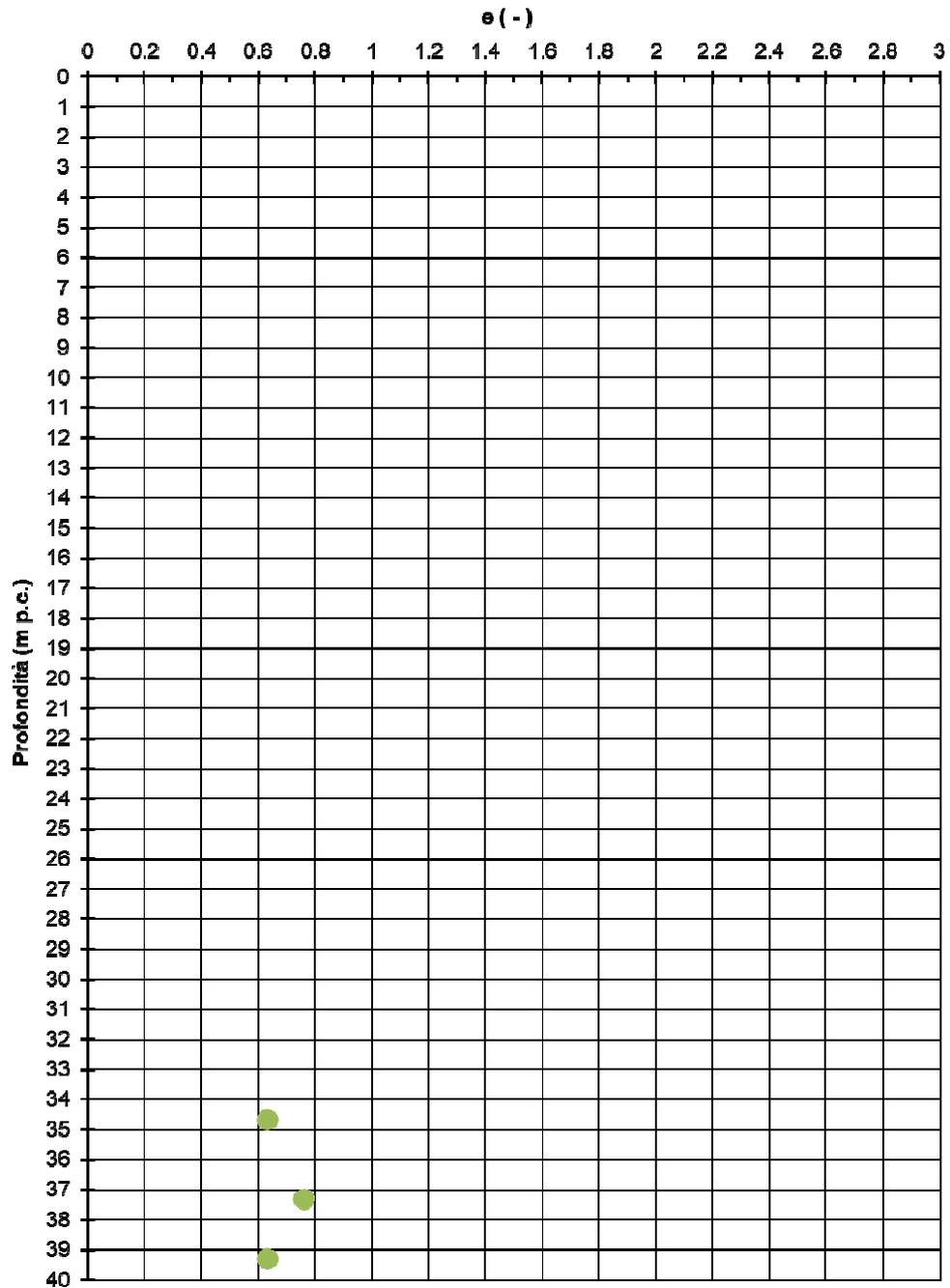


Figura 8.64 – AL – Indice dei vuoti e_0

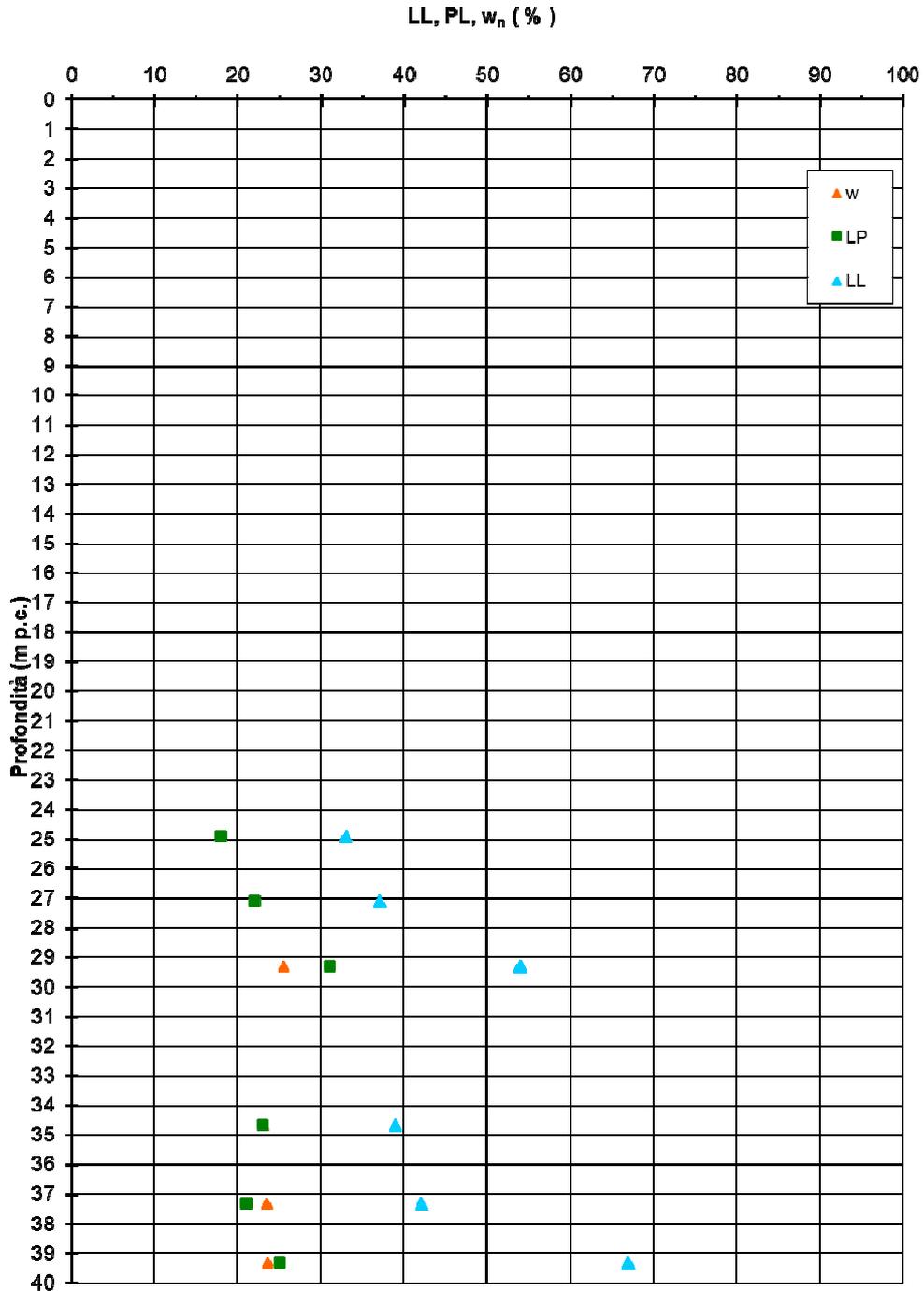


Figura 8.65 – AL - Limiti di Atterberg (LL, PL) e contenuto in acqua w_n

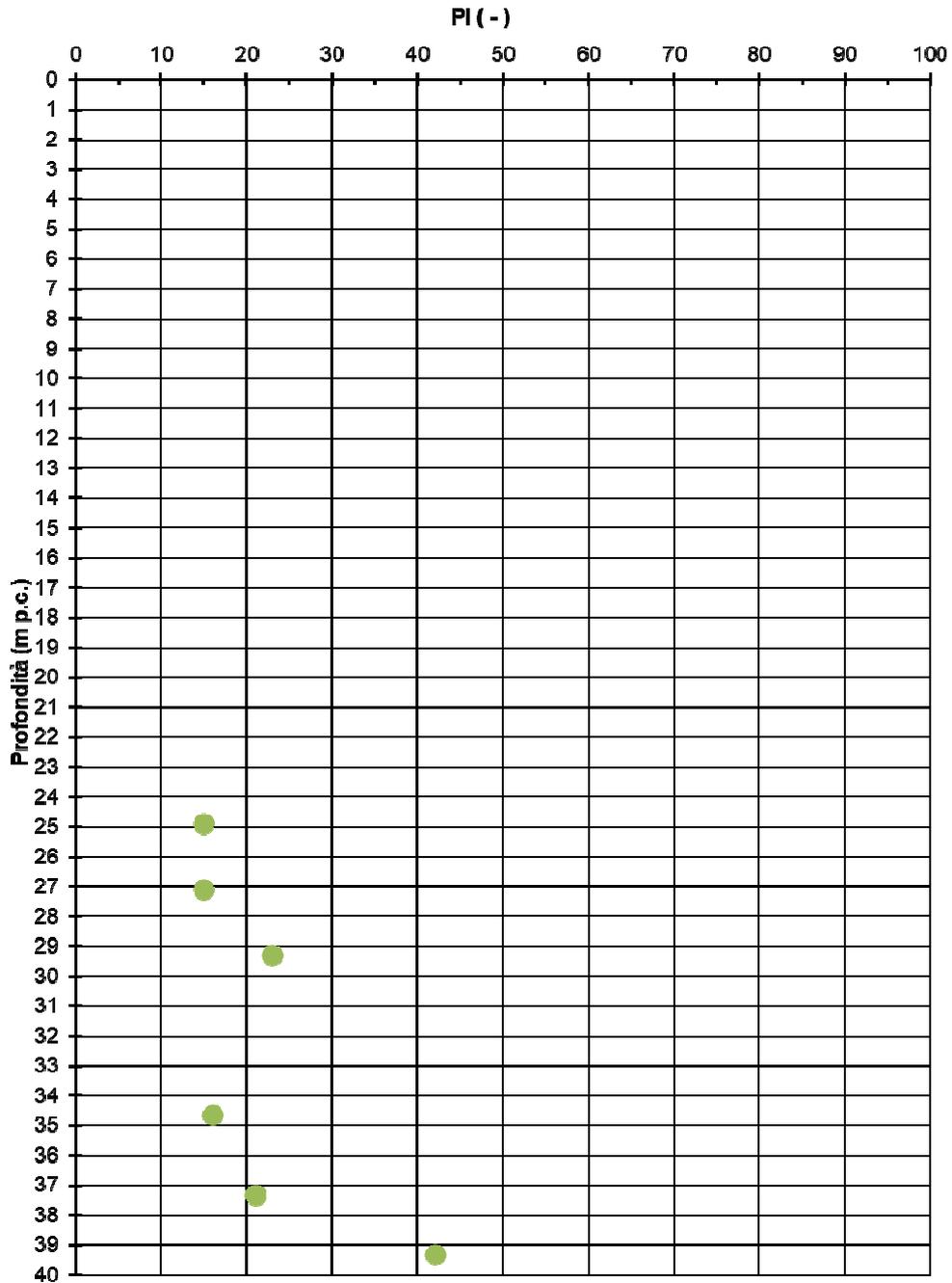


Figura 8.66 – AL - Indice di plasticità PI

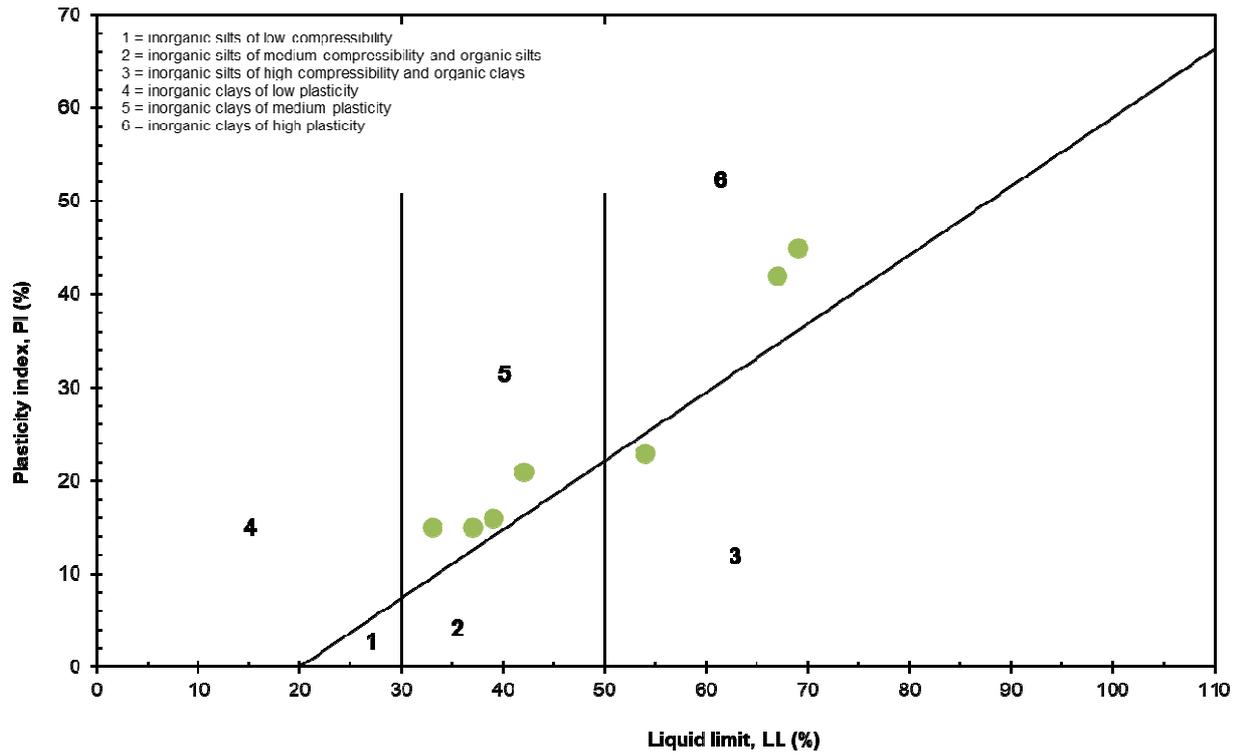


Figura 8.67 – AL - Carta di Casagrande

8.6.2 Parametri di resistenza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.68 i risultati delle prove di taglio diretto, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 21° e 28 con coesione variabile tra 10 e 20 kPa.
- in Figura 8.69 i risultati delle prove triassiali consolidate non drenate, in base a cui l'angolo di attrito risulta variabile tra 21 e 24° e con coesione variabile tra 10 e 20 kPa.
- in Figura 8.70 la coesione non drenata da prove Nspt, pocket penetrometer (presi come media su un intervallo significativo di profondità, come dati nei certificati dei sondaggi dell'ultima campagna indagini) e prove di laboratorio. I valori sono distribuiti su un ampio intervallo piuttosto variabile da zona a zona, i valori più elevati si riscontrano tipicamente nella zona della Variante 9 (Nspt e Pocket), mentre quelli più bassi sono tipici della Variante 7 (rappresentati tipicamente dai risultati delle prove TX-UU).

● SN11 L2 ● SN14 L2

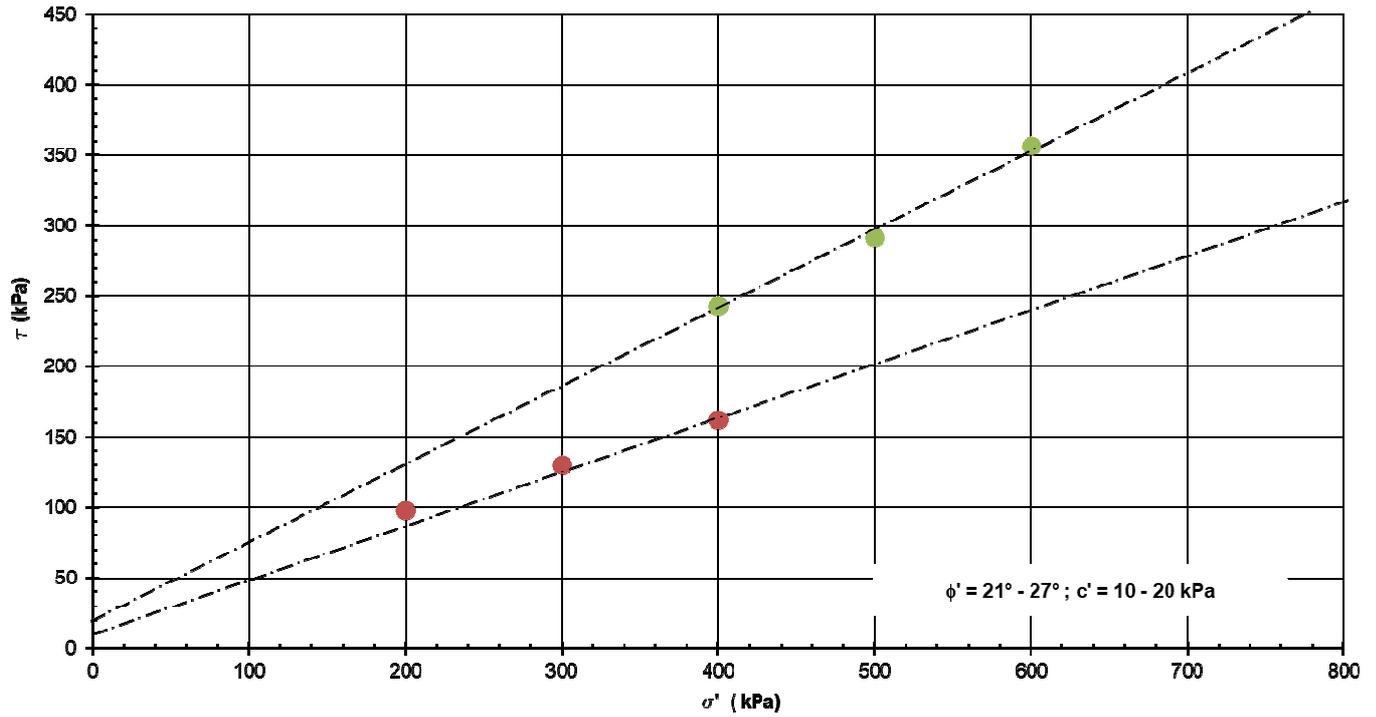


Figura 8.68 – AL - Prove di taglio diretto

● SN13 L2 ● SN14 L2

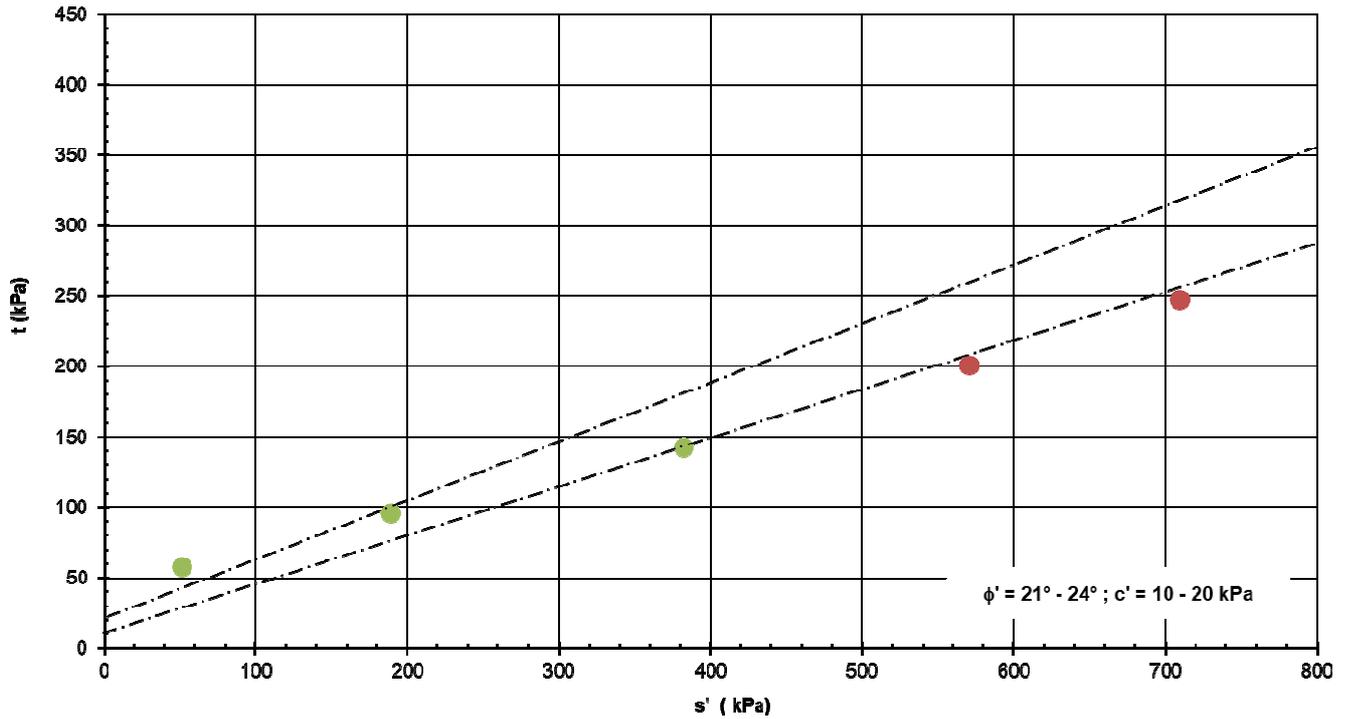


Figura 8.69 – AL - Prova triassiali consolidate non drenate

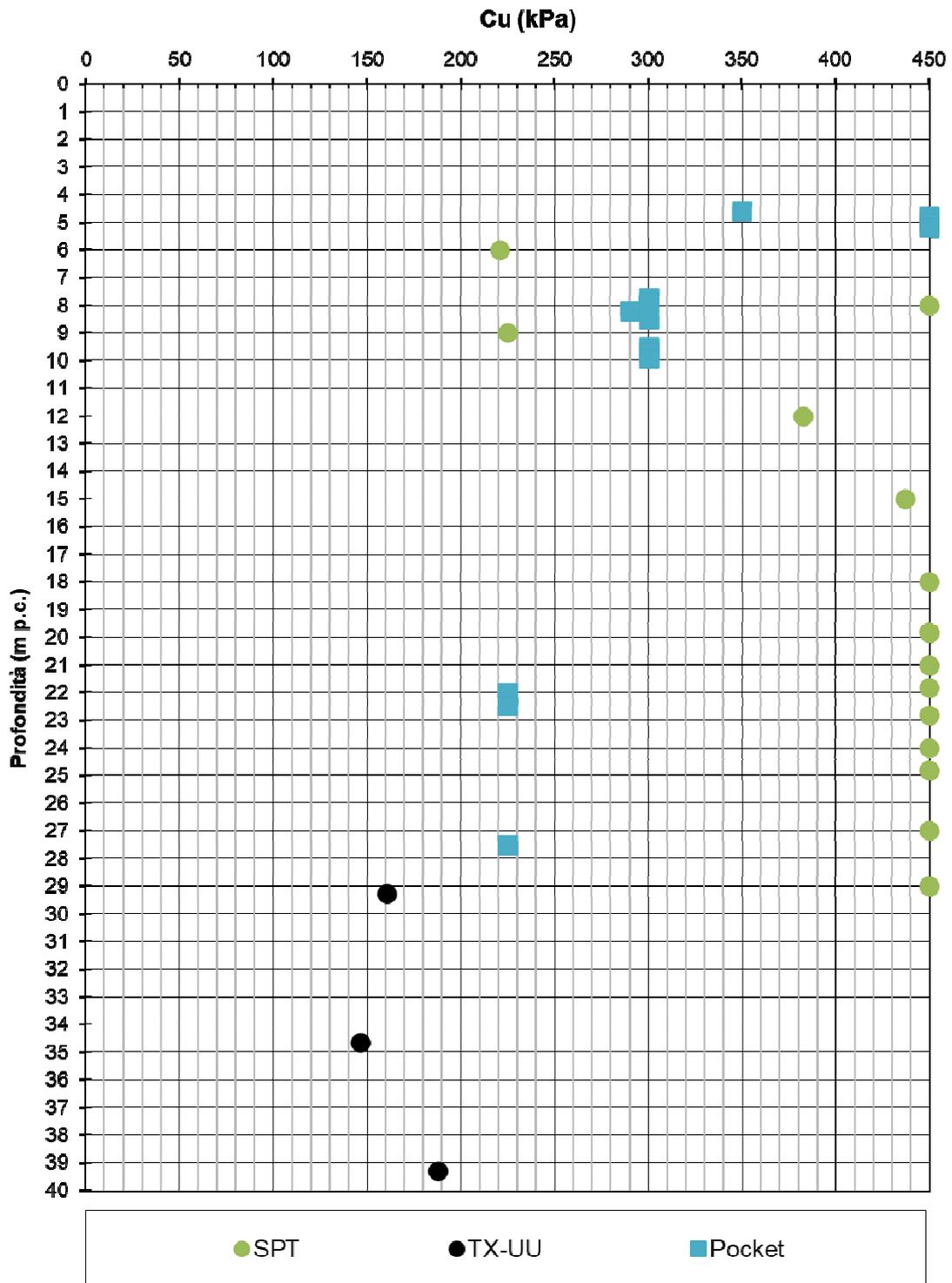


Figura 8.70 – AL – Coesione non drenata da prove N_{SPT} , pocket e prove di laboratorio

8.6.3 Parametri di rigidezza

Con riferimento a quanto riscontrato in tale formazione, si riportano di seguito:

- in Figura 8.71 il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 250 MPa e 300 MPa, con valori crescenti con la profondità.
- in Figura 8.72 il modulo di Young a piccole deformazioni E_0 ricavato da prove Nspt, i cui valori sono compresi tipicamente tra 600 MPa e 700 MPa, con valori crescenti con la profondità.

Per tale formazione, sulla base di quanto sopra, si può stimare un valore di modulo operativo dell'ordine di 50-60 MPa. Come discusso in precedenza per i parametri di resistenza, tale valore è più rappresentativo della formazione nella zona della Variante 9.

Stimando il modulo operativo come $E_{op} = 130 C_u$, si ottengono invece valori del modulo operativo nell'ordine di 20-30 MPa nella zona della Variante 7.

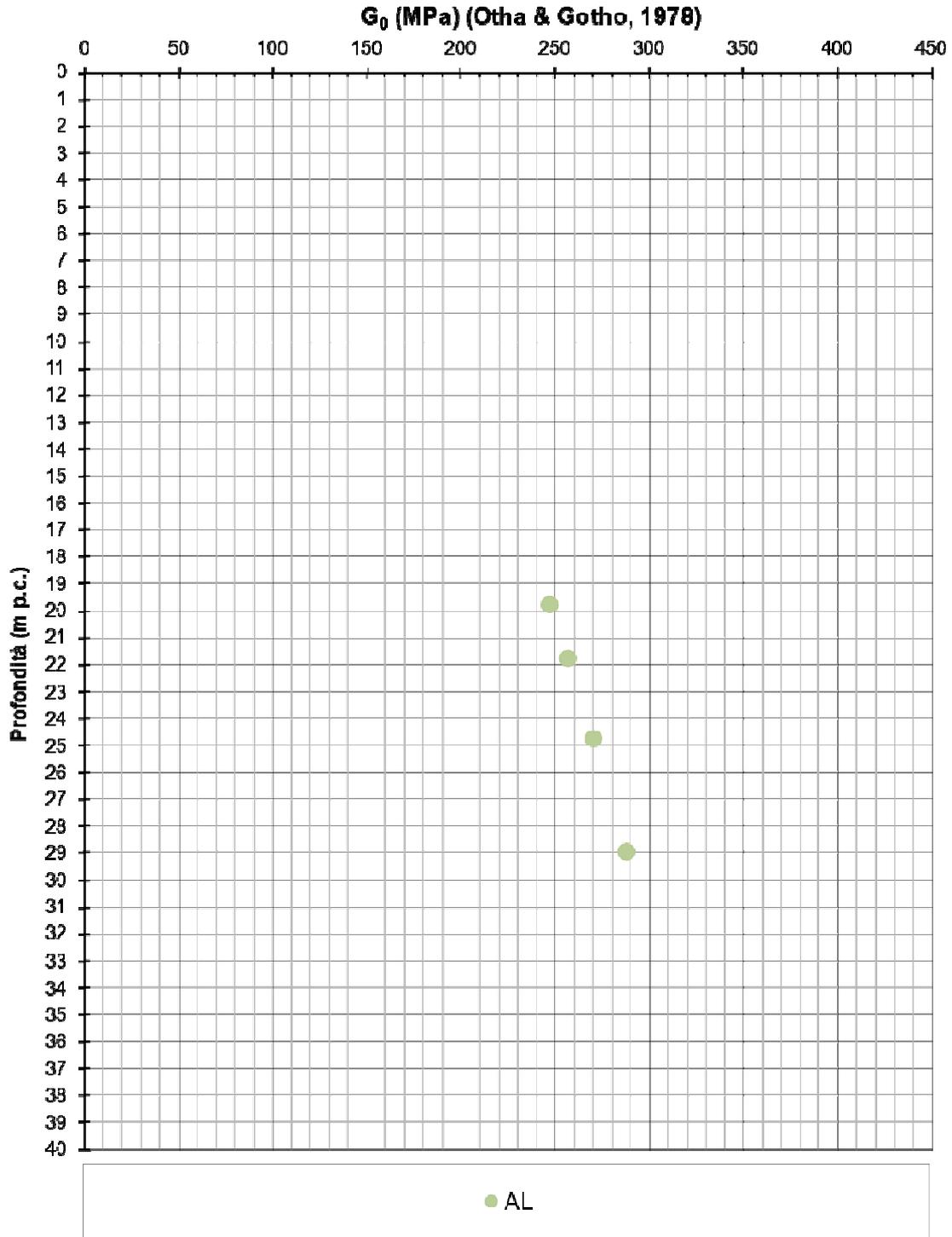


Figura 8.71 – AL - G_0 da prove N_{SPT}

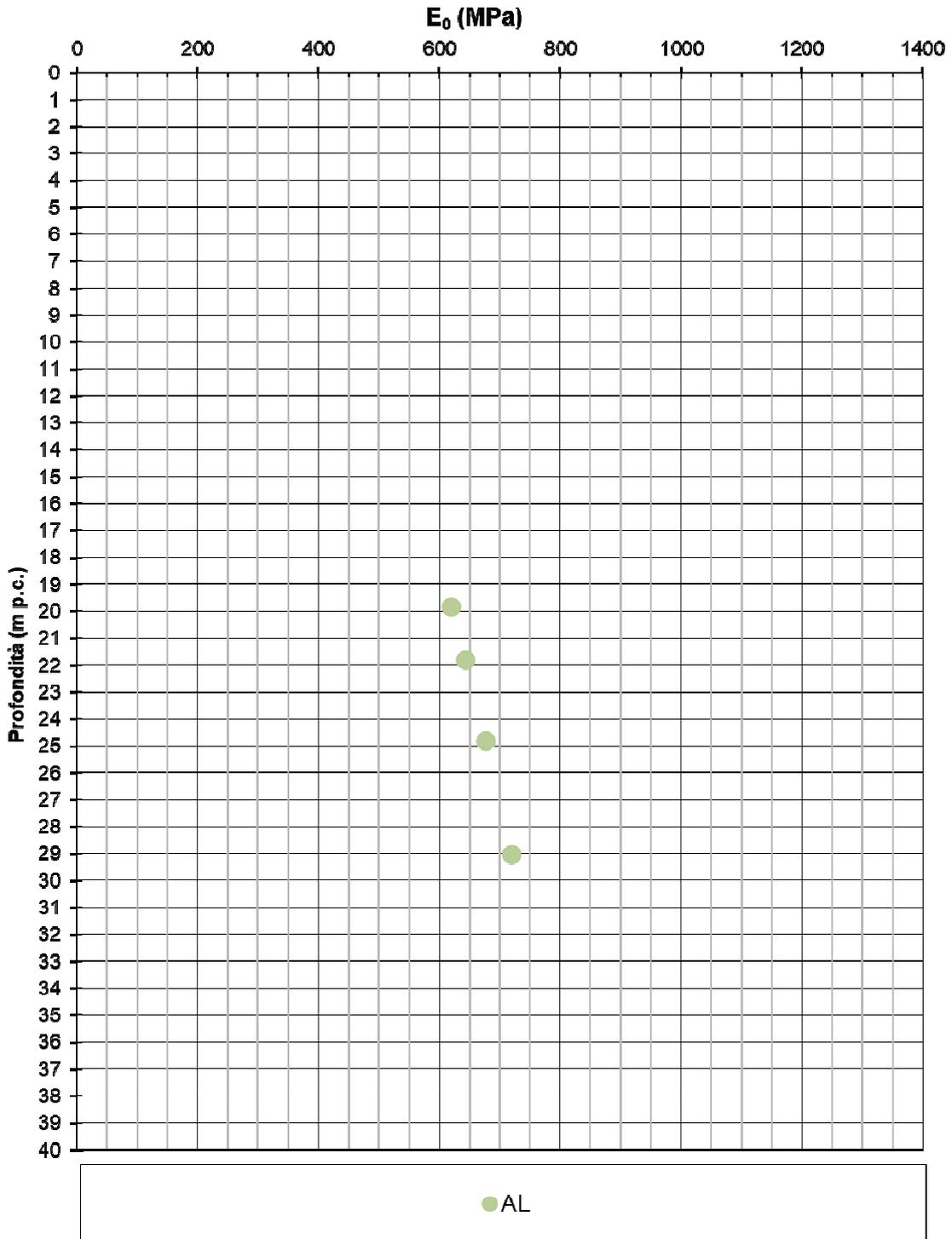


Figura 8.72 – AL - E_0 da prove N_{SPT}

8.6.4 Permeabilità

Si riportano di seguito in Figura 8.73 i valori di permeabilità da prove Lefranc riscontrati in tale formazione. Gli unici due valori sono dell'ordine di $1E-7$ m/s. Tuttavia, si raccomanda di utilizzare cautelativamente gli stessi valori di permeabilità indicati per l'unità A.

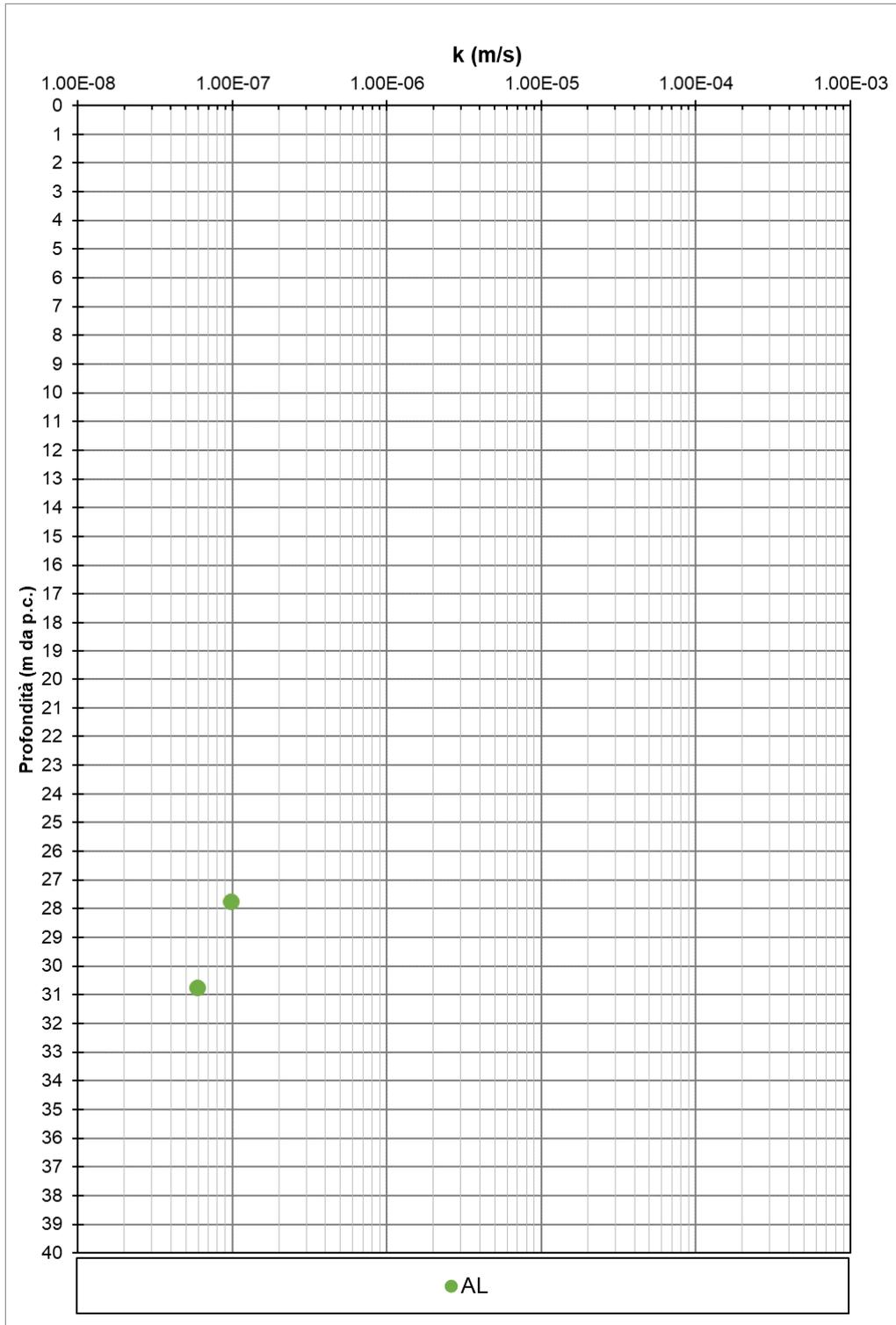


Figura 8.73 – AL – Permeabilità da prove Lefranc

8.7 UNITÀ CONG

In assenza di dati significativi per la caratterizzazione, si associano parametri geotecnici cautelativi su basi di letteratura, da verificare con apposite indagini integrative nelle successive fasi progettuali.

In particolare, si fa riferimento a quanto segue:

- $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$;
- $c' = 50 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 37\text{-}40^\circ$;
- $E'_{op} = 100\text{-}150 \text{ MPa}$;
- $k = 1\text{E-}8 - 1\text{E-}9 \text{ m/s}$;

	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA

Nel seguito una sintesi dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici e dei livelli di falda, assunti per la progettazione, per le tre tratte oggetto di intervento.

Si osserva che, sebbene si reputa che il grado di approfondimento della caratterizzazione geotecnica operata sia coerente con quanto richiesto per il livello di progettazione in atto, si ritiene opportuno evidenziare che nelle successive fasi della progettazione dovranno essere approfonditi, sia l'assetto geologico strutturale e stratigrafico nelle aree di intervento, sia il comportamento meccanico delle unità geotecniche individuate.

In particolare, sussistono alcune incertezze sulle caratteristiche dei materiali nella zona della Variante 7, in quanto per l'unità A si riscontrano caratteristiche di plasticità differenti a partire dai dati delle diverse campagne indagini: nello specifico il sondaggio S09 identifica la presenza di materiale più plastico rispetto a quello della campagna indagini più recente ed inoltre caratteristiche di plasticità simili a quelle dell'unità A in S09 sono riscontrate nelle ultime indagini con riferimento alla formazione gessoso solfifera.

Si osserva in aggiunta che per i parametri di resistenza delle coltri C, stante il numero contenuto di indagini a disposizione (coerente con il livello di approfondimento della fase progettuale in atto) si propongono valori dei parametri caratteristici cautelativi rispetto a quanto desumibile dalle indagini disponibili (vedi paragrafo 8.3.2). In particolare, come riportato nelle tabelle di sintesi, si ritiene corretto assumere valori dell'angolo di attrito φ' dell'ordine di 22° e 24° e valori della coesione drenata c' non superiori a 5-10 kPa. Nelle relazioni di calcolo, ove necessario, con analisi di stabilità a ritroso si verificherà la correttezza dei parametri geotecnici di resistenza ricavati da prove in sito e di laboratorio, considerando che tali materiali potrebbero avere caratteristiche di resistenza residue, non direttamente stimabili con i dati attualmente disponibili.

Si riportano di seguito in Tabella 9-1 i parametri geotecnici caratteristici per ogni unità geotecnica. L'assetto stratigrafico e i livelli di falda sono indicati nei profili e nelle sezioni geotecniche (Doc. [24] [25] [26]).

A titolo indicativo, si riportano stratigrafia e falda come intervalli di profondità tipici anche nelle seguenti tabelle da Tabella 9-2 a Tabella 9-9.

Tabella 9-1: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

Unità	γ	φ'	c'	c_u	E'_{op}	$C_{\alpha\beta}$	k_v
-	kN/m^3	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	%	(m/s)
SC ***	22	30	50	-	150	-	1E-8÷1E-9
GS	20	30÷36	0	-	40÷60 * 20÷40 **	-	1E-5
A	20	20÷28	10÷20	100÷200	15÷25	0.1-0.2	1E-8÷1E-9
AGES	20	20÷28	10÷20	150÷200	15÷25	0.1-0.2	1E-8÷1E-9
AL	20	20÷28	10÷20	200÷300 ⁽¹⁾	20÷60 ⁽¹⁾	-	1E-8÷1E-9
Cong	22	37÷40	50	-	100÷150	-	1E-8÷1E-9
C	20	22÷24	5÷10	50÷120	6÷8	0.1-0.2	1E-8÷1E-9

* per calcoli di opere di sostegno e paratie
 ** per calcoli di cedimenti di rilevati e fondazioni dirette
 *** i parametri delle coltri "SC Coltri" sono riportati nella relazione (Doc [33])
 (1) limite inferiore valido per la zona di Var 7, limite superiore valido per la zona di Var 9

Di seguito si riportano indicativamente le stratigrafie area per area, con i relativi livelli di falda assunti. Per i dettagli si rimanda ai profili geotecnici

Tabella 9-2: Stratigrafia e falda tratto pk 10-13 curve 7 e 8

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS	0	6-8
SC	6-8	>6-8

Falda a 4-6 m di profondità da p.c.

Tabella 9-3: Stratigrafia e falda tratto pk 10-13 curve 9 e 10

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS	0	6-20
A	6-20	>6-20
Falda a 4-6 m di profondità da p.c.		

Tabella 9-4: Stratigrafia e falda ponte pk 18+800

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS	0	>0
Falda a 1-4 m di profondità da p.c.		

Tabella 9-5: Stratigrafia e falda tratto pk 19-24 curva 20

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS	0	0-15
A	0-15	>0-15
Falda a 0-4 m di profondità da p.c.		

Tabella 9-6: Stratigrafia e falda tratto pk 19-24 - ponte a pk 21+450 circa e curva 21

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS	0	5-7
A	5-7	>5-7

Falda a 3-6 m di profondità da p.c., 1 m da p.c. in corrispondenza degli impluvi

Tabella 9-7: Stratigrafia e falda tratto pk 19-24 curve 22, 23, 24

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS/C	0	4-5
A	4-5	16-25
A _{GES}	16-25	30-40
AL	30-40	>30-40

Falda a 1-6 m di profondità da p.c.

Tabella 9-8: Stratigrafia e falda tratto pk 27-29 curva 27 e ponte a pk 27+950

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
C	0	3-4
A _{GES}	3-4	>3-4

Falda a 2-4 m di profondità da p.c., 1 m da p.c. in corrispondenza degli impluvi

Tabella 9-9: Stratigrafia e falda tratto pk 27-29 curve 28 e 29

Unità	Profondità da piano campagna (m)	
	Da	A
GS/C	0	3-4
A	3-4	5-10
AL	5-10	>5-10

Falda a 1-4 m di profondità da p.c.

	LINEA LAMEZIA T. – CATANZARO L. PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO LAMEZIA T. – SETTINGIANO VELOCIZZAZIONE MEDIANTE RETTIFICHE DI TRACCIATO					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA RC0Y	LOTTO 00R10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

10 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili in sintesi:

- alla valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviarie;
- al predimensionamento delle fondazioni profonde dei viadotti ferroviari e stradali;
- alla verifica di stabilità delle aree rilevate nello studio geologico interessate da dissesti e al predimensionamento e alla verifica dei relativi interventi di stabilizzazione;
- al predimensionamento degli interventi di stabilizzazione dei tratti di linea esistente affetti da dissesti, classificati da RFI come “piattaforma cedevole”.

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari e stradali è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato/trincea, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato “Relazione di calcolo dei rilevati e delle trincee ferroviarie” (Doc. [32])

Le fondazioni previste per i viadotti sono di tipo profondo e sono costituite in generale da palificate di pali di grande diametro ($D=1500$ mm), aventi lunghezze comprese tra 30m e 45m. Solo nel caso del viadotto VI01, ubicato alla Variante 5 Cannello, si è fatto ricorso, per le pile dell'impalcato reticolare, a fondazioni su pozzi di diametro $D=12$ m e altezza $H=18.5$ m. Le analisi sviluppate sono contenute nella “Relazione di pre-dimensionamento delle fondazioni profonde” (Doc. [31]).

Relativamente alla verifica dei dissesti, la relazione geologica ha evidenziato la presenza lungo il tracciato di coltri potenzialmente instabili, soliflussi, fenomeni di erosione superficiale, che hanno reso

necessario lo studio di interventi quali la realizzazione di trincee drenanti, paratie di presidio, interventi anti-erosivi, microdreni, regimazione delle acque superficiali. Le analisi e la descrizione degli interventi sono riportate nella “Relazione descrittiva e di calcolo sui dissesti” [30] e rappresentati graficamente negli elaborati di “Inquadramento planimetrico e sezioni geotecniche e degli interventi” [28].

I risultati del complesso delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.