

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

POTENZIAMENTO ED ELETTRIFICAZIONE DELLA LINEA BARLETTA-CANOSA DI PUGLIA

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

-

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

I A 6 C 0 0 F 1 0 G E G E 0 0 0 6 0 0 1 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Barbanti	Giu.2020	G.Scasserra / S.Ciufegni	Giu.2020	T.Paoletti	Giu.2020	L.Berardi
B	Emissione esecutiva	E.Barbanti	Nov 2020	G.Scasserra / S.Ciufegni	Nov 2020	T.Paoletti	Nov.2020	Gen 2021
C	Emissione esecutiva	S.Paoloni <i>S.Paoloni</i>	Gen 2021	G.Scasserra / S.Ciufegni	Gen 2021	T.Paoletti <i>T.Paoletti</i>	Gen 2021	Gen 2021



File: IA6C00F10GEGE0006001C

n. Elab.: 74

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	6
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	6
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	7
3	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	10
4	CAMPAGNA D'INDAGINE	12
4.1	INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DEI “LAVORI DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PRESSO AREA CASALONGA-BARLETTA”	12
4.2	INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PRESENTE PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA.....	14
5	PROFILO FREATICO	17
5.1	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO	17
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
6.1	GENERALITÀ	18
6.2	INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU	18
6.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DPSH	21
6.4	MATERIALI A GRANA FINE	23
6.4.1	<i>Classificazione</i>	23
6.4.2	<i>Stato tensionale iniziale</i>	26
6.4.3	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	28
6.4.3.1	Valutazione di c_u da prove SPT	28
6.4.3.2	Valutazione di c_u da prove CPT/CPTU.....	28
6.4.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	29
6.4.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	29
6.4.5.1	Moduli elastici iniziali	29
6.4.5.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU	29
6.4.5.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	30
6.4.5.4	Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate	30

6.4.6	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	32
6.5	MATERIALI A GRANA GROSSA	32
6.5.1	<i>Stato iniziale del deposito</i>	33
6.5.2	<i>Densità relativa</i>	34
6.5.2.1	Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT.....	34
6.5.2.2	Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT.....	34
6.5.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	36
6.5.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	37
6.5.4.1	Moduli elastici iniziali	37
6.5.4.2	Moduli elastici iniziali da prove CPT	37
6.5.4.3	Moduli elastici iniziali da prove SPT.....	38
6.5.4.4	Moduli elastici “operativi”.....	39
6.5.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	41
6.6	FORMAZIONI ROCCIOSE	42
6.6.1	<i>Stima del Geological Strenght Index (GSI)</i>	43
6.6.2	<i>Criteri di rottura</i>	44
6.6.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	46
6.6.3.1	Moduli elastici iniziali	46
6.6.3.2	Moduli operativi	47
7	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO	47
7.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	47
7.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	48
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE	50
8.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO.....	50
8.1.1	<i>Granulometrie e caratteristiche fisiche</i>	51
8.1.2	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	62
8.1.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	63
8.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO.....	65
8.2.1	<i>Resistenza alla punta da prove CPT</i>	66
8.2.2	<i>Velocità delle onde di taglio da prova CPT</i>	67

8.2.3	Individuazione del tipo di terreno da CPT.....	68
8.2.4	Numero di colpi N_{SPT}	76
8.2.5	Caratteristiche di deformabilità	79
8.2.5.1	Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prove CPT.....	79
8.2.5.2	Velocità delle onde S da N_{SPT} (Ohta e Goto, 1978)	80
8.2.5.3	Moduli di taglio iniziale G_0 da N_{SPT}	81
8.2.5.4	Moduli di elasticità tangenziale iniziale E_0 da N_{SPT}	82
8.2.6	Caratteristiche di resistenza	83
8.2.6.1	Terreni coesivi: coesione non drenata da prove CPT.....	83
8.2.6.2	Terreni coesivi: coesione non drenata da prove NSPT.....	84
8.2.6.3	Terreni incoerenti: densità relativa da prove CPT.....	85
8.2.6.4	Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con D_r da prove CPT.....	86
8.2.6.5	Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton da prove SPT	87
8.3	INTERPRETAZIONE DELLE FORMAZIONI ROCCIOSE (CALCARE DI BARI)	88
8.3.1	Caratteristiche di resistenza	88
8.4	PERMEABILITÀ'.....	91
8.5	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO	93
9	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	96
9.1	PREMESSA.....	96
9.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	96
9.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	97
9.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO	99
9.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE	100
10	STABILITÀ' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	103
10.1	GENERALITÀ	103
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	103
10.3	METODO DI ANALISI	106
10.3.1	CRR da correlazione su prove SPT.....	108
10.3.2	CRR da correlazione su prove CPT	110
10.4	RISULTATI DELLA ANALISI A LIQUEFAZIONE	111
11	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE.....	115

1 INTRODUZIONE

Il presente documento descrive i risultati dello studio geotecnico volto a definire il modello geotecnico del sottosuolo da adottarsi nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della "Elettrificazione e potenziamento della linea Barletta – Canosa di Puglia".

La presente relazione, si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una breve descrizione del tracciato in esame;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 riporta una sintesi delle letture piezometriche;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 7 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 9 definisce l'accelerazione sismica di riferimento per il progetto;
- il capitolo 10 riporta la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione.
- il capitolo 11 descrive le problematiche geotecniche trattate nell'ambito della fase di progettazione in esame.

	PROGETTO DI ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA DI PUGLIA					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA6C	LOTTO 00 F 10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 6 di 120

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO**

- [1] RFI – Lavori di smaltimento delle acque meteoriche presso area Casalonga-Barletta – relazione delle indagini geognostiche;
- [2] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Elettrificazione e potenziamento della linea Barletta – Canosa di Puglia”. – Relazione 47
- [3] Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica (Doc. IA6C 00F 69 RG GE0000 001 A);
- [4] ITALFERR – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Elettrificazione e potenziamento della linea Barletta – Canosa di Puglia”. – Geotecnica – Profilo geotecnico (Doc. IA6C 00 F 10 L6 GE0006 001-005 A);
- [5] ITALFERR (2015) – Tratta a Sud di Bari, Variante di tracciato tra Bari Centrale e Bari Torre a Mare (Ottemperanza alle prescrizioni Delibera CIPE n.1 del 28/01/2015), opere di viabilità: variante altimetrica Tangenziale di Bari – Geotecnica – Relazione geotecnica e di calcolo dei rilevati (Doc. IA1U 02 E 26 RB GE0000 101 A).

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [6] 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;
- [7] 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”;
- [8] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [9] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”;
- [10] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI;
- [11] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;

- [12] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [13] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- [14] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [1] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece;
- [2] Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) “Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT” Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168;
- [3] Balmer G. (1952) “A general analytical solution for Mohr’s envelope” ASTM, 52;
- [4] Bieniawski Z.T. (1989) “Engineering Rock Mass Classifications” New York, John Wiley & Sons;
- [5] Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1;
- [6] Brown E.T., Hoek E. (1988) “Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled “Determination of shear failure envelope in rock masses” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3;
- [7] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378;
- [8] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995;
- [9] 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;

- [10] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) “Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice” ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I;
- [11] Fahey M. (1992) “Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level” Canadian Geotechnical Journal, n°30;
- [12] Hoek E., Brown E.T. (1980) “Underground excavations in rock” London, Institution of Mining and Metallurgy;
- [13] Hoek E. (1983) “Strength of jointed rock masses” Géotechnique, 33, n° 3;
- [14] Hoek E., Brown E.T. (1988) “The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update” Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada;
- [15] Hoek E. (1990) “Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion” Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27;
- [16] Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) “A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses” Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK’92, Chester, United Kingdom;
- [17] Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) “Support of underground excavations in hard rock” Rotterdam, A.A. Balkema;
- [18] Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) “Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses” The Case of Athens Schist Formation, Bull. Engg, Geol, Env. 57(2), 151-160;
- [19] Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) “Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition” Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July;
- [20] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) “Estimate of relative density from in-situ penetration tests” Proceedings In-situ 2001, Bali;
- [21] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) “New correlations of penetration tests for design practice” Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando;

- [22] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7;
- [23] 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;
- [24] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110;
- [25] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom;
- [26] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6;
- [27] 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;
- [28] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113;
- [29] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I;
- [30] 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;
- [31] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136;
- [32] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

3 DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Oggetto del presente Progetto di Fattibilità Tecnica Economica di II fase è il potenziamento e l'elettrificazione della linea Barletta – Canosa di Puglia, intervento previsto nell'Accordo Quadro firmato da RFI e Regione Puglia che disciplina l'assegnazione di capacità per il trasporto pubblico locale.

L'intervento prevede l'elettrificazione e il risanamento della linea esistente a semplice binario tra la stazione di Barletta centrale e la stazione di Canosa di Puglia per una lunghezza complessiva circa pari a 25km. Non è prevista né la velocizzazione, né la riclassificazione della linea esistente.

L'intervento include il risanamento strutturale della linea ed in particolare la messa in sicurezza idraulica della sede ferroviaria. Per tale ragione, anche in considerazione che per la maggior parte della linea si prevede un innalzamento medio di 1m della livelletta, è previsto il rifacimento del subballast e del supercompattato e l'inserimento dei fossi/canalette di regimazione delle acque di piattaforma, dello stradello di servizio perdonale e di uno stradello di servizio carrabile. È stata inoltre prevista la demolizione e ricostruzione di tutte quelle opere idrauliche non idonee dal punto di vista geometrico e l'inserimento di ricuciture idrauliche (canali in terra o calcestruzzo) per convogliare a recapito le acque dei bacini insistenti sulla ferrovia. Le opere d'arte principali risultano tutte compatibili con l'intervento, a meno del sottovia stradale a Canne della battaglia, per il quale è previsto il rifacimento

L'intervento comprende anche la realizzazione della nuova fermata Ospedale, del nuovo punto di incrocio presso la località di Canne della Battaglia (nuovo PRG a 2 binari) e il potenziamento della stazione di Canosa di Puglia (nuovo PRG a 3 binari).

Conseguentemente all'innalzamento della livelletta, è anche prevista la risoluzione di 8 dei 10 PL esistenti, oltre alla realizzazione di una nuova viabilità di accesso al sito archeologico di Canne della Battaglia.



Figura 3-1 – Tracciato di progetto – Google Earth, immagini 2020

4 CAMPAGNA D'INDAGINE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagini geognostiche:

- Campagna di indagine RFI eseguita nell'aprile 2020 nell'ambito del progetto dei "lavori di smaltimento delle acque meteoriche presso area Casalonga-Barletta";
- Campagna di indagine ITOLFERR eseguita tra febbraio e novembre 2020, nell'ambito della presente fase progettuale (Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica).

4.1 INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PROGETTO DEI "LAVORI DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PRESSO AREA CASALONGA-BARLETTA"

I sondaggi e le prove geofisiche eseguite sono:

Indagini in sito:

- n. 3 sondaggi a carotaggio continuo (S01, S02 e S03), di cui S01 e S03 spinti sino a profondità pari a 10 metri, mentre S02 fino alla profondità di 20 m dal p.c., comprendenti:
 - esecuzione di n.6 prove penetrometriche SPT entro i fori di sondaggio;
 - prelievo di n.6 campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - esecuzione di misure con *Pocket Penetrometer* sul materiale in cassetta;
- n.4 prove di permeabilità in foro di tipo *Lefranc*, di cui 3 a carico variabile e una a carico costante (quest'ultima eseguita nel sondaggio S02);
- n.2 stendimenti MASW;
- n.2 prospezioni sismiche passive con tecnica RE.MI.

In Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite la cui ubicazione è indicata in Figura 4-1.

Tabella 4-1 – Indagini RFI (2020)

ID (Sondaggio/ MASW)	Progressiva	Fuori asse	Quota	Profondità	Coordinate UTM Zona 33N		SPT	Lefranc	Foro attrezzato C=Casagrande TA=Tubo Aperto	CI	CR
					Est	Nord					
(sigla)	(km)	(m)	(m s.l.m.)	(m)			(n. prove)	(n. prove)	(m da p.c. + m da p.c.)	(#)	(#)
S01	15+660	8 dx	36,3	10	592544,44	4570520,75	2	1	-	2	-
S02	14+970	11 dx	35,5	20	593203,86	4570714,69	2	1 CC 1 CV	-	2	-
S03	14+610	16 dx	34,8	10	593543,52	4570730,3	2	1	-	2	-
MASW01	14+650	13 dx	36,3	39	592625,72	4570561,41					
MASW02	15+650	10 dx	34,8	38	593479,29	4570722,39					

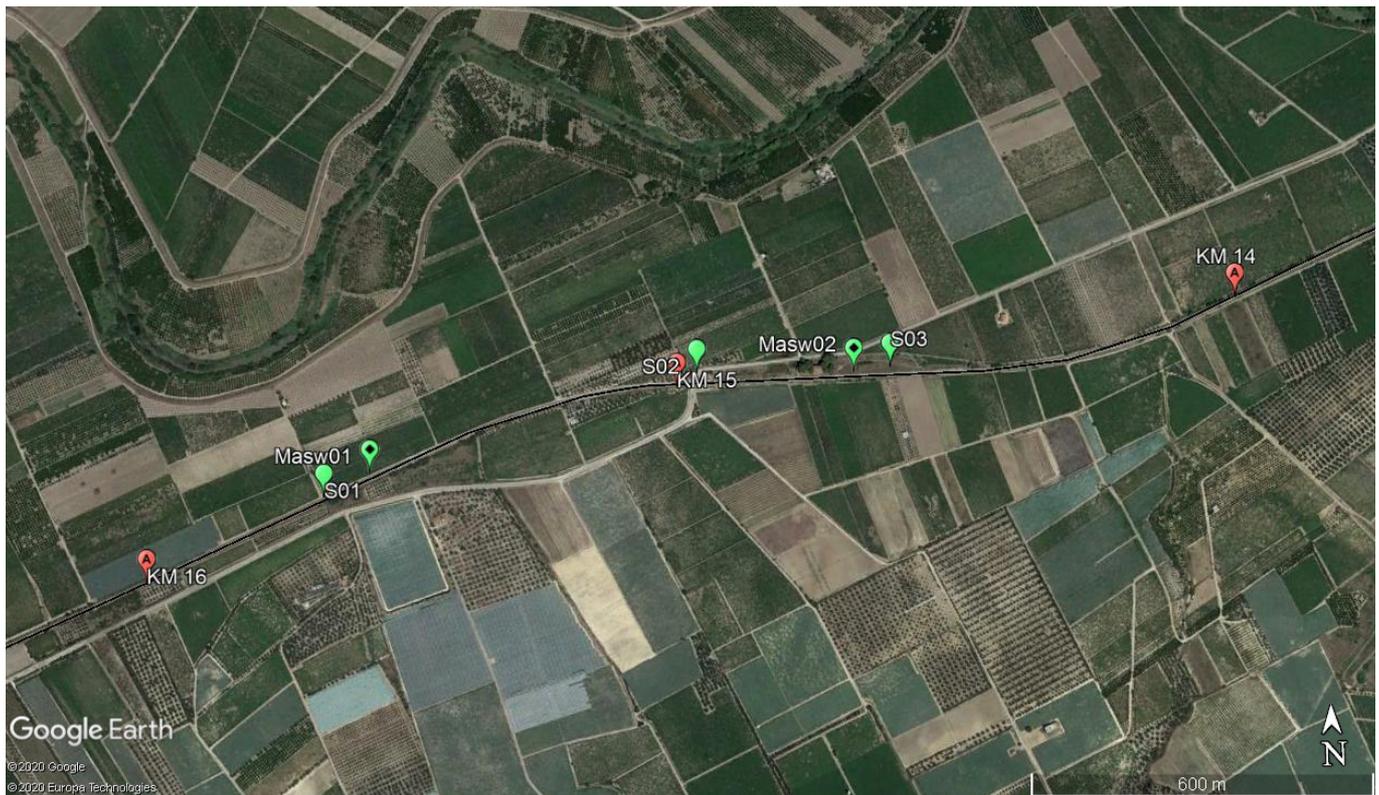


Figura 4-1 – Ubicazione indagini RFI - Google Earth, immagini 2020

4.2 INDAGINI ESEGUITE A SUPPORTO DEL PRESENTE PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

Specificatamente per lo sviluppo del progetto in esame sono state eseguite le seguenti indagini:

Indagini in sito:

- n. 11 sondaggi a carotaggio continuo, indicati con prefisso PFBC e codici S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9, S9bis, S10 spinti sino a profondità di 30m, tranne S8, S9 e S9bis che raggiungono 40 m:
 - installazione in tutti i sondaggi di piezometro a tubo aperto, a meno delle verticali PFBC_S1, PFBC_S2, PFBC_S5;
 - esecuzione di prove penetrometriche in foro tipo SPT;
 - esecuzione di prove di permeabilità tipo *Lefranc*;
 - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove *Pocket Penetrometer* sul materiale in cassetta.
- n.8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPT1, CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT9, CPT10 e CPT11);
- n.8 prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH) effettuate in corrispondenza delle CPT.

Prove di laboratorio sui campioni prelevati:

- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TxCID);
- prove edometriche;
- prove di compressione monoassiale su campioni in roccia;
- prove PLT (point load test) su campioni in roccia.

-
-
-
-

Tabella 4-2 si riporta una sintesi delle indagini eseguite la cui ubicazione è indicata in Figura 4-2.

Tabella 4-2 – Indagini a supporto del PFTE (2020)

ID(Sondaggio/CPT)	Progressiva	Fuori asse	Quota	Profondità	Coordinate UTM Zona 33N		SPT	Lefranc	Foro attrezzato C=Casagrande TA=Tubo Aperto	CI	CR
					Est	Nord					
(sigla)	(km)	(m)	(m s.l.m.)	(m)			(n.prove)	(n.prove)	(m da p.c. ÷ m da p.c.)		
PFBC_S1	2+050	21,64 a sx	12,75	30	605067,59	4574930,83	8	2	C (17 m) C (22,5 m)	4	3
MASW 1	2+126	23,7 a sx	12,7	30	604911,65	4574737,16	-	-	-	-	-
CPT 1 – DPSH 1	3+206	9,2 a sx	20,2	11	603895,45	4574567,71	-	-	-	-	-
PFBC_S2	3+800	14 a sx	12,46	30	603261,35	4574453,38	7	2	C (15 m) C (22,5 m)	2	2
CPT 11 - DPSH 11	3+834	26,8 a sx	11,6	10	603242,81	4574437,25	-	-	-	-	-
CPT 3 – DPSH 3	6+514	9 a sx	22	8,4	600587,13	4573994,63	-	-	-	-	-
PFBC_S3	7+400	11,7 a sx	19,79	30	599678,15	4573863,14	7	2	TA (3+18)	3	2
MASW 2	7+404	12 a sx	22	35	599713,65	4573821,95	-	-	-	-	-
CPT 4 – DPSH 4	8+408	9,2 a dx	27,3	9,6	598717,39	4573693,14	-	-	-	-	-
PFBC_S4	10+335	12 a sx	18	30	596905,37	4573174,97	7	2	TA (3+15)	3	2
MASW 3	11+743	34 a sx	26	40	596009,45	4572099,62	-	-	-	-	-
PFBC_S5	11+782	32,5 a dx	31,01	30	596059,8	4572258,31	7	-	C (18 m)	3	2
CPT 5 - DPSH 5	14+850	12,8 a dx	34,5	7	593236,73	4570719,93	-	-	-	-	-
PFBC_S6	15+000	10,7 a dx	34,23	30	593209,8	4570714,73	6	1	TA (3+15)	1	4
MASW 4	15+023	9 a dx	34,5	30	593148,98	4570709,67	-	-	-	-	-
CPT 6 - DPSH 6	16+722	7,7 a sx	34	2,6	591573,54	4570085,46	-	-	-	-	-
PFBC_S7	18+275	15,5 a sx	39,67	30	590112,56	4569393,03	4	-	TA (10+30)	3	2
PFBC_S8	19+572	12,76 a sx	39,87	40	589699,07	4568477,32	7	1	TA (3+12)	1	4
PFBC_S9	21+714	15,5 a dx	49,25	40	588847,92	4566290,95	8	-	TA (3+15)	1	4
MASW 5	21+833	15 a dx	50	35	588810,58	4566177,44	-	-	-	-	-
CPT 9 - DPSH 9	22+900	0,7 a sx	66,3	9	588388,87	4565207,19	-	-	-	-	-
PFBC_S9bis	22+934	15,15 a sx	66	40	588377,6	4565167,87	7	1	-	1	4
CPT 10 – DPSH 10	23+914	19,5 a dx	80,5	7	588050,28	4564321,84	-	-	-	-	-
MASW 6	24+579	6 a sx	77	35	588389,16	4563805,85	-	-	-	-	-
PFBC_S10	24+670	6,05 a sx	81,5	30	588411,98	4563712,41	8	-	TA (9+30)	1	4

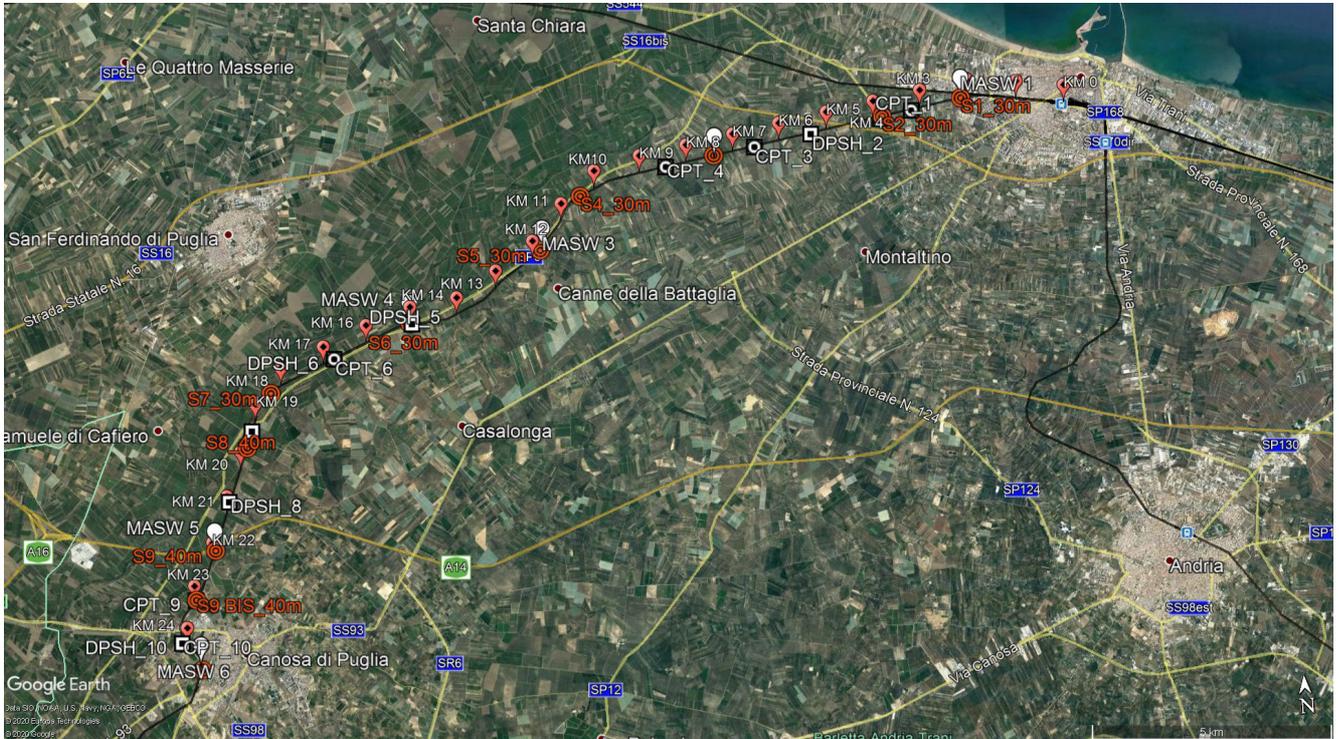


Figura 4-2 – Ubicazione indagini di fase PFTE - Google Earth, immagini 2020

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti:

- depositi superficiali prevalentemente limoso-sabbiosi, presenti in modo quasi costante lungo tutto il tracciato (sono anche presenti dei livelli o delle lenti di materiale a grana grossa la cui persistenza è da approfondire nelle successive fasi progettuali);
- depositi di limi con sabbie; limi argillosi;
- calcareniti intensamente fratturate;
- formazioni rocciose riconducibili al calcare di Bari (nell'ultima parte di tracciato, a una profondità di circa 6 m dal p.c.).

Per l'applicazione dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono, quindi, tre tipologie di materiale:

- materiali a grana fine (limi sabbiosi, limi con sabbie argillosi e limi argillosi);
- materiali a grana grossa (calcareniti molto fratturate in matrice sabbiosa);
- formazioni rocciose (calcarei da molto fratturati a poco fratturati quasi intatti).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno, oltre che sulla base delle misure ottenute dalle prove CPT.

Sono stati inoltre analizzati i risultati, in termini di velocità delle onde di taglio (V_s), misurate dalle prove geofisiche MASW.

6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT e CPTU si farà riferimento alle seguenti quantità:

- q_c = resistenza di punta;
- q_t = resistenza di punta corretta;
- f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

- u_2 = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

Nel caso delle prove CPT non viene misurata la pressione interstiziale; pertanto in prima approssimazione si assumerà $q_t = q_c$, essendo q_c la resistenza di punta misurata.

Nel caso delle prove CPTU viene misurata anche la pressione interstiziale u_2 immediatamente dietro il cono; possono quindi essere ricavate le seguenti quantità:

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

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

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'}$$

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

essendo:

α = rapporto delle aree del penetrometro statico;

u_o = pressione idrostatica;

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Nella letteratura tecnica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori delle quantità indicate precedentemente permettono di risalire al tipo di materiale attraversato dalla prova (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979 per quanto riguarda le prove CPT e Robertson & Campanella, 1986 per quanto riguarda le prove CPTU).

Attualmente le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Robertson (1990) (vedi anche Lunne et al., 1997), riportate nella Figura 6-1.

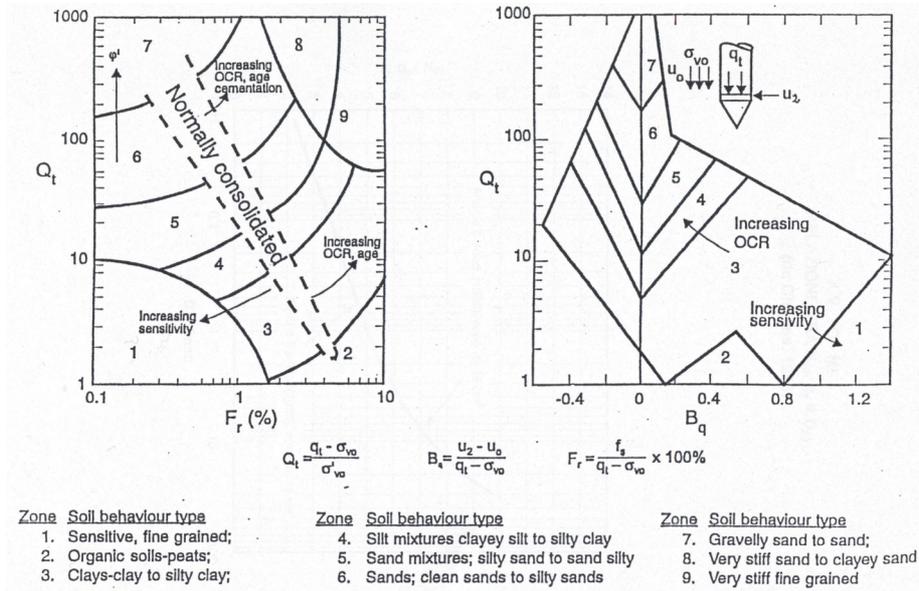


Figura 6-1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

La prima correlazione è applicabile alle prove CPT e alle prove CPTU e sfrutta le quantità F_r e Q_T ; nel caso delle prove CPT i valori di F_r e Q_T possono essere ricavati in prima approssimazione sostituendo q_c a q_t .

La seconda correlazione è applicabile alle prove CPTU e sfrutta le quantità β_q e Q_T .

Attraverso la determinazione dei valori di F_r e Q_T si determina l'indice I_c "Soil Behaviour Type Index" attraverso la seguente equazione ricorsiva nel parametro n , da definirsi mediante procedura iterativa:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_T)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^n$$

Roberston (2010) fornisce una descrizione del comportamento del terreno in funzione del parametro I_c (vedi tabella seguente).

Tabella 6-1 - Roberston (2010)

<i>Zone</i>	<i>Soil Behavior Type</i>	<i>I_c</i>
1	<i>Sensitive, fine grained</i>	N/A
2	<i>Organic soils – clay</i>	> 3.6
3	<i>Clays – silty clay to clay</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i>	2.60 – 2.95
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>	2.05 – 2.6
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>	1.31 – 2.05
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>	< 1.31
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>	N/A
9	<i>Very stiff, fine grained*</i>	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

6.3 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DPSH

Le prove dinamiche continue DPSH, hanno il vantaggio di fornire profili di penetrazione continui con la profondità, sono utili a un confronto qualitativo con i risultati delle prove SPT. A tale proposito, sulla base delle esperienze maturate convenzionalmente tra le resistenze penetrometriche SPT con campionatore standard (punta aperta) e le resistenze penetrometriche DPSH, viene assunta la seguente correlazione di conversione del numero di colpi:

$$N_{SPT} / N_{DPSH} = 1,5 \div 2,5$$

Applicando questo tipo di conversione ai dati ottenuti dalle prove DPSH ($N_{SPT}=2 \cdot N_{DPSH}$) e, confrontandoli con i valori N_{SPT} di un sondaggio adiacente, si riscontra una buona coerenza. Avendo in questo modo verificato la congruenza tra i risultati delle due prove, nei paragrafi successivi si farà riferimento alle sole SPT ed alle relative correlazioni estratte su dati su questo tipo di prova.

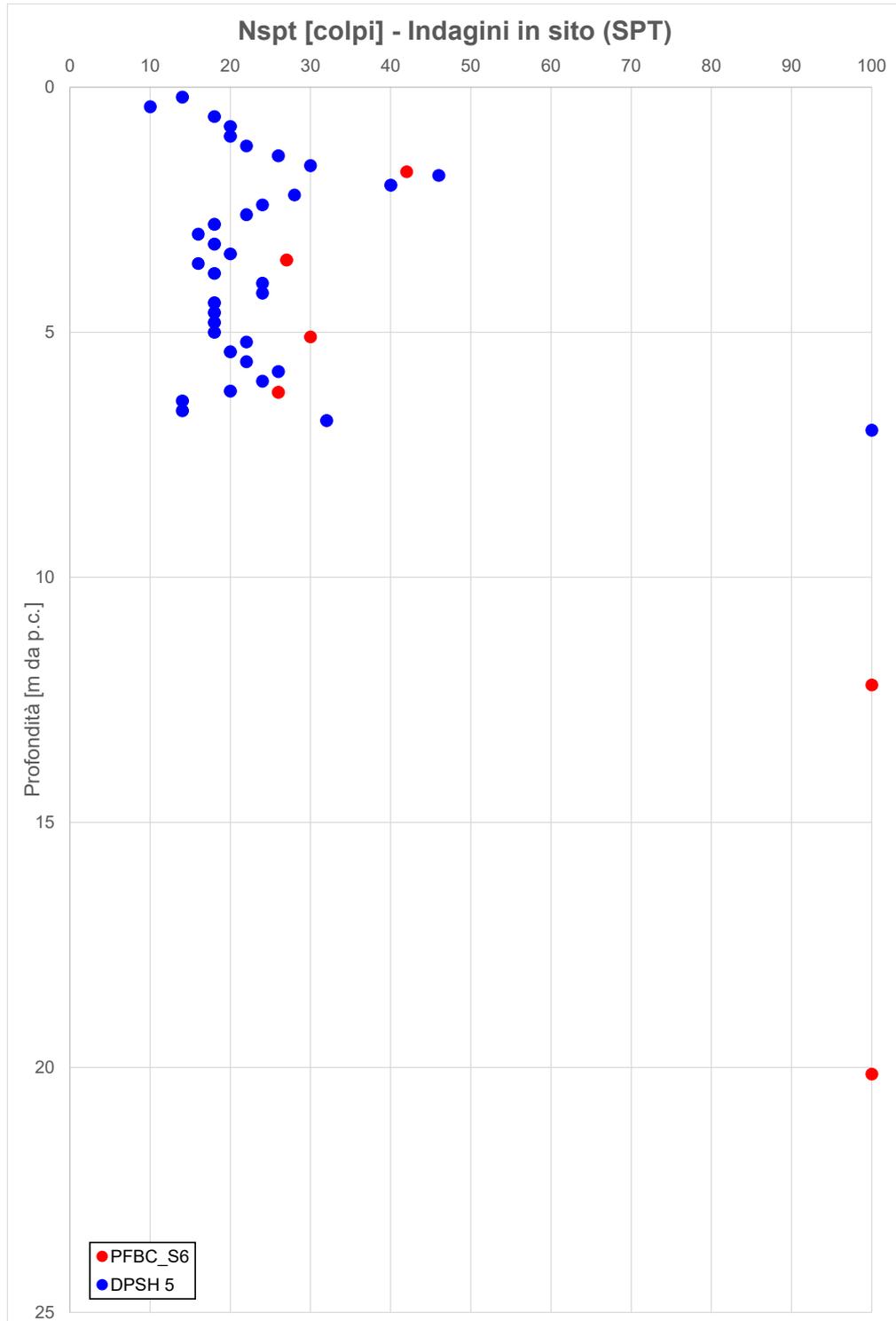


Figura 6-2: Confronto tra N_{SPT} misurati e $N_{SPT} = 2 \cdot N_{DPSH}$

6.4 MATERIALI A GRANA FINE

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

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

6.4.1 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita da Burland (1990); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

L'indice dei vuoti normalizzato I_v può essere calcolato con la seguente equazione:

$$I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

essendo:

e^* = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$ = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 100$ kPa

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0,04$$

e_{1000}^* = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 1000$ kPa

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato I_{vo} è dato quindi dalla seguente equazione:

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

essendo:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 6-3 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

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

In generale vale quanto segue:

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

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

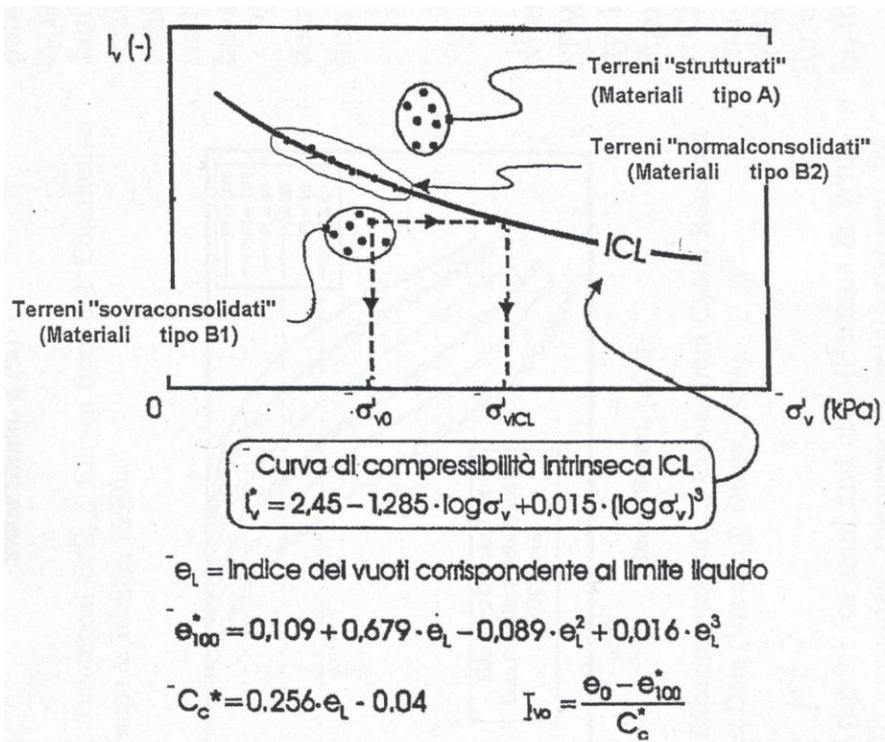


Figura 6-3: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

6.4.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali B1, di cui al paragrafo 6.4.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 sarà stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio.

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

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

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

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

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

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

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

Per completezza e ove appropriato, la pressione di preconsolidazione σ_{vmax}' ed il grado di sovraconsolidazione $GSC = \sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$ verranno determinati anche sulla base delle seguenti espressioni (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

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

dove:

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

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

6.4.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati ottenuti dagli indici di resistenza *Pocket Penetrometer* registrati sui campioni prelevati e dalle elaborazioni delle prove SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento principalmente a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove SPT che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

6.4.3.1 Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

6.4.3.2 Valutazione di c_u da prove CPT/CPTU

La resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_{kc}}$$

essendo:

N_{kt} = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20 (qui assunto pari a $N = 18.0$)

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_t = resistenza di punta corretta.

6.4.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

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

6.4.5 Caratteristiche di deformabilità

6.4.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

ν' = rapporto di Poisson del terreno;

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche oppure da correlazioni con prove in sito (es: SPT, CPT).

6.4.5.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle prove CPT/CPTU utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_o = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_t)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

G_o = modulo di taglio iniziale;

p_a = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di G_o e di q_t ;

q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta;

e_o = indice dei vuoti iniziale.

6.4.5.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

I moduli di elasticità iniziali possono essere a partire dai valori della velocità V_s , queste ultime ricavabili dalla correlazione di Ohta e Goto (1978) con i dati di N_{SPT} , (si veda paragrafo 6.5.4.1)

6.4.5.4 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

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

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

- 1. Opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente (terreni tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.**

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.4.5.1.
- Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-4. In alternativa alle curve di decadimento indicate nelle Figura 6-4 possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di decadimento del modulo di Figura 6-4, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

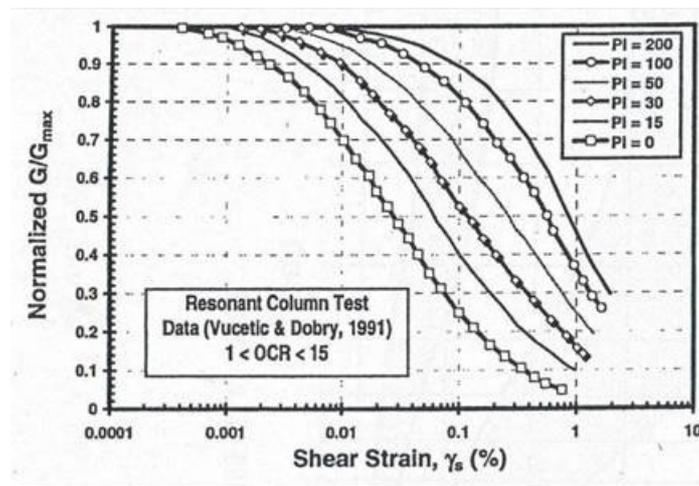


Figura 6-4: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante (Vucetic & Dobry, 1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young "operativi" E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_0$ o $(400 \div 500) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

2. Opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r).

6.4.6 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo *Lefranc* in foro, se disponibili, ed a valori di bibliografia (si veda Tabella 6-8).

6.5 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo. In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo + argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all’interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 50\%$.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

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

- stato iniziale del deposito;

- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.5.1 Stato iniziale del deposito

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

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

Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia, le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.4.2.

Le **pressioni interstiziali** possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

La **macrostruttura** del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'**indice dei vuoti in sito (e_0) e la densità relativa (D_r)** possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e dalle prove geofisiche in foro di sondaggio come riportato nei paragrafi successivi.

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

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

essendo:

e_{\max} = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

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

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi;
- Kokusho & Tanaka (1994) per i materiali ghiaiosi.

6.5.2 *Densità relativa*

6.5.2.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa D_r può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico in base alla seguente legge (Lancellotta 1983):

$$D_R = 68 \log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a} \sigma'_{v0}} - 1\right)$$

6.5.2.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 6-2;

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

- N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione
 $(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin\phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)
 $(k_o)_{sc}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)
 GSC = grado di sovra consolidazione (-)
 D_r = densità relativa (-)

Tabella 6-2: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

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

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

$$N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm}$$

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15 \quad \text{se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm}$$

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

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

6.5.3 Angolo di resistenza al taglio

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

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI \quad \text{con } DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

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

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

M = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6-3)

φ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)

D_r = densità relativa (-)

I valori di D_r utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Tabella 6-3: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(°)
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
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	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6-4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 6-4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Nel caso delle sabbie uniformi a spigoli vivi si può assumere $\varphi_{cv}'=34^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nei successivi capitoli, verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo:

$$m= 3.$$

6.5.4 Caratteristiche di deformabilità

6.5.4.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno;

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche " o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPT o SPT come descritto nei paragrafi successivi.

6.5.4.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT

I moduli di elasticità iniziali da prove CPT in sabbia possono essere ricavati utilizzando la correlazione proposta da Baldi et al. (1989) e da Bellotti et al. (1989) o quella di Rix & Stokoe (1991) applicabili con ragionevole approssimazione sia a terreni normalmente consolidati che a terreni sovraconsolidati.

In particolare nel caso presente si è operato in accordo a Rix & Stokoe (1991) secondo cui vale la seguente espressione:

$$G_0 = q_c \cdot 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75}$$

dove:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

G_0 = modulo di taglio iniziale (kPa)

6.5.4.3 Moduli elastici iniziali da prove SPT

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

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

essendo:

$C = 67,3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6-5)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6-6)

**Tabella 6-5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 6-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = Densità del materiale

Tabella 6-7: Relazione di Ohta e Goto, 1978 – Coefficienti f_A e f_G per ogni unità geotecnica, ($f_G = 1.11$ valore medio delle sabbie).

Unità	f_A	f_G
a1 – L(S)	1	1
at1 – L(SA)	1	1
at1 – G(SL)	1	1,11
Qac – L(A)	1,3	1
Qm – L,S(A)	1,3	1
Qm – S,G	1,3	1,11
Qctc	1,3	1

6.5.4.4 Moduli elastici “operativi”

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

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

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

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.5.4.1.
- Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 6-5 e Figura 6-6.

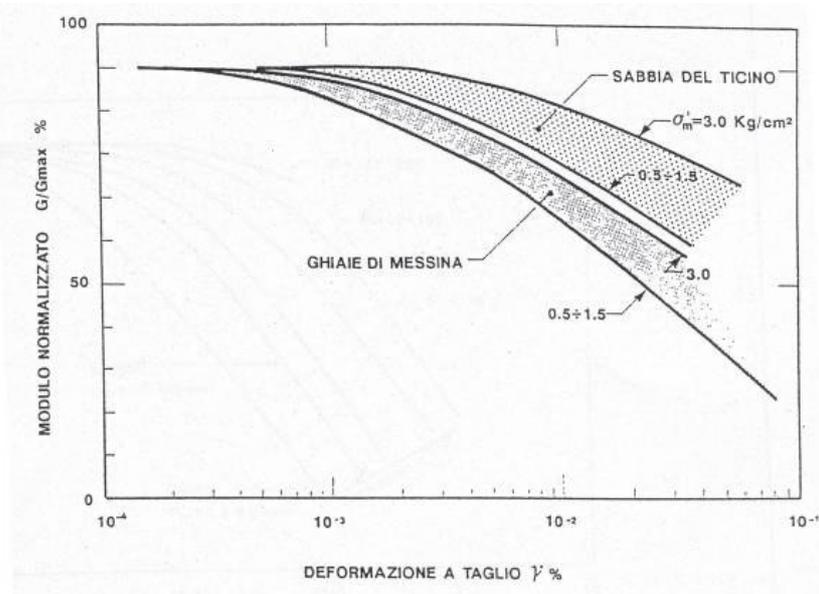


Figura 6-5: Decadimento del modulo G per terreni incoerenti

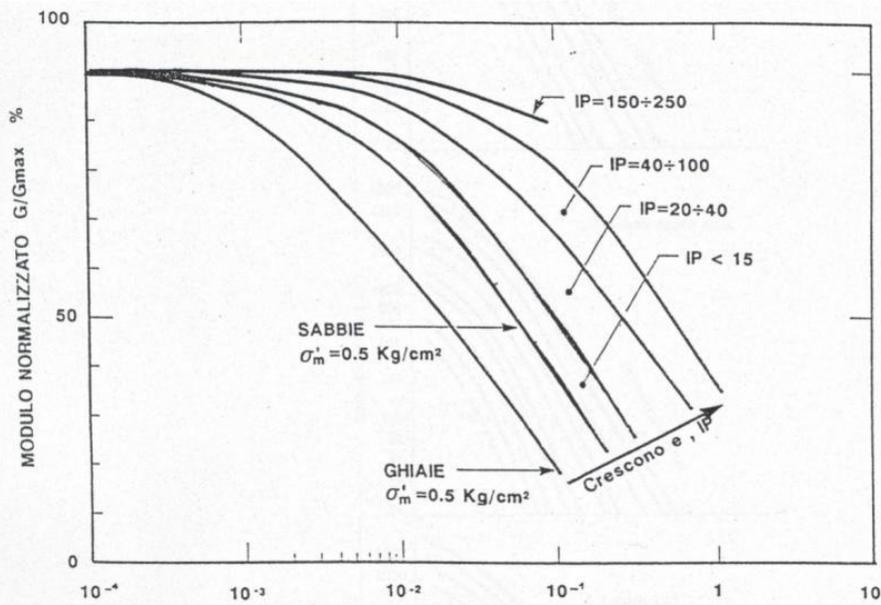


Figura 6-6: Decadimento del modulo G per vari tipi di terreno

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

6.5.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base dei dati bibliografici riportati in Tabella 6-8 (vedi Sommerville, 1986):

Tabella 6-8: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

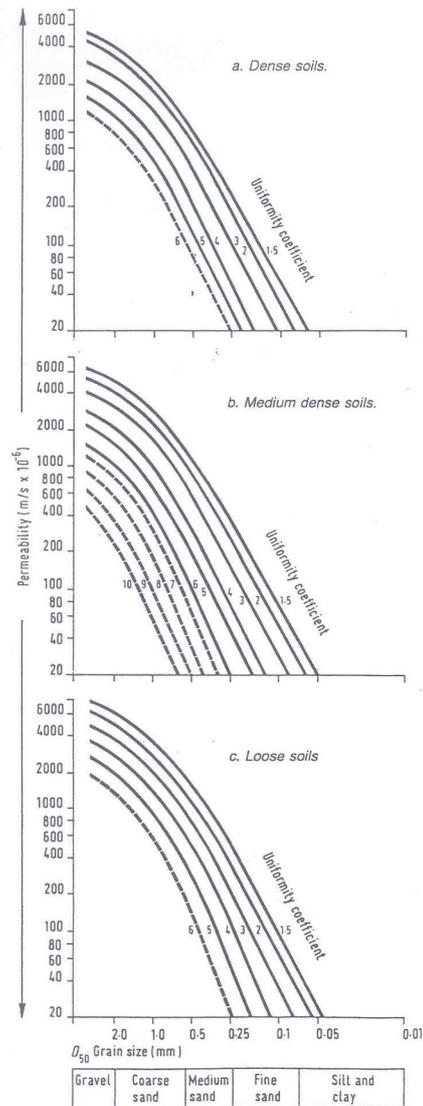


Figura 6-7: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

6.6 FORMAZIONI ROCCEOSE

Le rocce sedimentarie rinvenute nel tratto in esame sono:

- le Calcareniti di Gravina;
- il Calcarea di Bari.

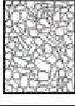
In merito alle Calcareniti di Gravina, la particolare condizione di alterazione/fratturazione riscontrata ha indotto a caratterizzare tale formazione, a scopo cautelativo, secondo un approccio da terreni sciolti a grana grossa.

La caratterizzazione geotecnica del Calcarea di Bari verrà invece fatta facendo tendenzialmente riferimento ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

- verrà stimato il GSI (Geological Strength Index);
- l'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995)
- verranno stimate le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso.

6.6.1 Stima del Geological Strength Index (GSI)

La valutazione del parametro GSI farà riferimento alla tabella in Figura 6-8

		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes				30	
						20
						10
		N/A	N/A			

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

Figura 6-8: GSI Chart da RocLab V.1.031

6.6.2 Criteri di rottura

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

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m_b \cdot \sigma_3' \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \Rightarrow \text{"Undisturbed rock masses"}$$

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{14}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{6}} \Rightarrow \text{"Disturbed rock masses"}$$

GSI = Geological Strength Index

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta ottenuta dalle prove di laboratorio.

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

1. Per ogni litotipo il coefficiente m_i in generale verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI=100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 6-9

Tabella 6-9: Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Rocce sedimentarie	m_i (-)
Calcarei	9 ÷ 15

Arenaria	15 ÷ 17
Siltiti	7 ÷ 9
Marne - Argilliti	4 ÷ 6

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta è pari a $1/m_i$.
3. In accordo a Sjoberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
 - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" ($D=0$) rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
 - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" ($D=1$) rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura.

Sulla base di tali presupposti si opererà come segue:

- In analisi di stabilità condotte con i metodi dell'equilibrio limite, ove non è possibile riprodurre fenomeni di rottura progressiva, si darà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";
 - In analisi di stabilità condotte con codici di calcolo FEM e modelli costitutivi che consentono di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Al fine di valutarne l'effettiva importanza, verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di decadimento dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".
4. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni (Londe, 1988; Hoek & Brown, 1988; Hoek, 1990; Hoek, 1993):

$$h = 1 + \frac{16 \cdot (m_D \cdot \sigma_n' + s \cdot \sigma_c)}{3 \cdot m_D^2 \cdot \sigma_c}$$

$$\vartheta = \frac{1}{3} \cdot \left(90 + \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \right)$$

$$\phi_i' = \arctan \left(\frac{1}{\sqrt{4 \cdot h \cdot \cos \vartheta^2 - 1}} \right)$$

$$\tau = (\cot \phi_i' - \cos \phi_i') \cdot \frac{m_D \cdot \sigma_c}{8}$$

5. L'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

6.6.3 Caratteristiche di deformabilità

6.6.3.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno;

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche.

6.6.3.2 Moduli operativi

I moduli di Young “operativi” E_{op} dell’ammasso roccioso possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

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

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

essendo:

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

7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica ([3]) e nel profilo geologico, la successione litostratigrafia, dal basso verso l’alto, risulta la seguente:

- Formazione del Calcarea di Bari (Q^{7-3c}): calcari detritici a grana fine, di colore bianco o nocciola, stratificati. Calcari dolomitici e dolomie con un livello di breccia calcareo-dolomitica a cemento dolomitico (età: Turoniano-Barremiano) spessore 1300 metri;
- Formazione delle Calcareniti di Gravina ($Q^{c_{tc}}$): calcareniti bianche o giallastre, più o meno cementate, con frammenti di fossili (Calabriano-Pliocene sup.), spessore variabile, fino ad alcune decine di metri;
- Formazione delle Argille Subappennine (Q^{a_c}): argille marnose, più o meno siltose-azzurre o giallastre per alterazione con resti fossili (Calabriano-Pliocene Superiore);
- Sabbie quarzose fini e calcareniti (Q_m), a luoghi in terrazzi (Pleistocene);
- Depositi alluvionali terrazzati (at_2): sabbie e ciottoli (terrazzi medi del F. Ofanto e dei suoi affluenti); depositi ciottolosi e terrosi sui fianchi delle “lame” ad Ovest di Andria (Pleistocene);
- Depositi alluvionali recenti (a): depositi alluvionali recenti e attuali sabbiosi e ciottolosi; depositi alluvionali terrosi e ciottolosi nei solchi erosivi (Olocene – Pleistocene);

7.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base di quanto sopra descritto, le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

- **a1 – L(S)** – depositi alluvionali recenti, dalle indagini a disposizione è emersa rilevante presenza di materiale coesivo, per cui si è ritenuto di caratterizzare tale unità come terreno a grana fina, pur sapendo che sono frequenti livelli di sabbie e ghiaie, quest'unità si riferisce all'unità geologica dei depositi alluvionali recenti (a);
- **at1 – L(SA)** – depositi alluvionali terrazzati limoso sabbiosi, al cui interno sono presenti lenti di materiale più grossolano **at1 – G(SL)**, i quali caratterizzano l'unità geologica dei depositi alluvionali terrazzati (at₂);
- **Qm – L,S(A)** – limi con sabbie quarzose, dai dati di laboratorio a disposizione è emerso che la quantità di limo è prevalente su quella di sabbia, la quale caratterizza la parte più fine dell'unità geologica delle Sabbie quarzose fini e calcareniti (Q_m);
- **Qm – S,G** – livelli grossolani all'interno dei depositi limosi, di spessore a volte anche importante, la cui estensione e continuità non sono però certi, si hanno evidenze sia nella descrizione dei sondaggi, sia dalle prove CPT e sono tuttavia caratterizzati da prove di laboratorio la quale caratterizza l'unità geologica delle Sabbie quarzose fini e calcareniti (Q_m);
- **Qac – L(A)** – Argille subappenniniche, corrispondente alla Formazione delle Argille Subappennine (Q^a_c);
- **Qctc – Cal** – Calcareniti di Gravina, le quali si presentano molto fratturate, per cui verranno in questa sede trattate come dei terreni sciolti trascurando il contributo coesivo proprio della cementazione e caratteristico della roccia in senso stretto, la quale corrisponde alla Formazione delle Calcareniti di Gravina (Q_{ctc});
- **Cc** – calcare di Bari: coincide all'unità geologica della Formazione del Calcare di Bari (Q^{7-3c}) la caratterizzazione è stata eseguita sulla base dei campioni di laboratorio, in particolare le UCS. Per la caratterizzazione preliminare della roccia sono state considerate due condizioni estreme di GSI coerenti con i valori di RQD misurati nelle carote dei sondaggi. Le analisi parametriche sono riferite alle profondità tensionali di circa 10÷15m da piano campagna. I dati di resistenza ricavati

sono preliminari e forniti a scopo orientativo; i parametri deformativi sono stati omessi. Nelle prossime fasi di progettazione verrà strutturata una caratterizzazione di maggior dettaglio.

La corrispondenza tra le unità geologiche e le unità geotecniche è di seguito sinteticamente illustrata.

UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE MATERIALE	UNITA' GEOLOGICA
 at1- L(SA)	Depositi alluvionali terrazzati sabbiosi e ciottolosi	at2
 a1 - L(S)	Depositi alluvionali recenti	a
 Qm - L,S(A)] Sabbie quarzose	Qm
 Qm - S,G		
 Qac - L(A)	Argille subappenniniche	Qac
 Qctc - Cal	Calcareniti di Gravina	Qctc
 Cc	Calcarea di Bari	Q7-3 c

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle prove interpretati sulla base di quanto discusso nel capitolo 6 a seconda della natura dei terreni incontrati.

A valle dei risultati delle prove di laboratorio che è stato possibile eseguire, per la gran parte limitatamente alla determinazione della granulometria e delle proprietà indice dei terreni, risulta rilevante la presenza di materiale fine (limo-sabbia). Dalle descrizioni stratigrafiche dei sondaggi, si è per contro accertata l'importante presenza di terreni a grana grossa. In questa sede, a scopo cautelativo, la caratterizzazione delle unità geotecniche è stata affrontata considerando il comportamento atteso più riferibile a materiali a grana fina, in quanto riconduce generalmente a parametri più conservativi dal punto di vista delle resistenze e delle rigidità. Si raccomanda, in ogni caso, un approfondimento in tal senso nell'ambito delle future campagne di indagini propedeutiche alle fasi progettuali di maggior dettaglio.

8.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO

Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e la loro interpretazione. I risultati sono presentati tenendo in conto della suddivisione dei campioni nelle unità geotecniche sopra descritte. In particolare, si riportano, seguendo la suddivisione in zone omogenee:

- Pesi di volume;
- Composizione granulometrica;
- Contenuto di fine (inteso come limo+argilla);
- Contenuto naturale d'acqua;
- Indice dei vuoti;
- Grado di saturazione;
- Limite Liquido;
- Limite Plastico;
- Indice di plasticità;
- Carta di plasticità;
- Indice di attività;
- Angolo di resistenza al taglio;
- Coesione;
- Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990).

8.1.1 Granulometrie e caratteristiche fisiche

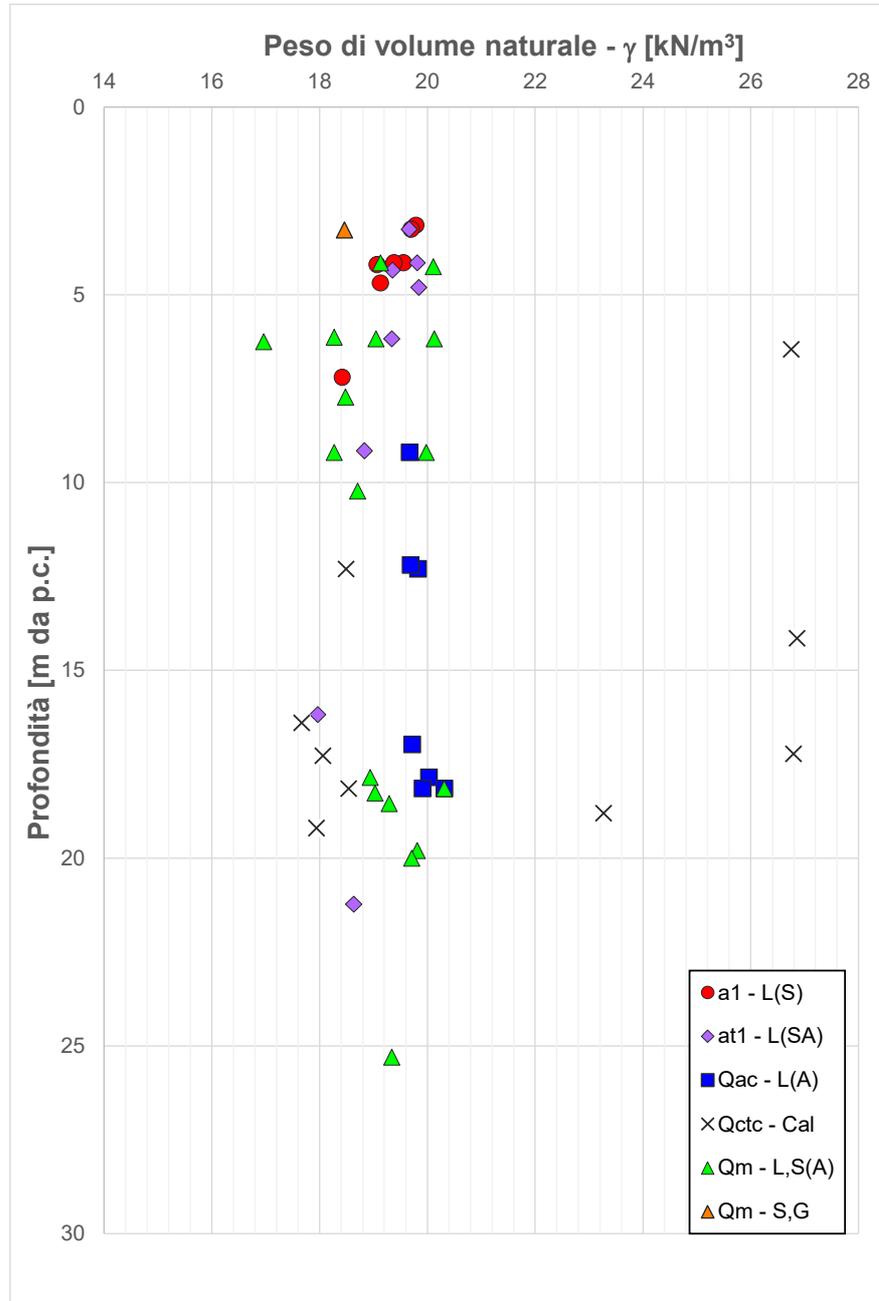


Figura 8-1 – Pesì di volume

In generale, i valori di peso di volume sono compresi tra 18 kN/m³ e 20 kN/m³, solo la calcarenite (Qctc) presenta valori maggiori che superano anche 26 kN/m³.

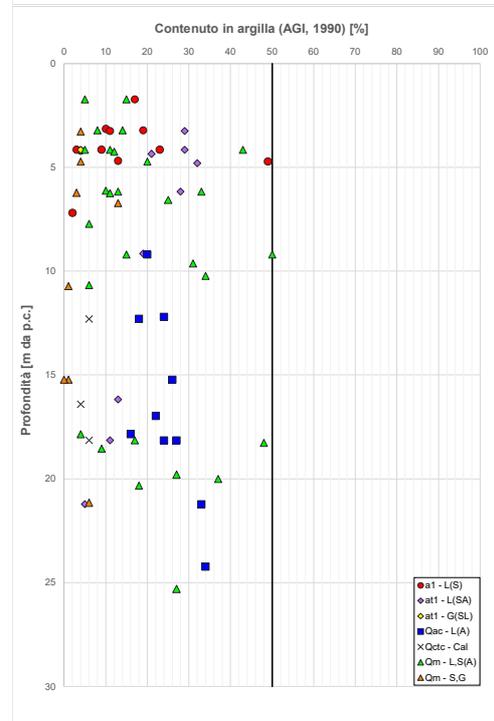
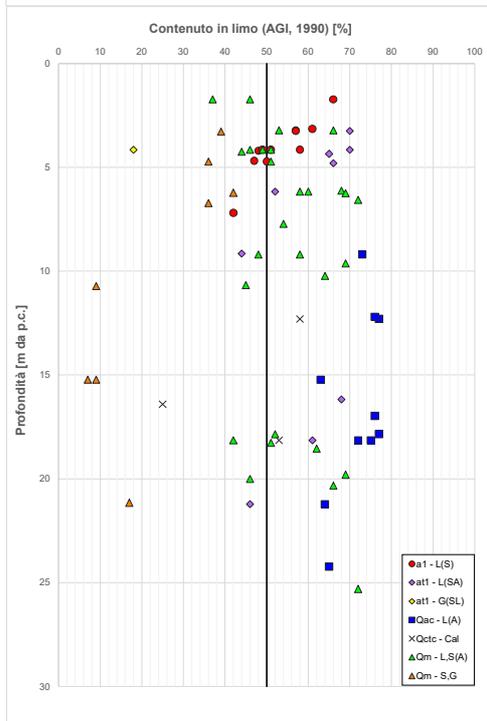
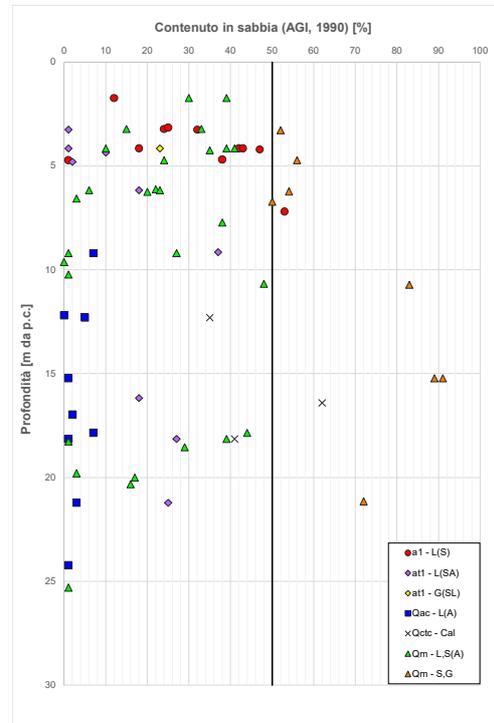
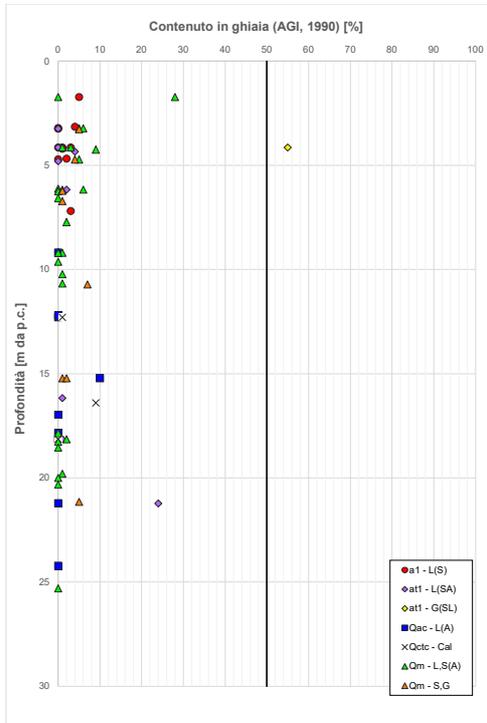


Figura 8-2 – Contenuto granulometrico

Come si può notare dai grafici, in linea generale, sui campioni sottoposti prova la frazione limosa-argillosa è in netta prevalenza, infatti dal grafico si evince che la maggior parte dei valori supera il 40 %. Si può altrettanto notare come la frazione ghiaiosa superi di rado il 10%.

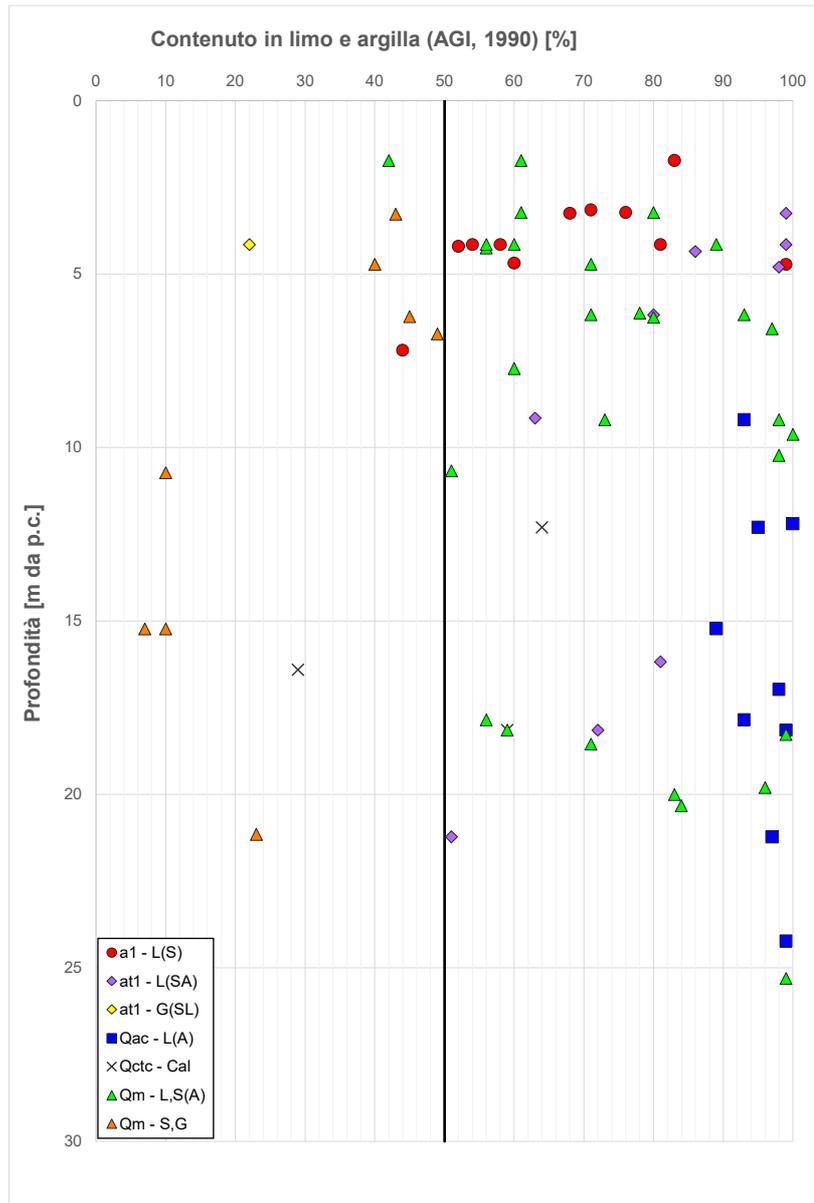


Figura 8-3 – Contenuto di fine (limo+argilla)

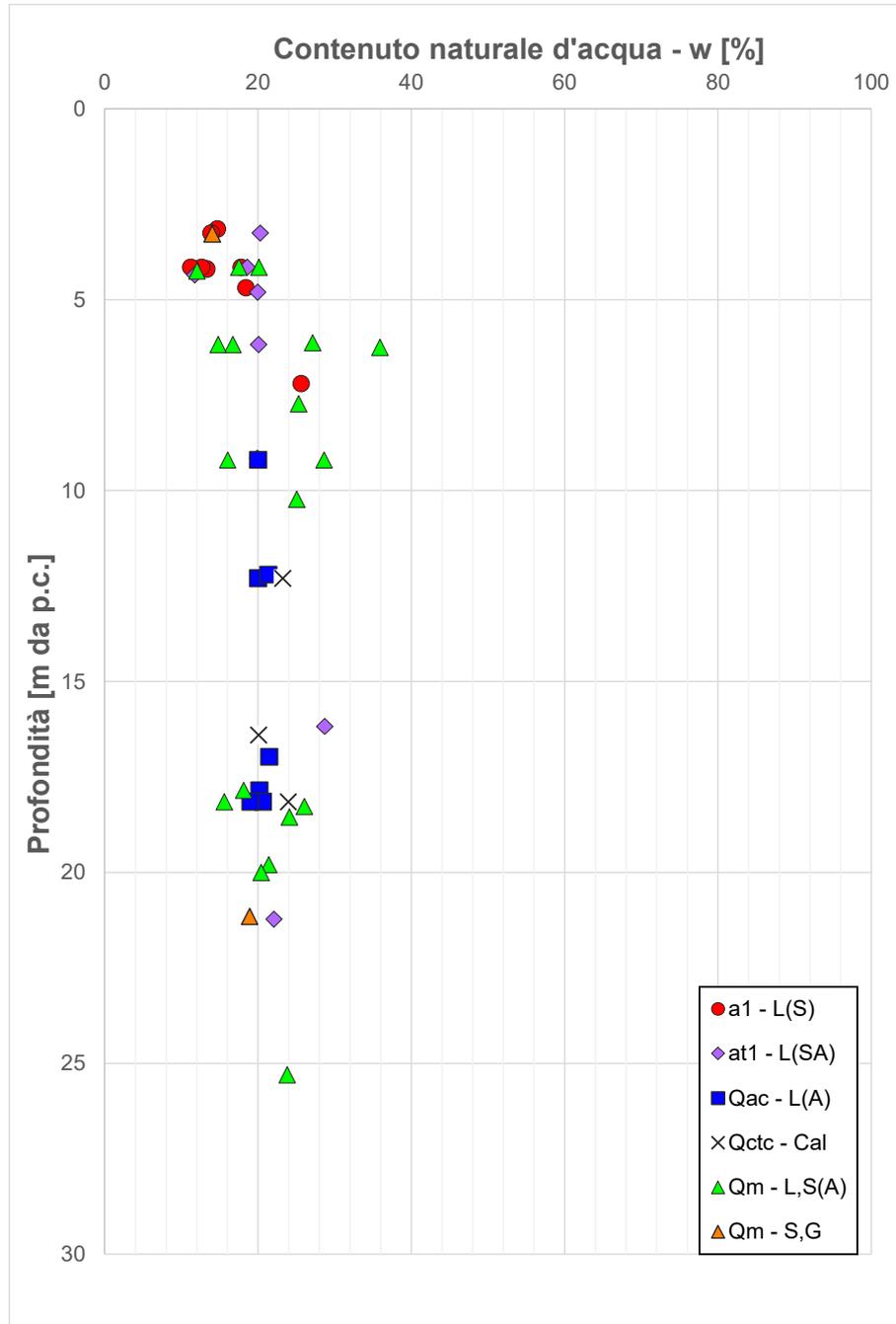


Figura 8-4 – Contenuto d'acqua naturale

Il contenuto naturale d'acqua nei campioni è compreso tra il 10 % e il 40%, con una forte prevalenza introno al 20%

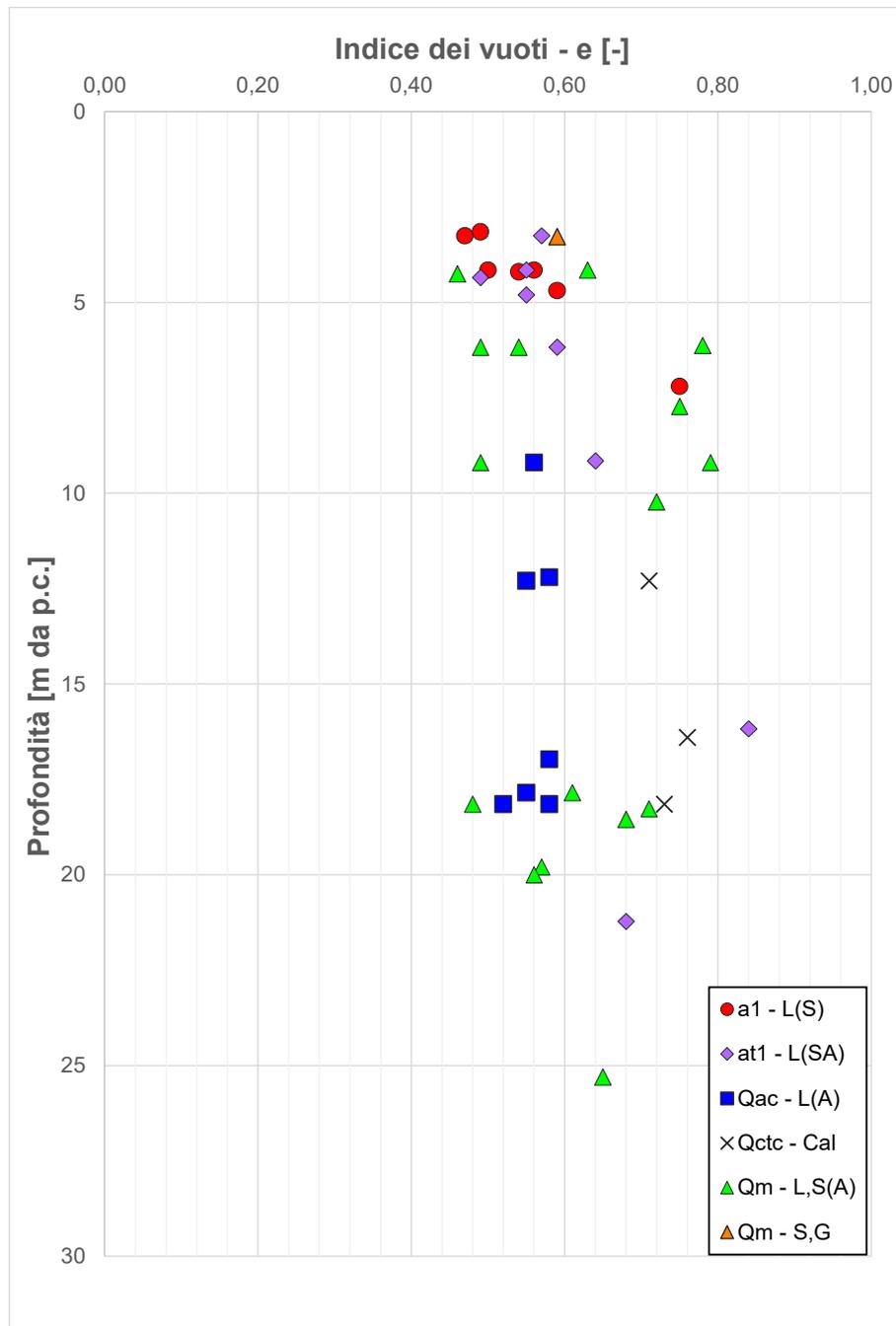


Figura 8-5 – Indice dei vuoti

L'indice dei vuoti è variabile tra 0,40 e 0.80.

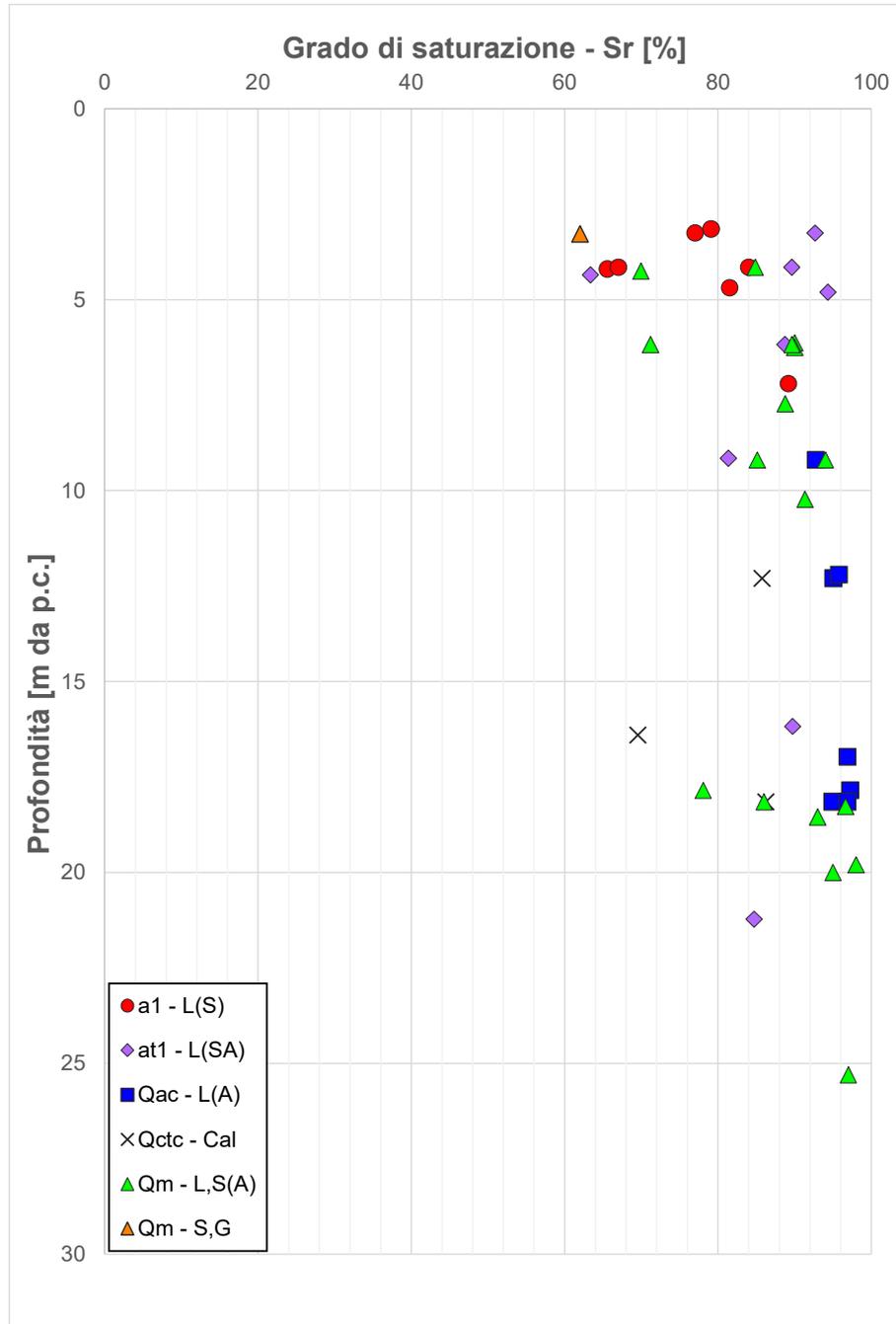
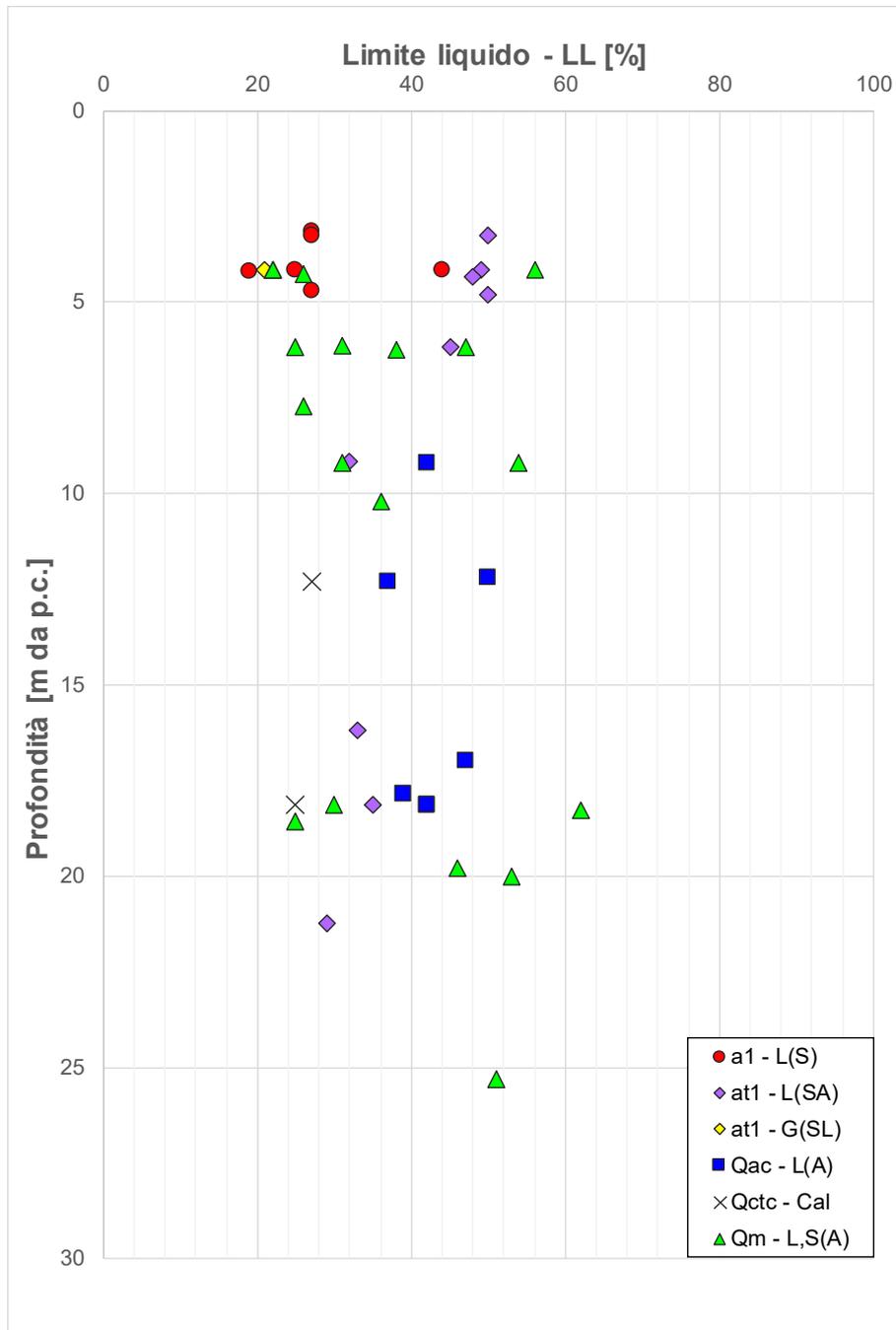


Figura 8-6 – Grado di saturazione

I valori di grado di saturazione rimangono nel range 60% e 95% nei primi 7 metri dal piano campagna, dopodiché si restringono in un campo che va da circa 80% a 95%.



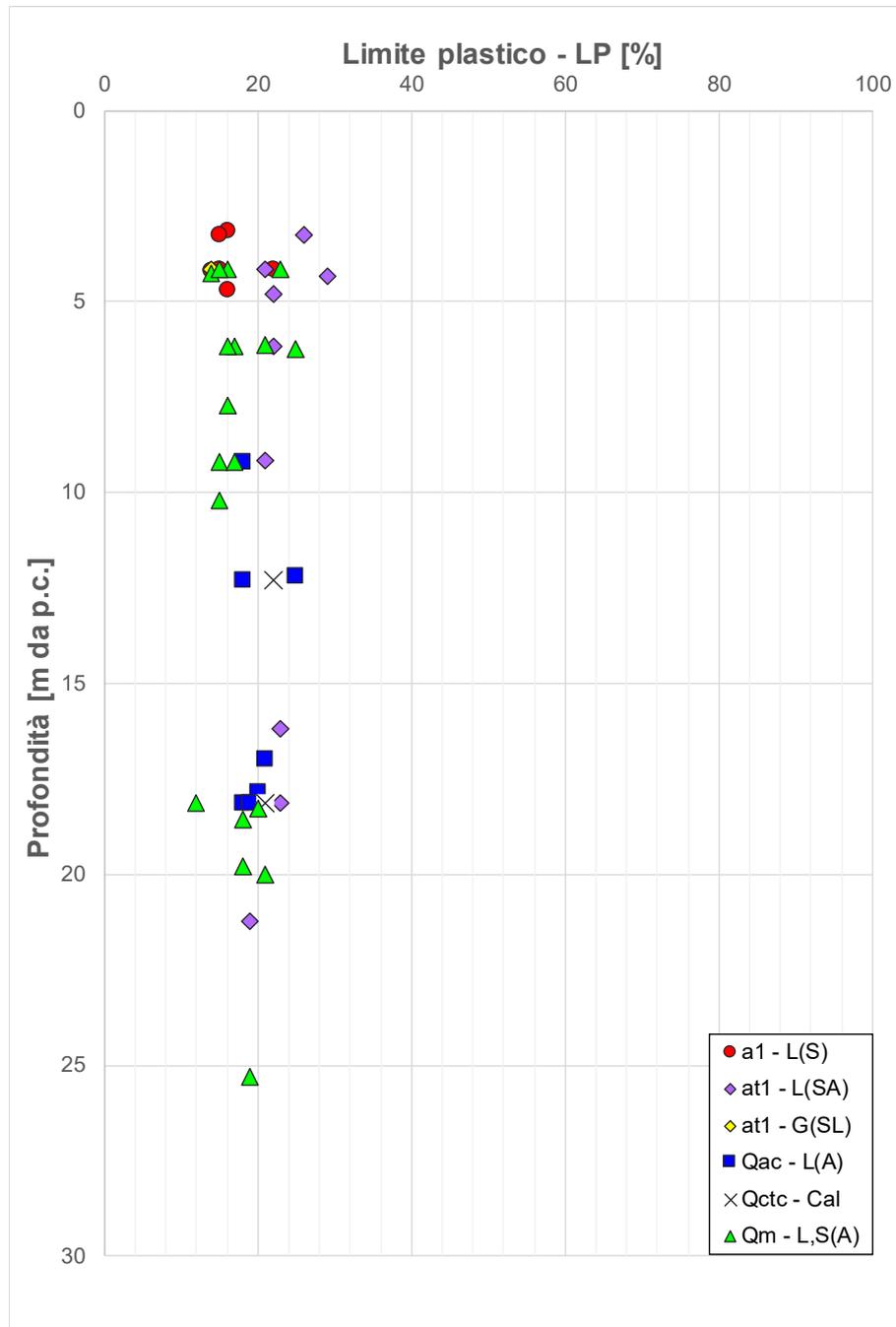


Figura 8-8 – Limite plastico

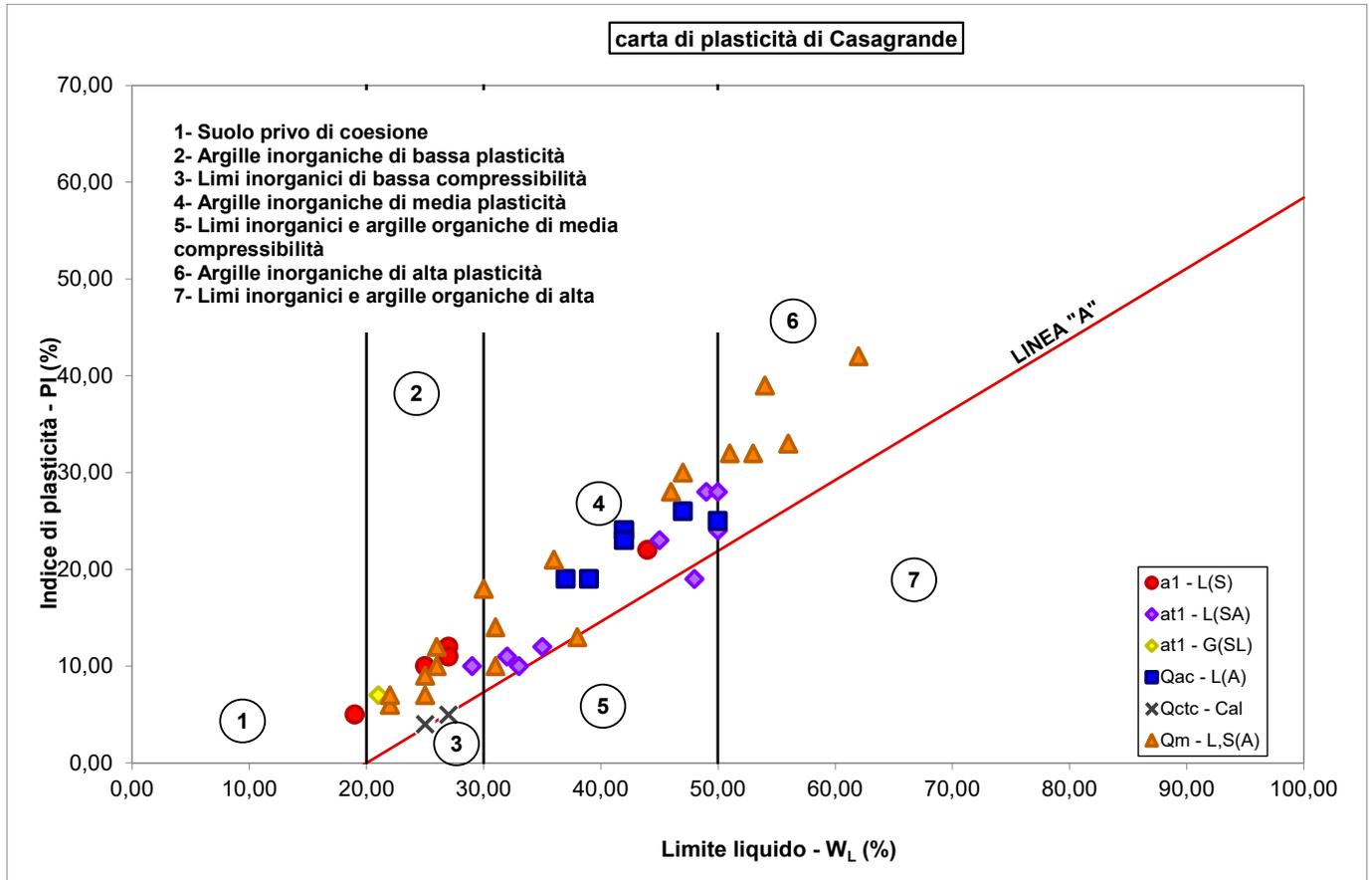


Figura 8-10 – Carta di plasticità

In linea generali, i campioni sottoposti a prove di consistenza, sono quasi tutti leggermente plastici e plastici in termini di indice di plasticità. Ciò è confermato anche dalla carta di plasticità di Casagrande, la quale mostra come i risultati siano al di sopra della linea "A", indicando così argille e limi di bassa e media plasticità e di bassa compressibilità. Per quando riguarda l'attività dei terreni coesivi, i risultati sono compresi nel campo dei normalmente attivi.

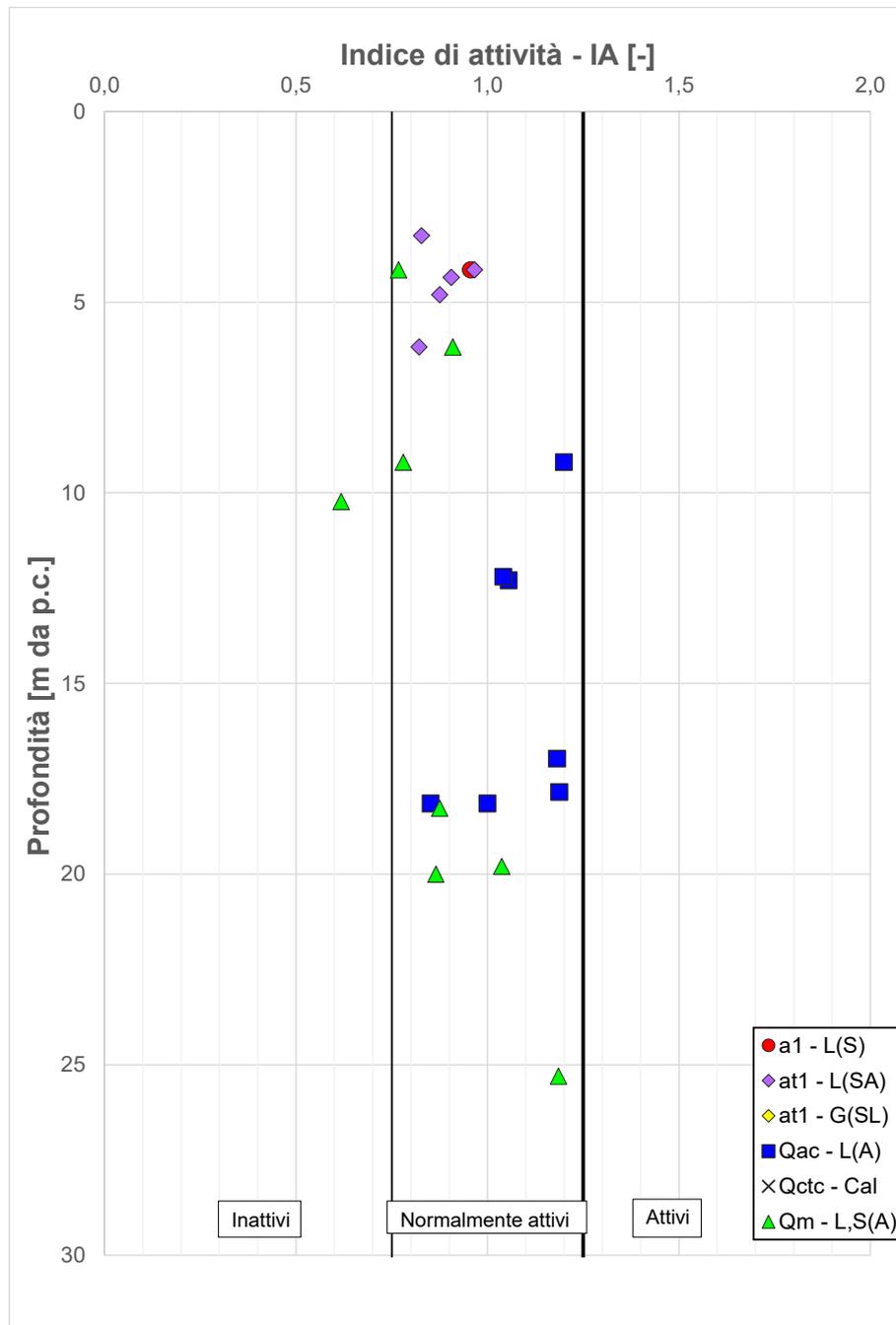


Figura 8-11 – Indice di attività

8.1.2 Caratteristiche di resistenza

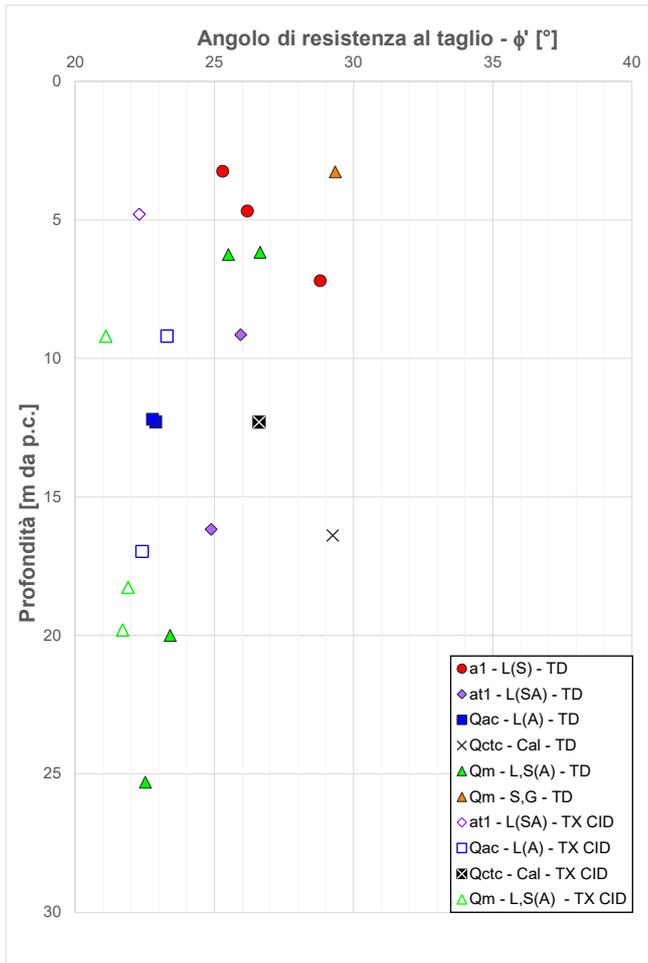


Figura 8-12 – Angolo di resistenza al taglio

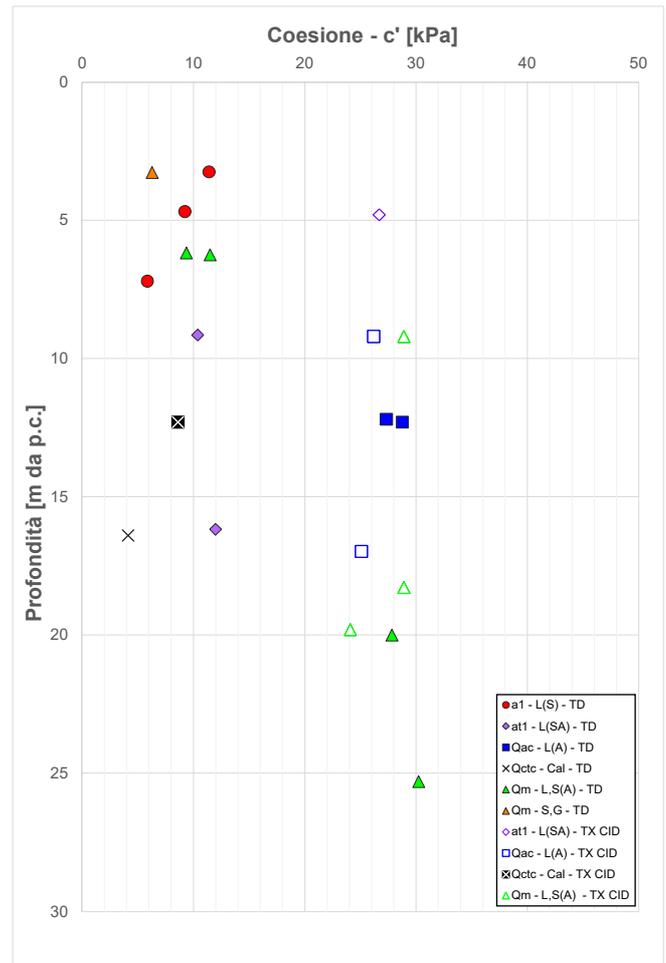


Figura 8-13 – Coesione

I valori di angolo di resistenza al taglio sono compresi tra 20° e 30°, mentre i valori di coesione per a1 – L(S), at1 – L(SA), Qm – S,G e Qctc – Cal .sono variabili tra 5 kPa e 12 kPa, mentre Qm – L,S(A) e Qac – L(A) hanno valori tra 22 k Pa e 30 kPa.

8.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei parametri ricavati dalle prove edometriche. Nello specifico si riportano i risultati delle sole prove effettuate su campioni.

Tabella 8-1: Tabella riassuntiva parametri di deformabilità da Prove Edometriche

CAMPIONE	Profondità	e_0	LL	e_L	σ'_{vo}	C_c	C_v	UNITA'
[-]	[m da pc]	[-]	[%]	[-]	[kPa]	[-]	[cm ² /s]	[-]
PFBC_S1 - CI2	6,125	0,78	31,00	0,80	112	0,16	2,83E-03	Qm - L,S(A)
PFBC_S2 - CI1	6,25	1,04	38,00	0,97	119	0,21	2,17E-03	Qm - L,S(A)
PFBC_S3 - CI1	6,175	0,49	47,00	1,21	117	0,27	4,03E-03	Qm - L,S(A)
PFBC_S3 - CI2	9,2	0,49	31,00	0,80	184	0,16	2,64E-03	Qm - L,S(A)
PFBC_S3 - CI3	18,275	0,71	62,00	1,60	292	0,37	1,60E-03	Qm - L,S(A)
PFBC_S5 - CI2	9,2	0,56	42,00	1,08	175	0,24	3,43E-03	Qac - L(A)
PFBC_S5 - CI3	12,3	0,55	37,00	0,95	234	0,20	2,50E-03	Qac - L(A)
PFBC_S7 - CI1	3,25	0,47	27,00	0,68	64	0,14	7,71E-03	a1 - L(S)
PFBC_S8 - CI1	16,175	0,85	33,00	0,85	249	0,18	2,05-03	at1 - L(SA)
PFBC_S9bis - CI1	6,175	0,59	45,00	1,15	117	0,26	4,38E-03	at1 - L(SA)
PFBC_S10 - CI1	3,25	0,57	50,00	1,29	62	0,29	1,32E-02	at1 - L(SA)

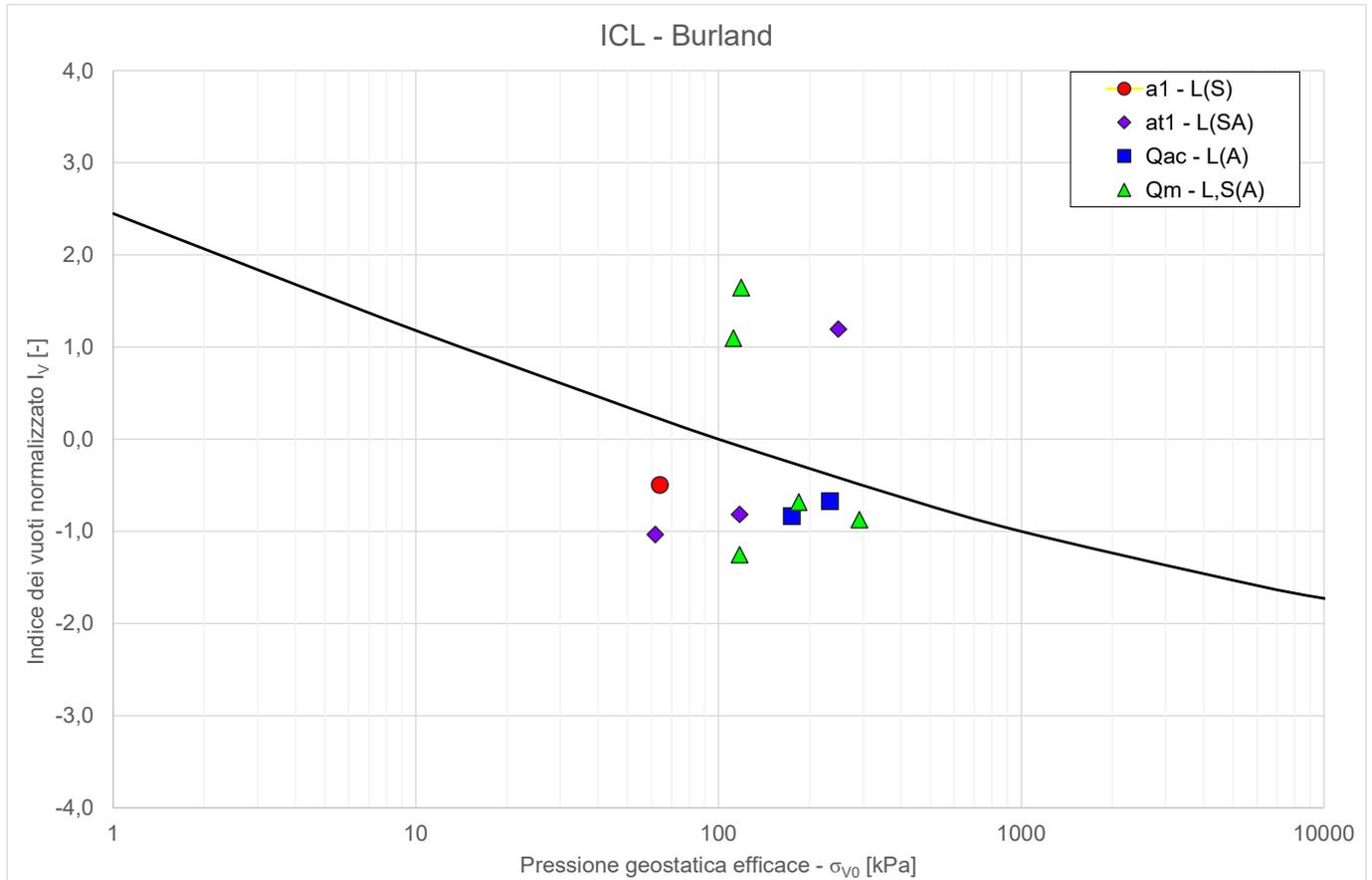


Figura 8-14 – Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato in accordo a Burland (1990)

La distribuzione dei punti nel diagramma di Burland evidenzia una generale condizione di sovraconsolidazione identificata dalla maggior parte dei punti al di sotto della curva di compressibilità intrinseca (solo tre punti ricadono al di sopra della citata curva, ma si ritiene tale condizione di scarsa rappresentatività)

8.2 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Nel seguito sono presentati i risultati delle principali prove condotte in sito e la loro interpretazione. Nei grafici viene indicata la suddivisione per unità geotecnica individuata sulla base della descrizione stratigrafica.

In particolare:

- Risultati prove CPT in termini di resistenza alla punta;
- Velocità delle onde di taglio V_s derivante da correlazione con prove CPT;
- Classificazione del materiale da q_c misurate da CPT secondo Robertson 2010;
- Risultati prove SPT (N_{SPT}) divise per tratta;
- Velocità delle onde S da N_{SPT} (Ohta e Goto, 1978);
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da q_c misurate da CPT;
- Modulo di elasticità tangenziale iniziale G_0 da V_s (ottenute da N_{SPT} e da MASW);
- Modulo elastico iniziale E_0 ;
- Coesione non drenata da CPT;
- Coesione non drenata da N_{SPT} ;
- Densità relativa da CPT;
- Angolo di resistenza al taglio da CPT (calcolato da D_r da CPT solo per sabbie in accordo a Bolton).

8.2.1 Resistenza alla punta da prove CPT

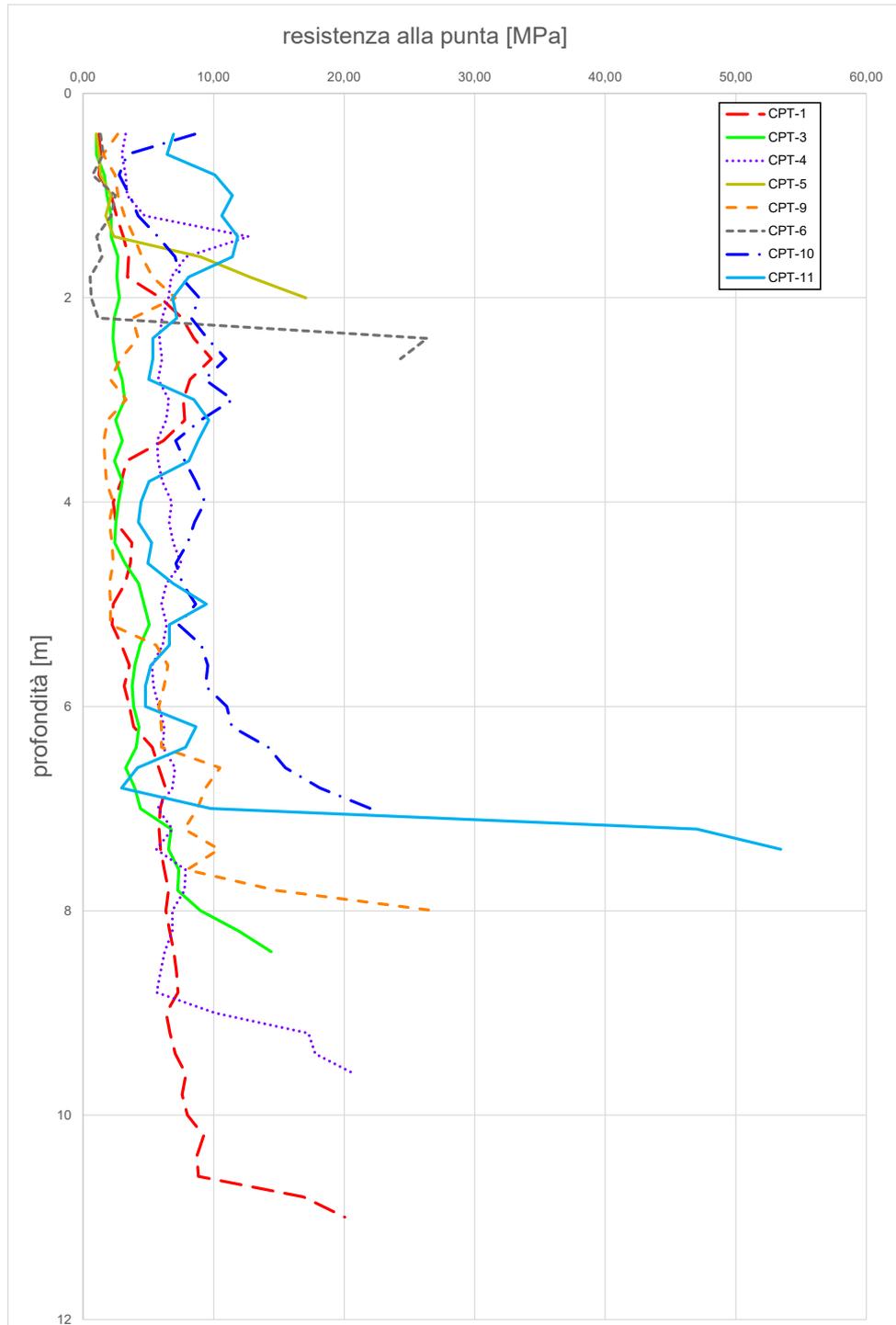


Figura 8-15 – q_c da CPT

8.2.2 Velocità delle onde di taglio da prova CPT

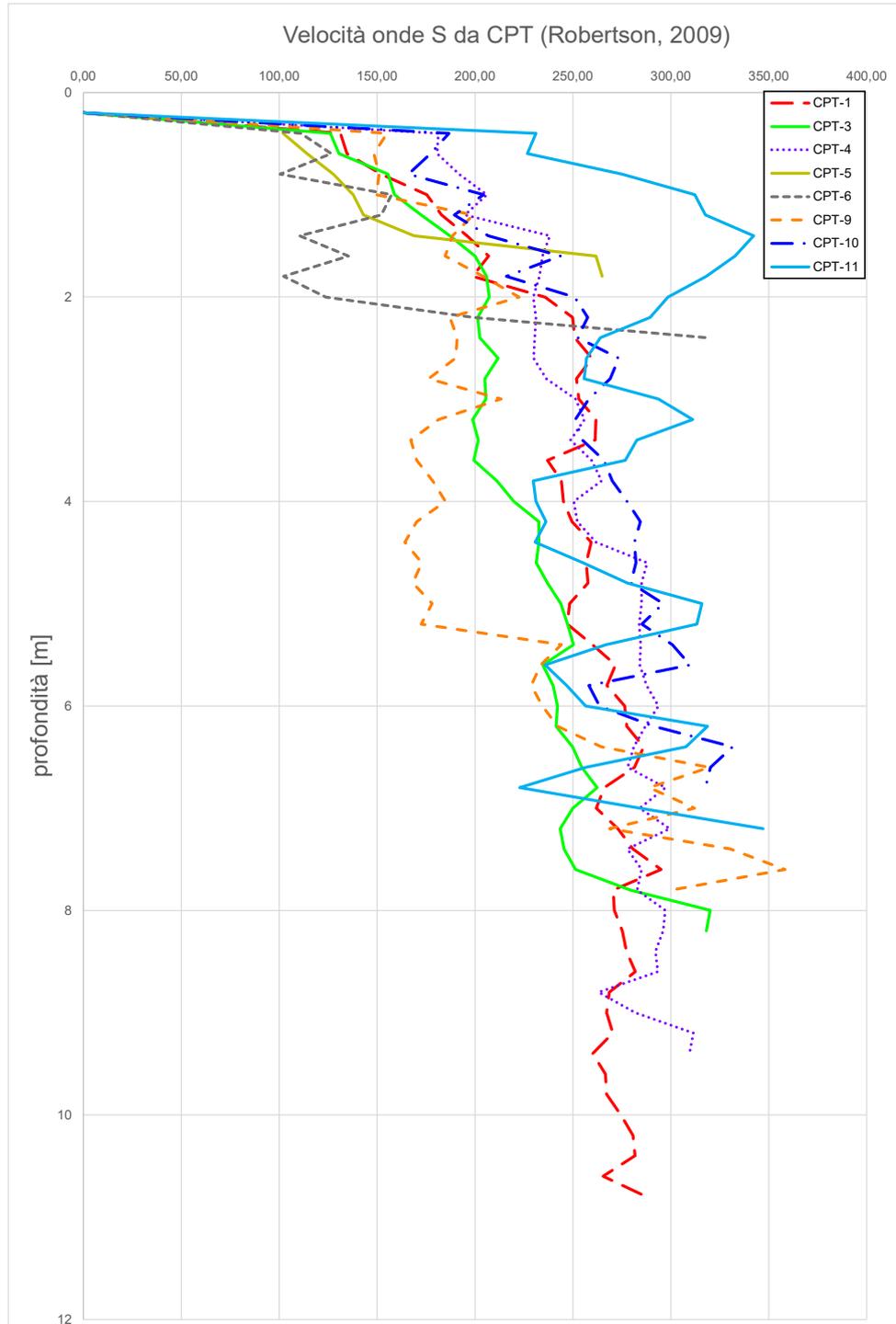


Figura 8-16 – Vs da CPT

8.2.3 Individuazione del tipo di terreno da CPT

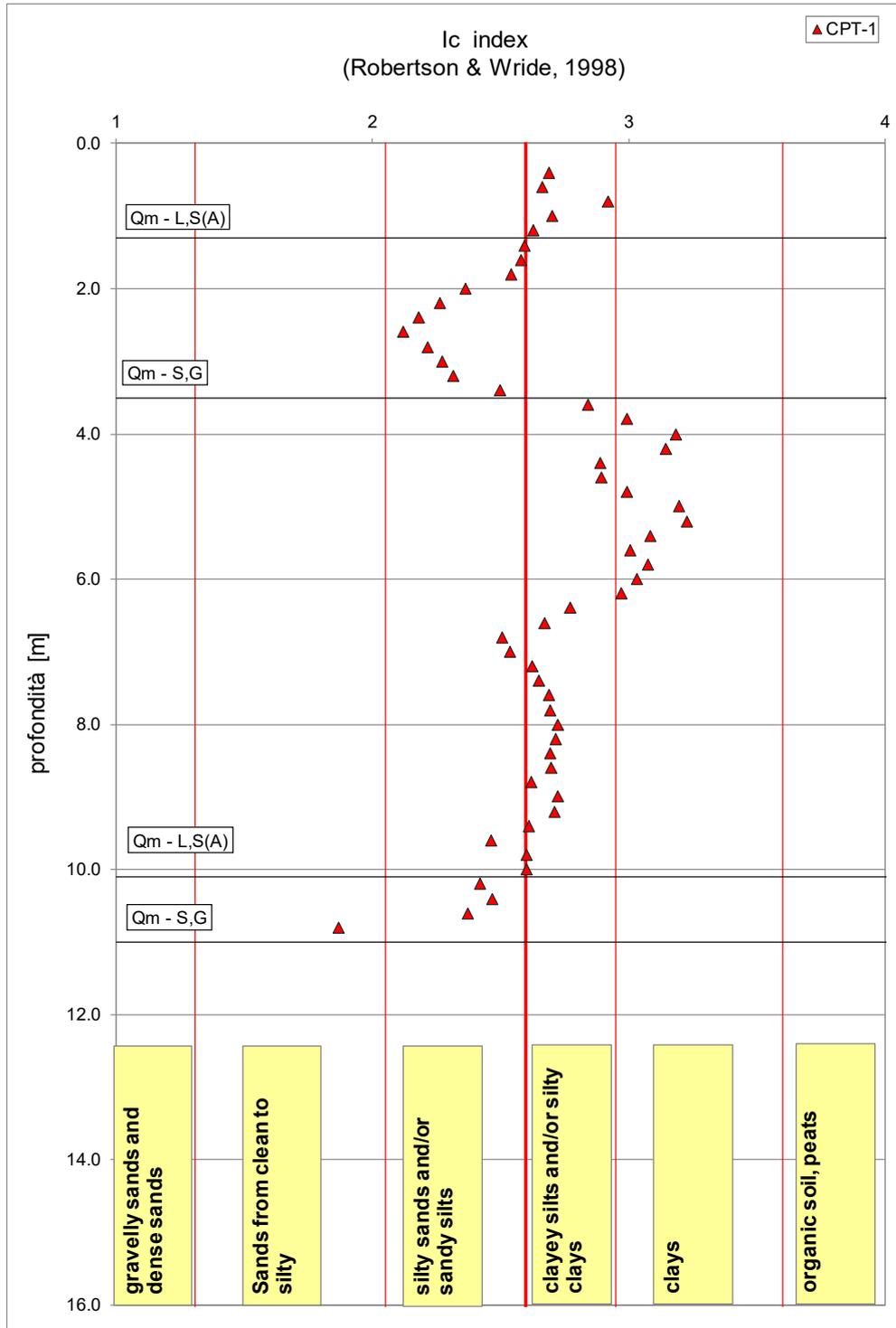


Figura 8-17 – Classificazione da CPT-1

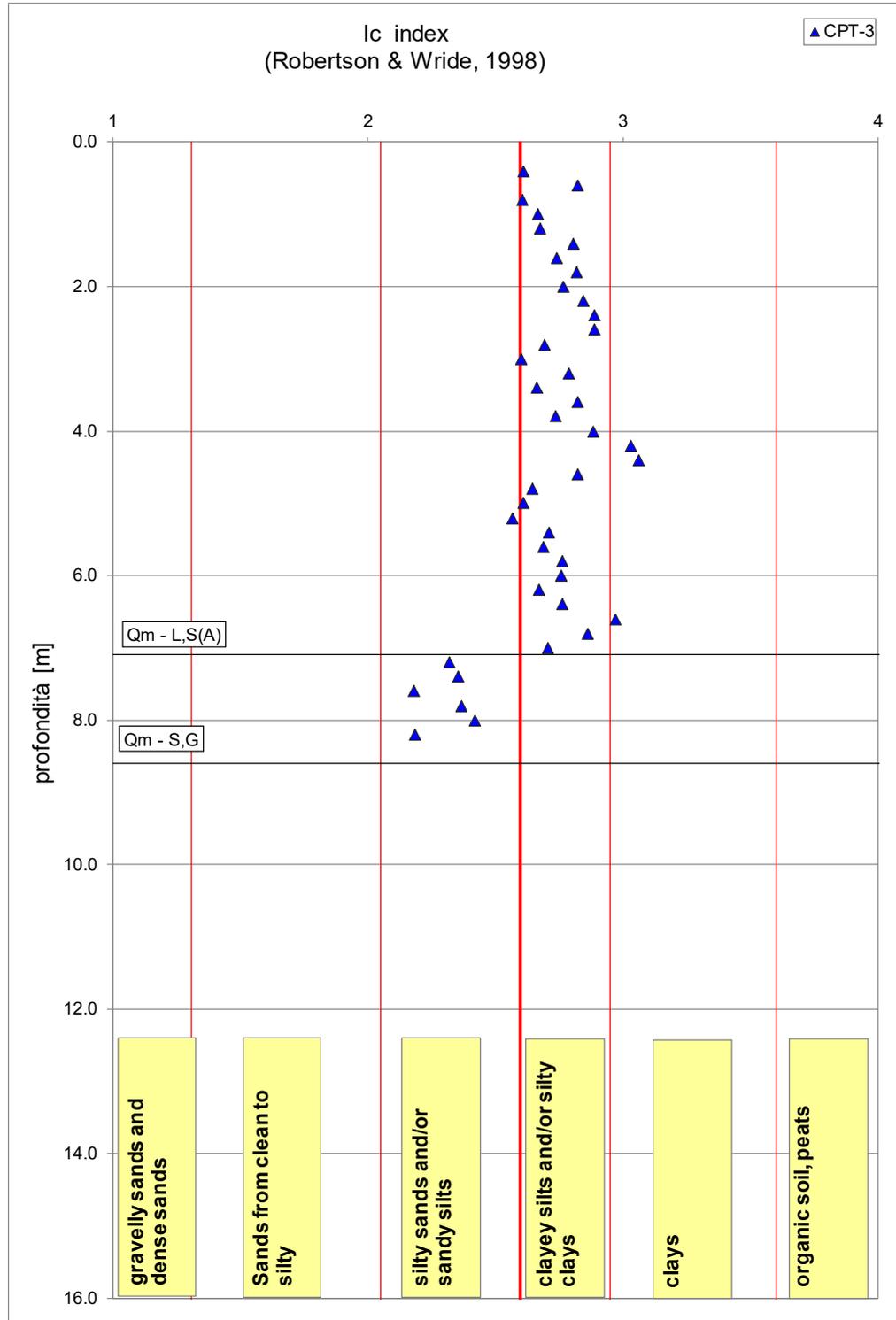


Figura 8-18 – Classificazione da CPT-3

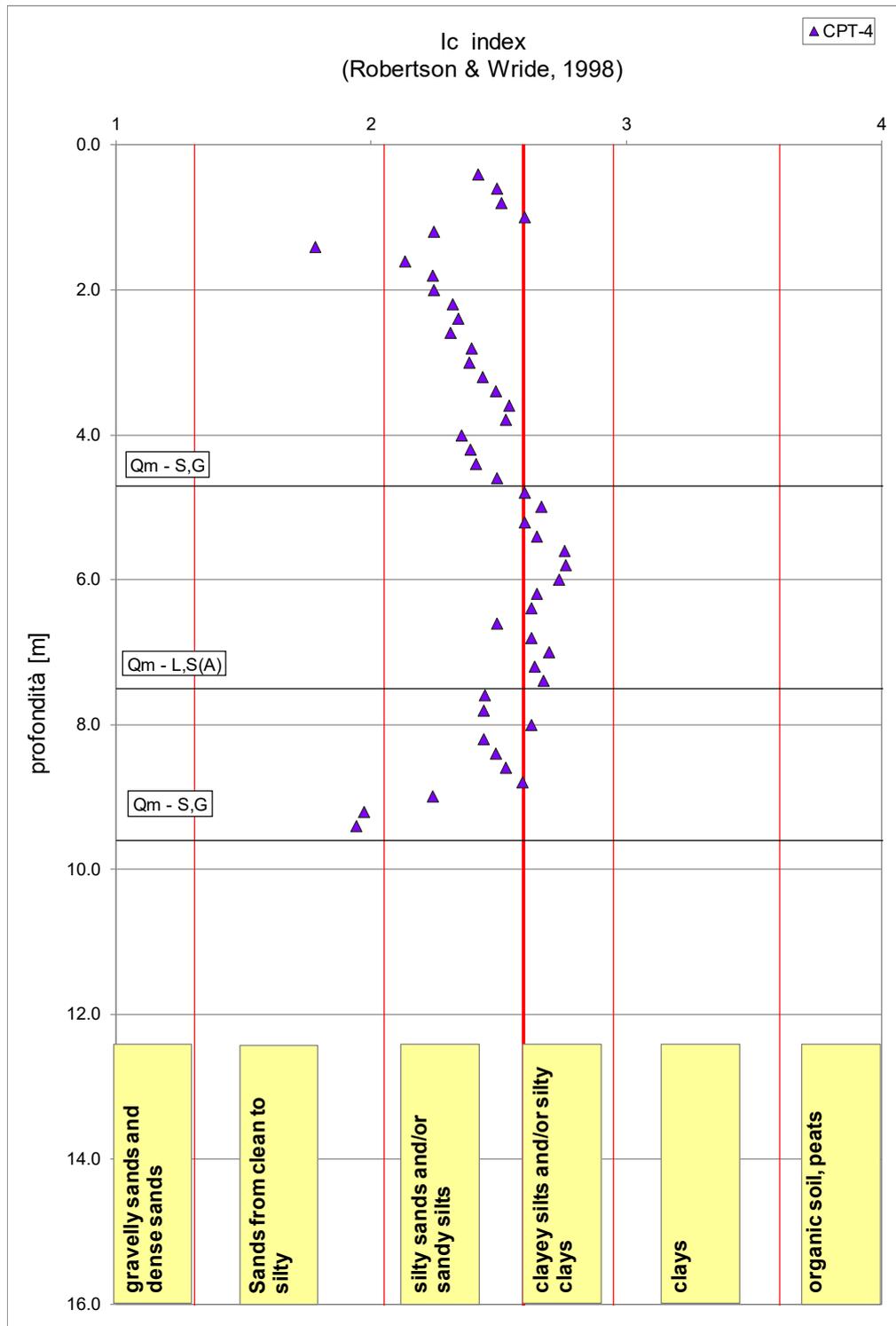


Figura 8-19 – Classificazione da CPT-4

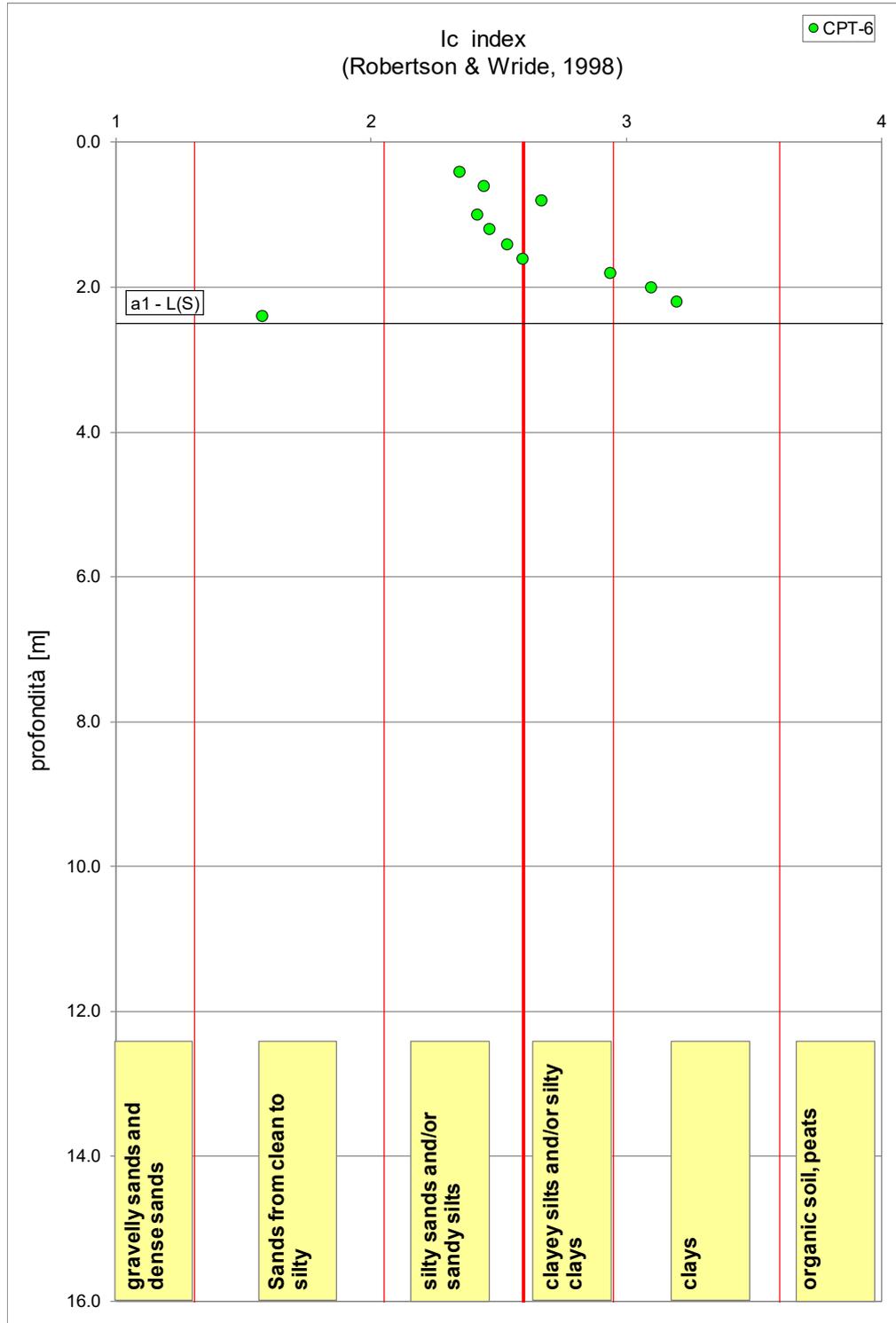


Figura 8-21 – Classificazione da CPT-6

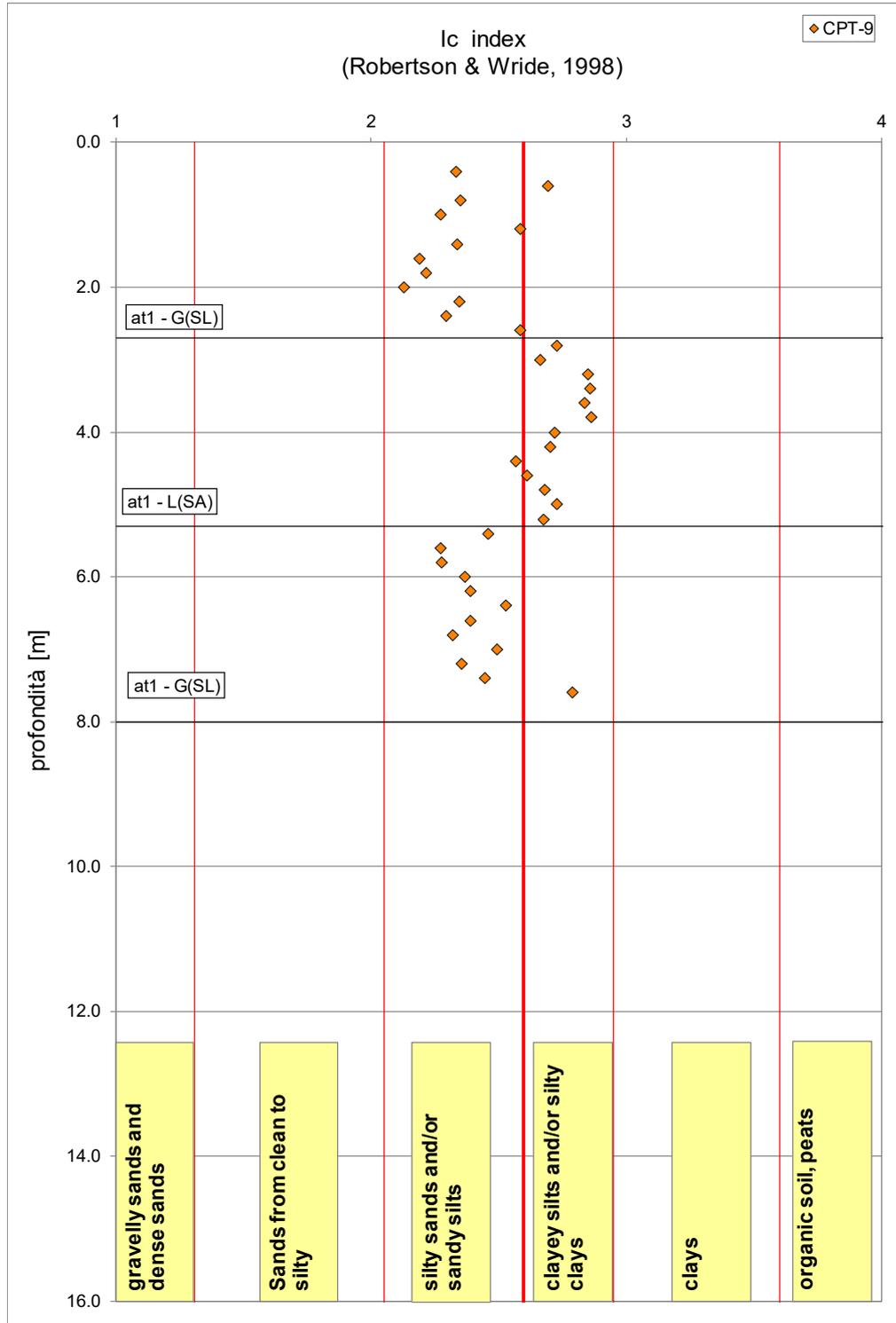


Figura 8-22 – Classificazione da CPT-9

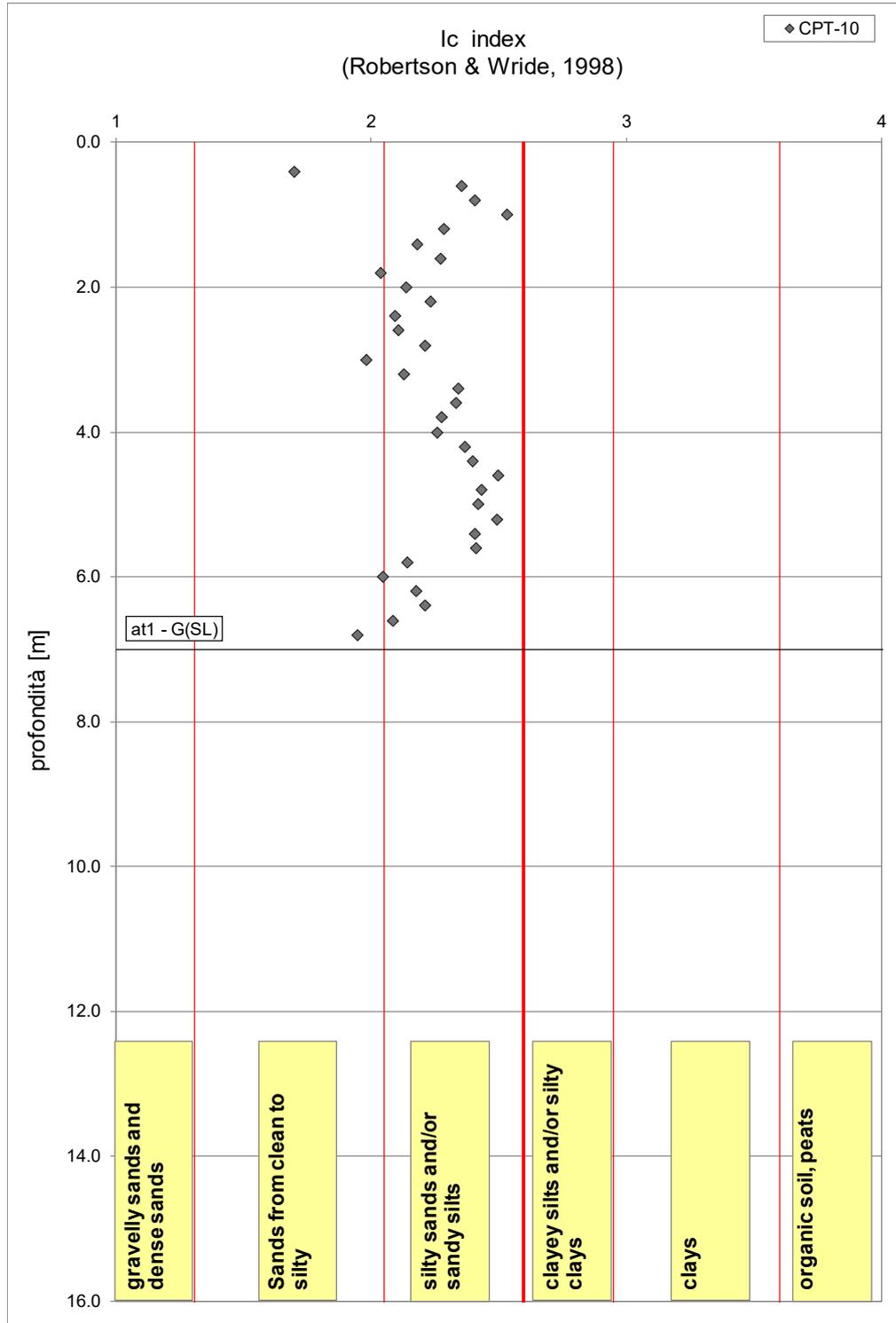


Figura 8-23 – Classificazione da CPT-10

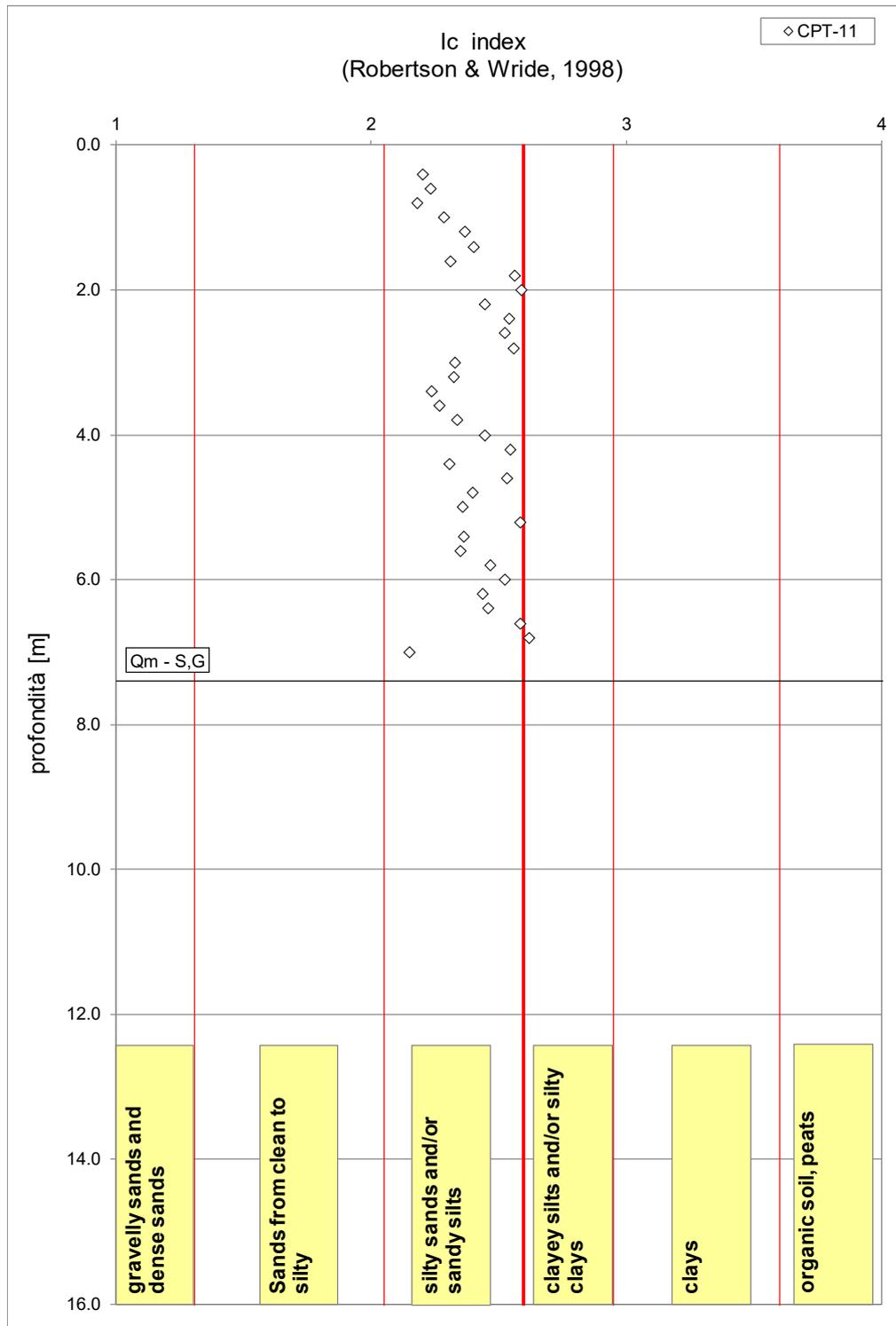


Figura 8-24 – Classificazione da CPT-11

8.2.4 Numero di colpi N_{SPT}

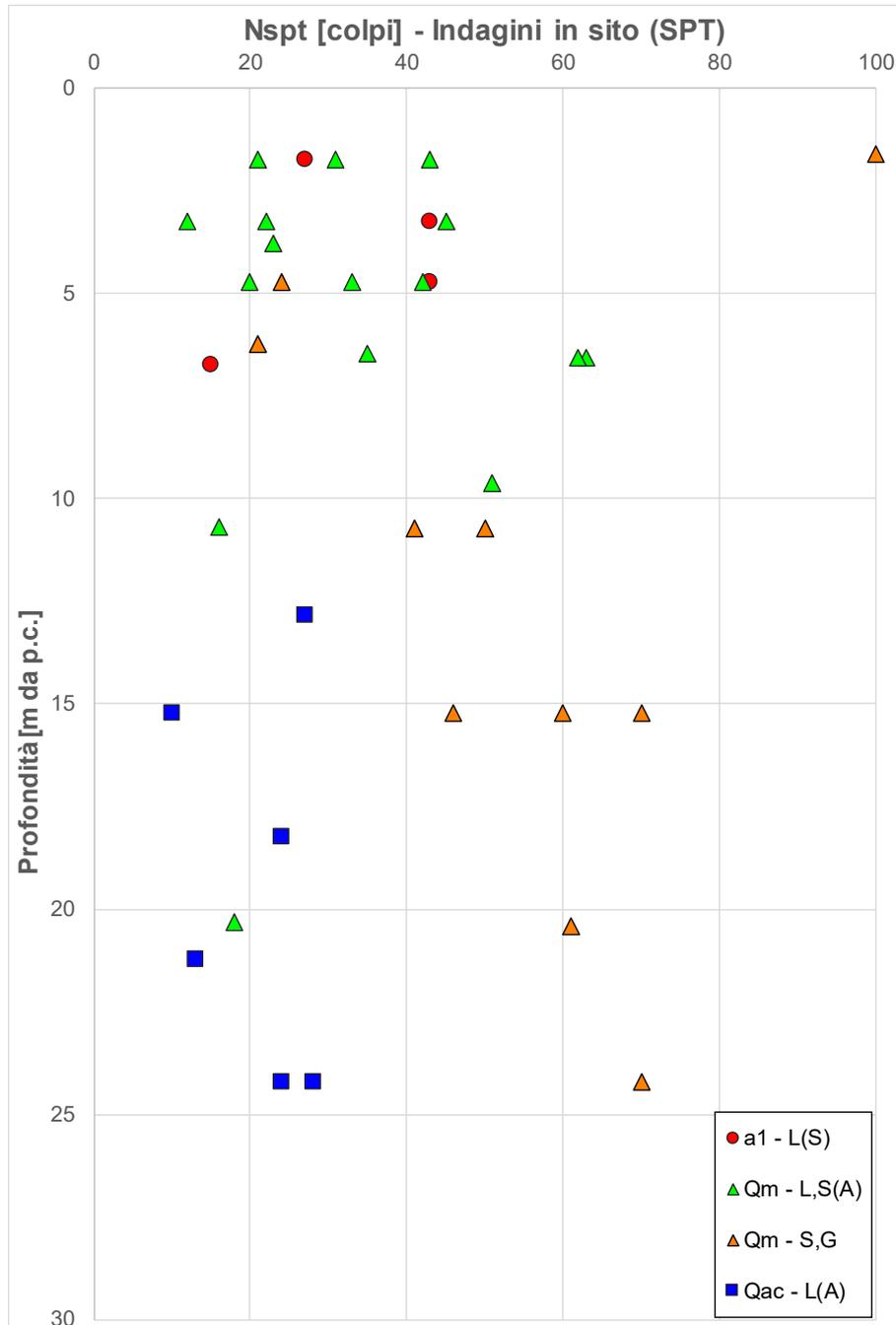


Figura 8-25 – N_{SPT} da pk 0+000 a pk 14+300

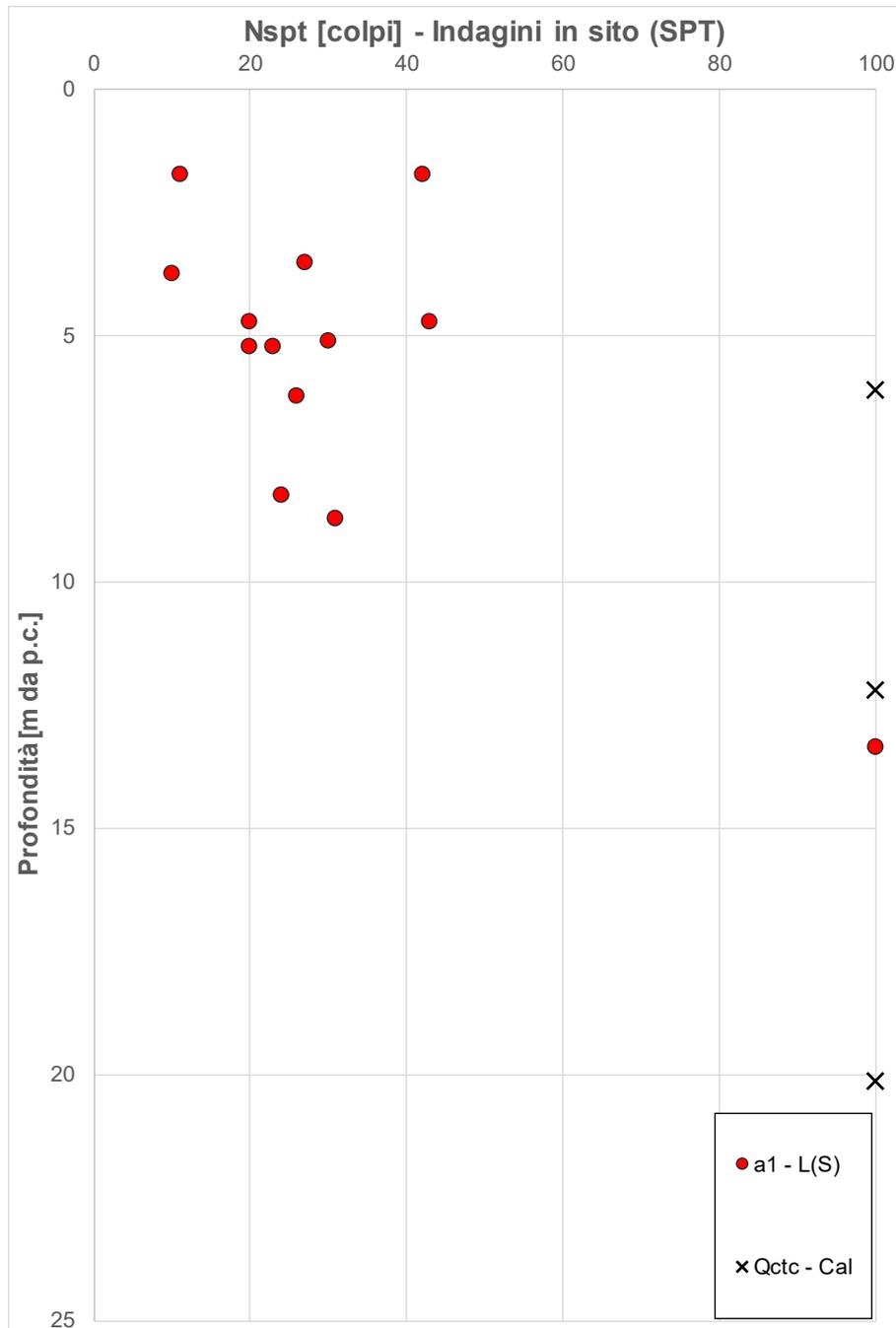


Figura 8-26 – N_{SPT} pk 14+300 a pk 17+800

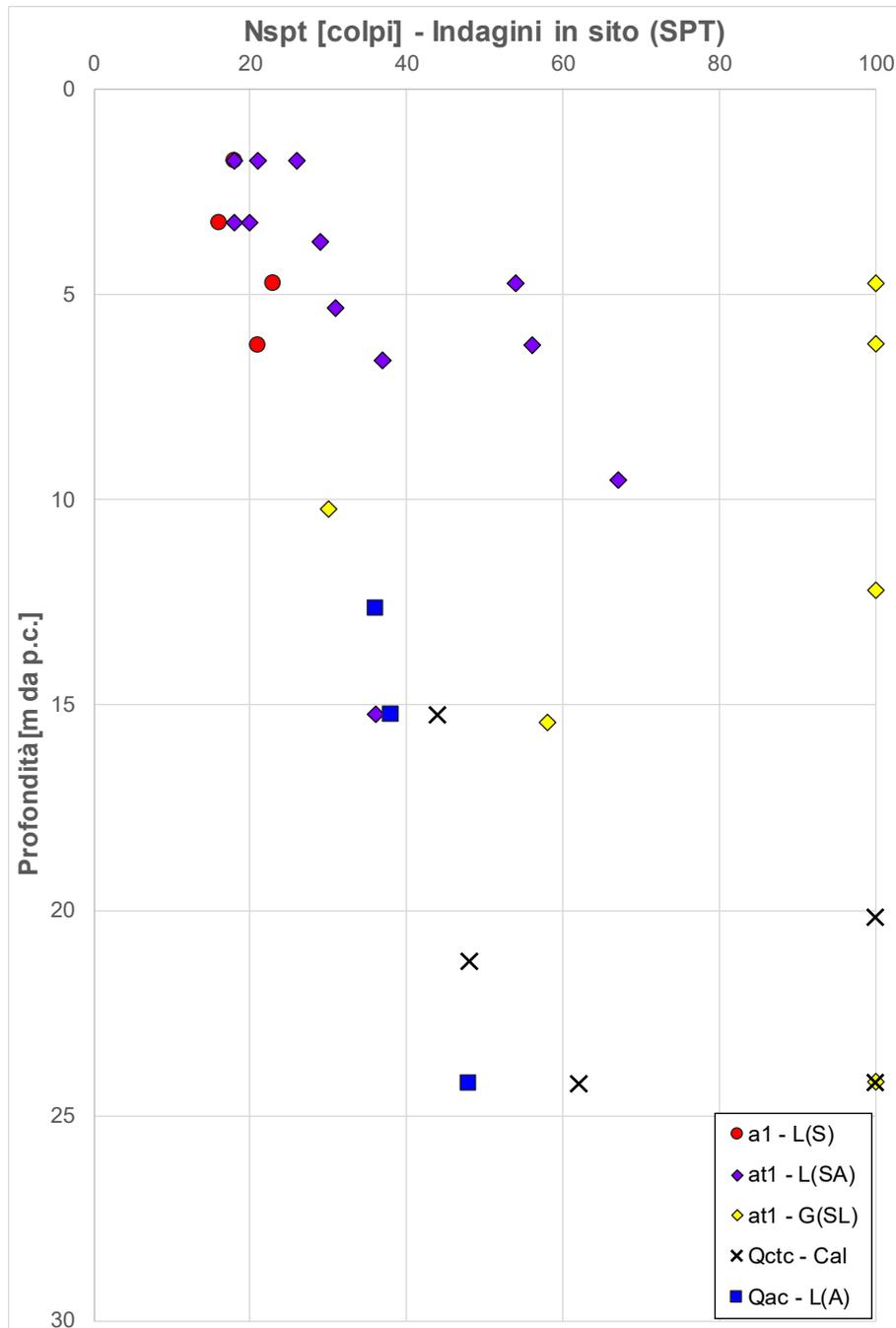


Figura 8-27 – N_{SPT} pk 17+800 a fine tracciato

8.2.5 Caratteristiche di deformabilità

8.2.5.1 Moduli di elasticità tangenziale iniziale G_0 da prove CPT

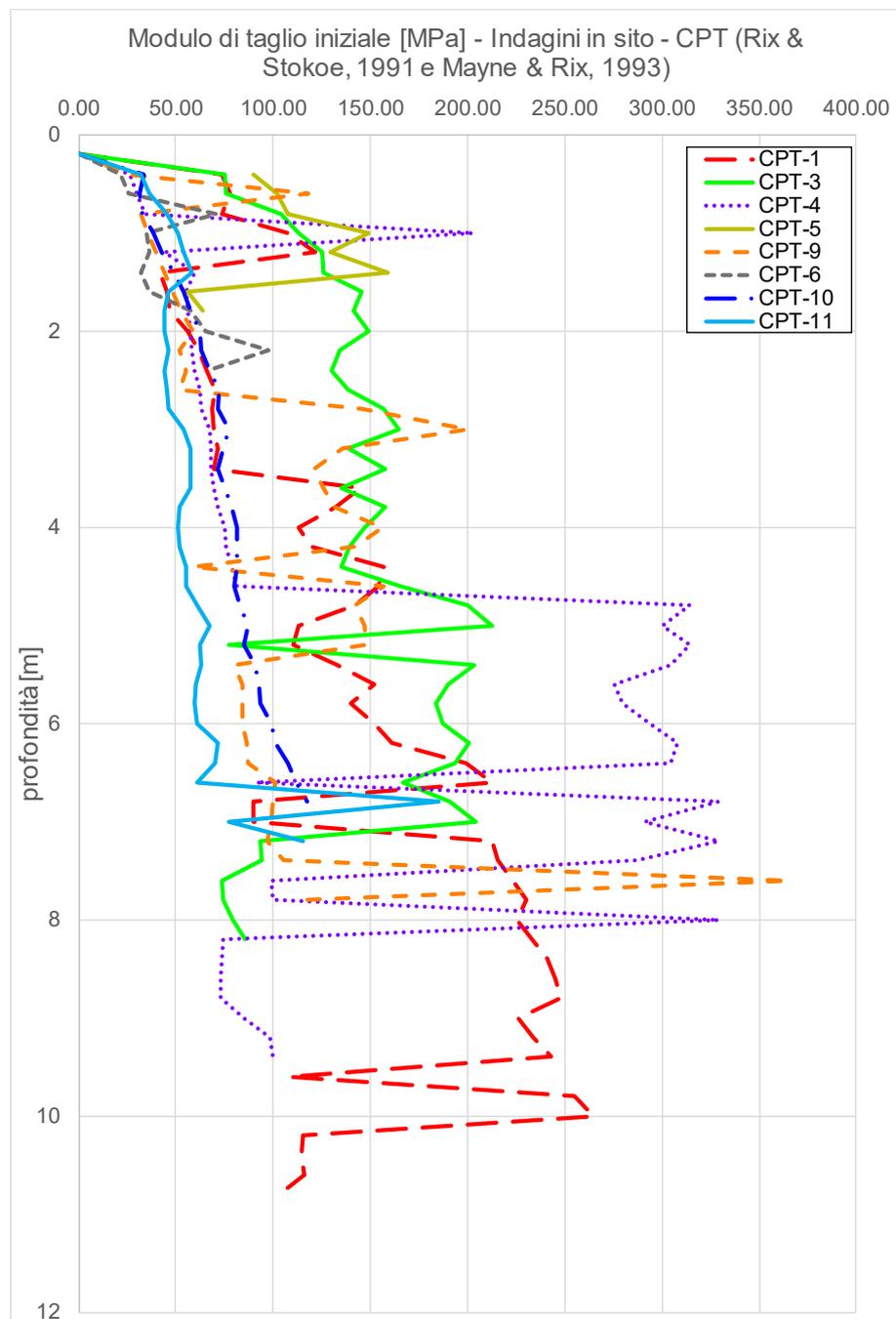


Figura 8-28 – G_0 da elaborazione q_c da prova CPT

8.2.5.2 Velocità delle onde S da N_{SPT} (Ohta e Goto, 1978)

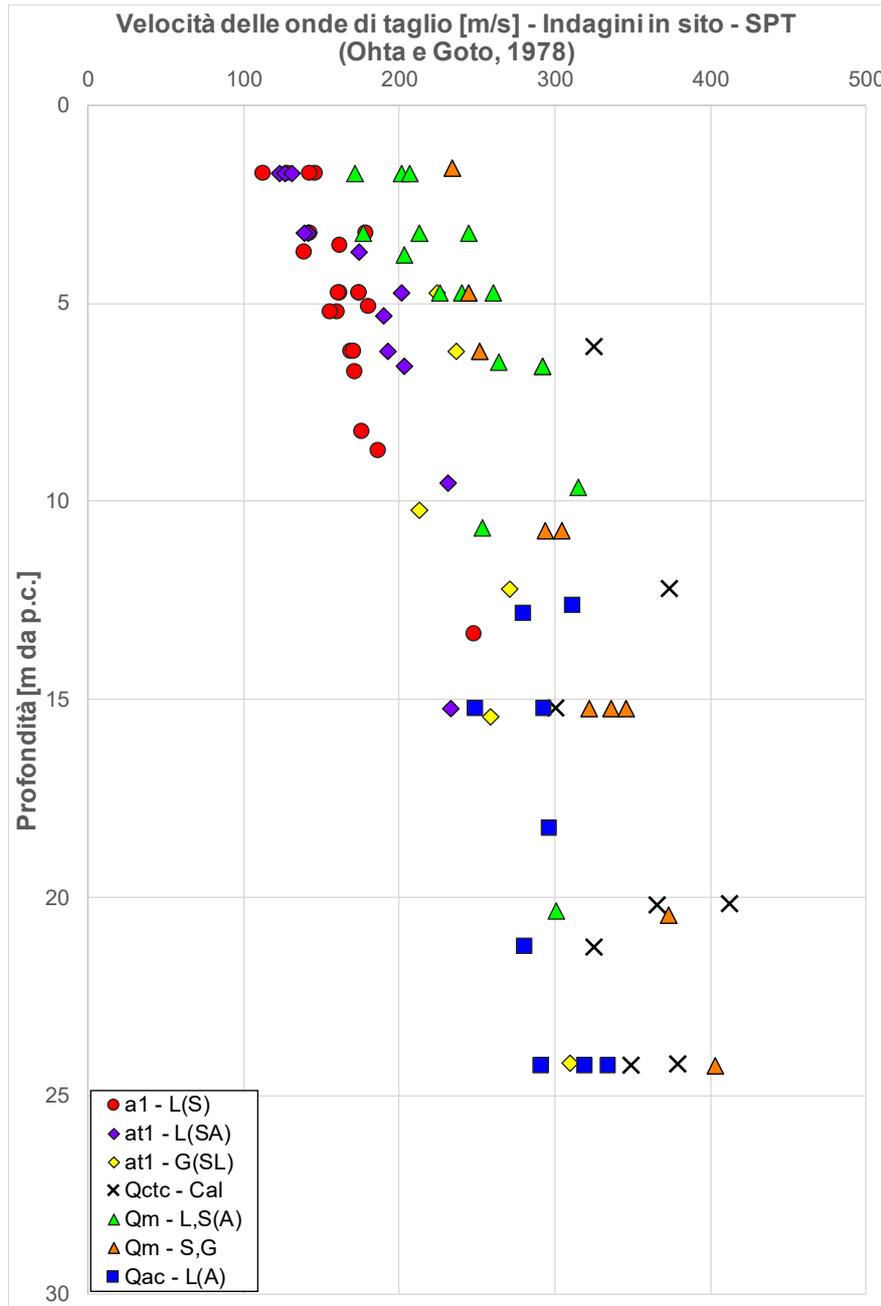


Figura 8-29 – Vs da elaborazione N_{SPT}

8.2.5.3 Moduli di taglio iniziale G_0 da N_{SPT}

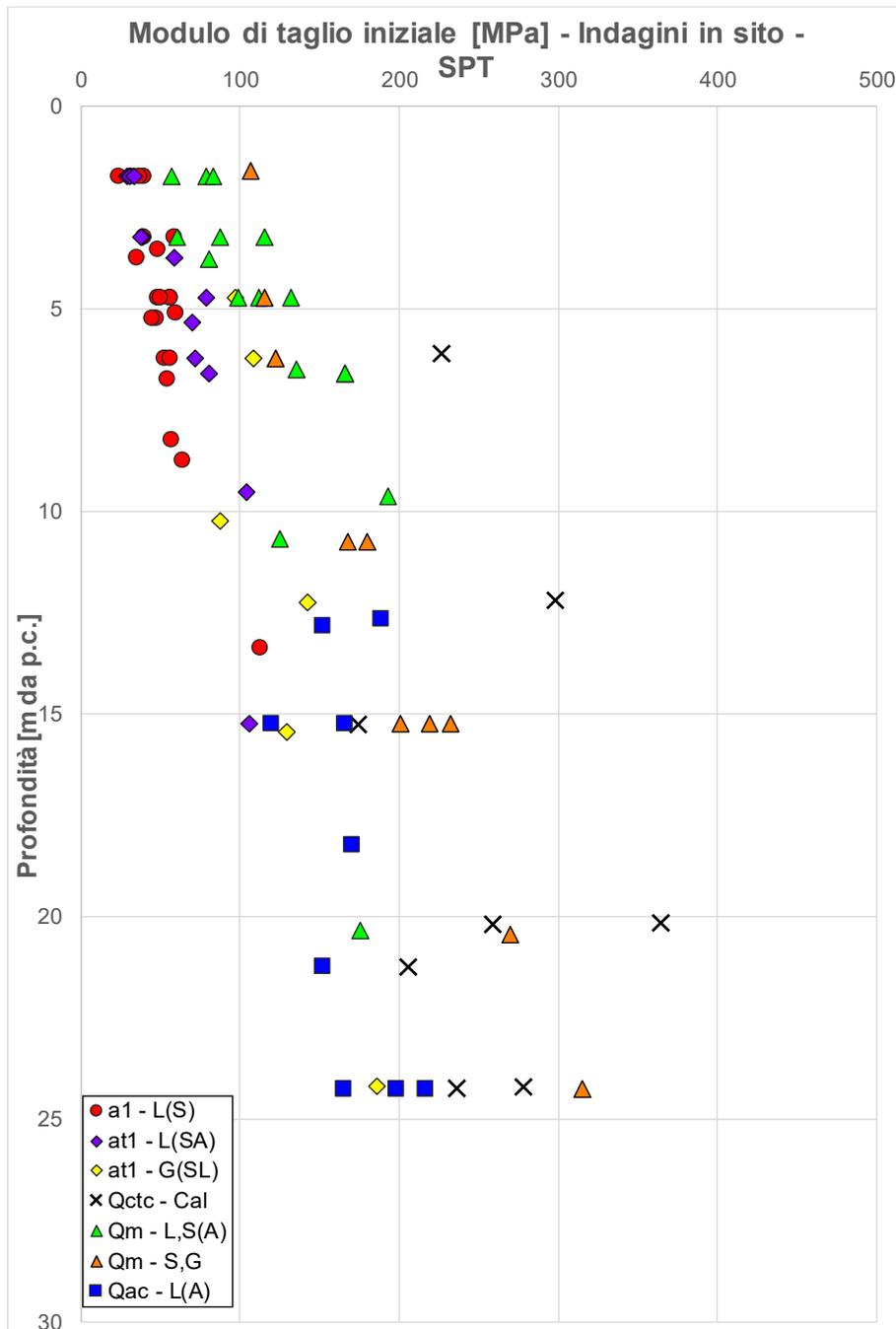


Figura 8-30 – G_0 da elaborazione NSPT e MASW

8.2.5.4 Moduli di elasticità tangenziale iniziale E_0 da N_{SPT}

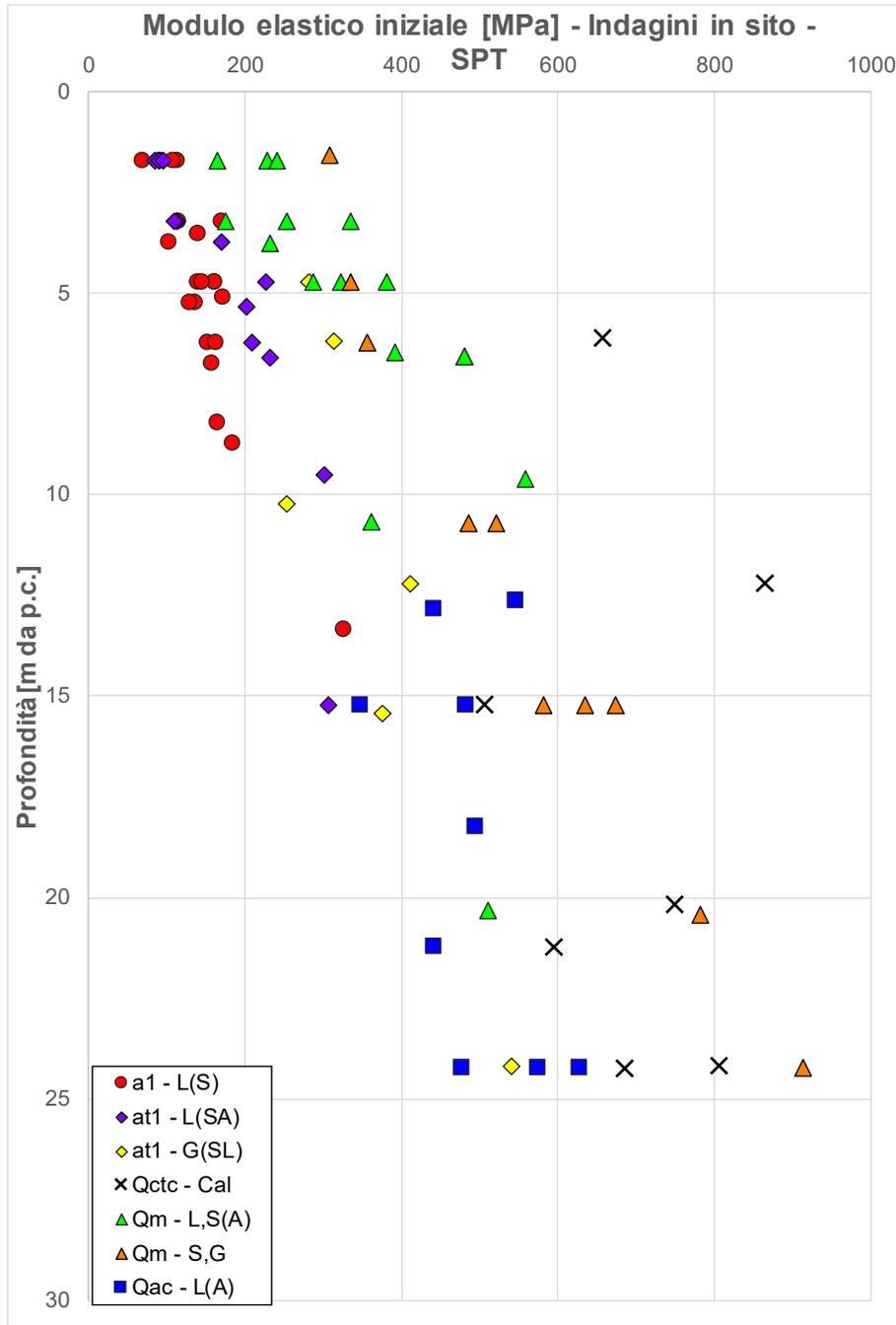


Figura 8-31 – E_0 da elaborazione N_{SPT} e MASW

8.2.6 Caratteristiche di resistenza

8.2.6.1 Terreni coesivi: coesione non drenata da prove CPT

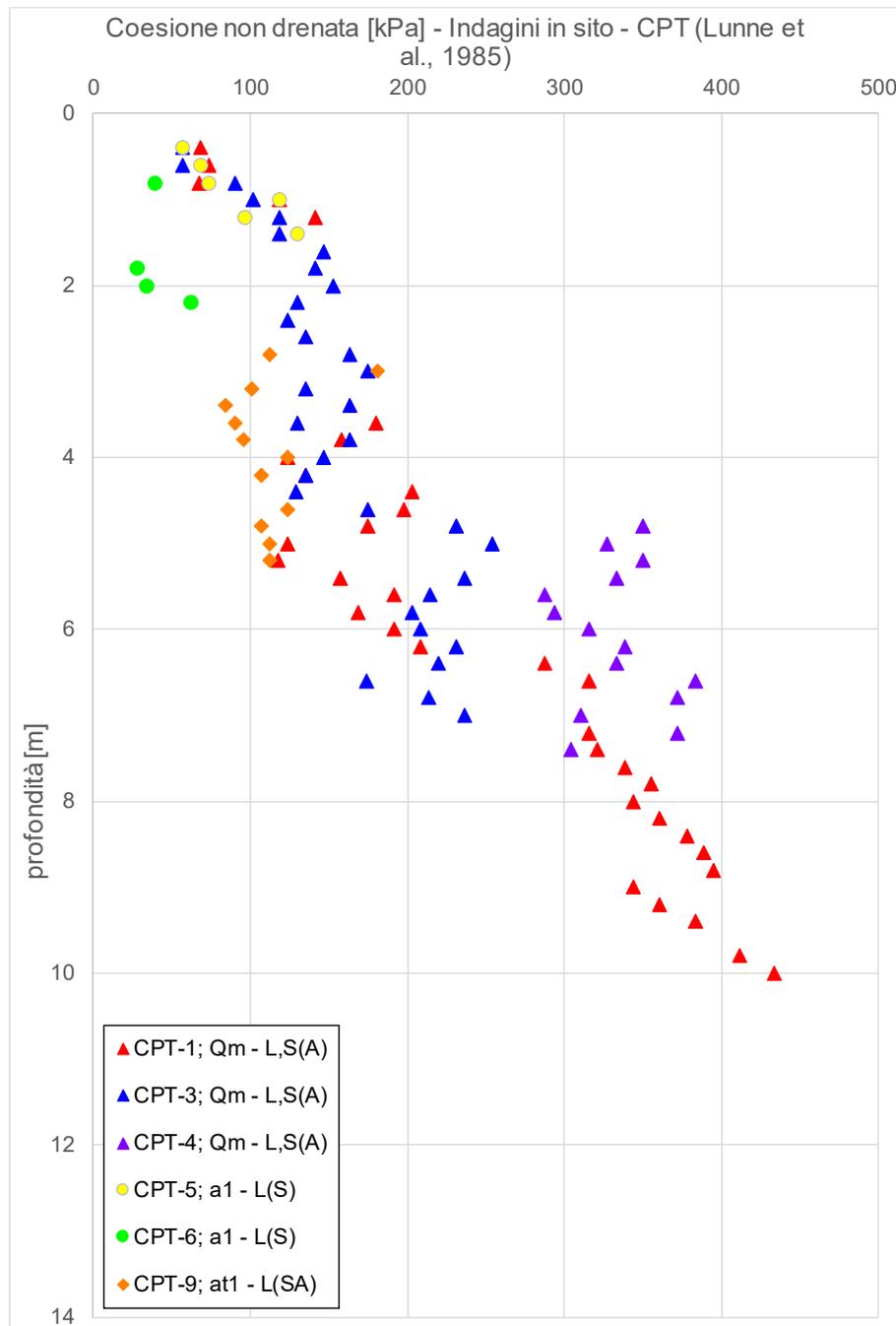


Figura 8-32 – Coesione non drenata da prova CPT (per valori di $I_c > 2.6$)

8.2.6.2 Terreni coesivi: coesione non drenata da prove NSPT

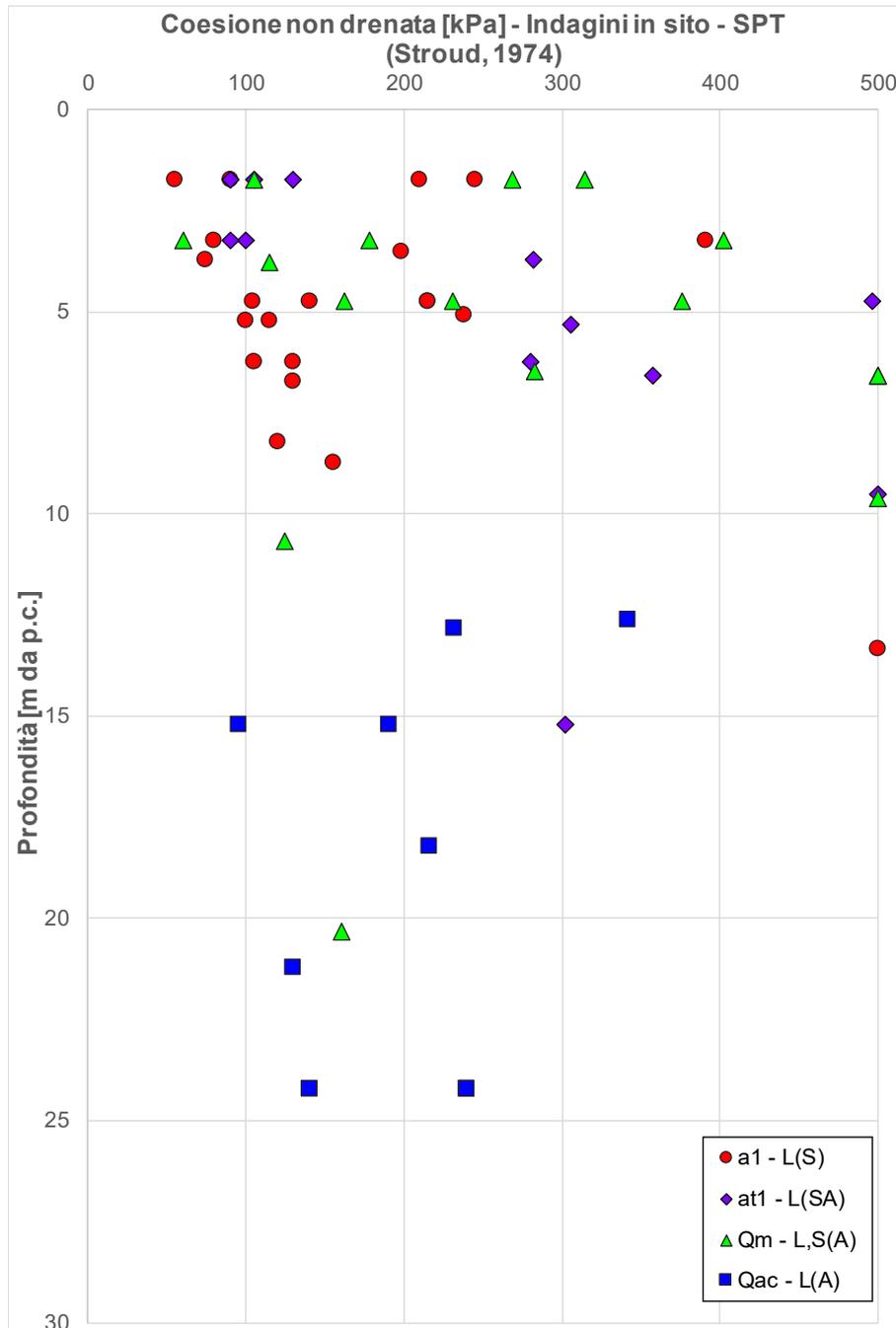


Figura 8-33 – Coesione non drenata da prove N_{SPT}

8.2.6.3 Terreni incoerenti: densità relativa da prove CPT

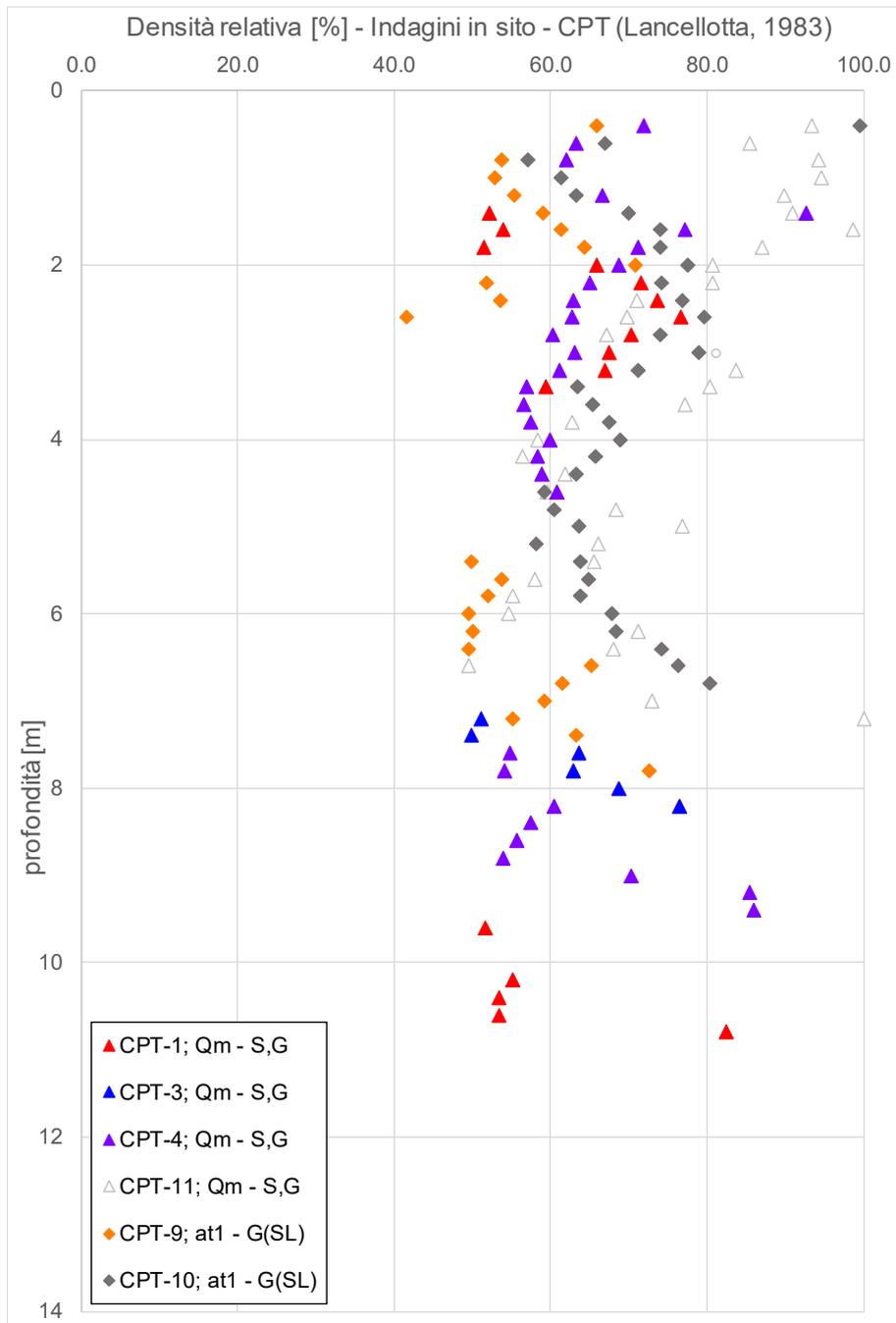


Figura 8-34 – Densità relativa da prove CPT (per valori di $I_c < 2.6$)

8.2.6.4 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con Dr da prove CPT

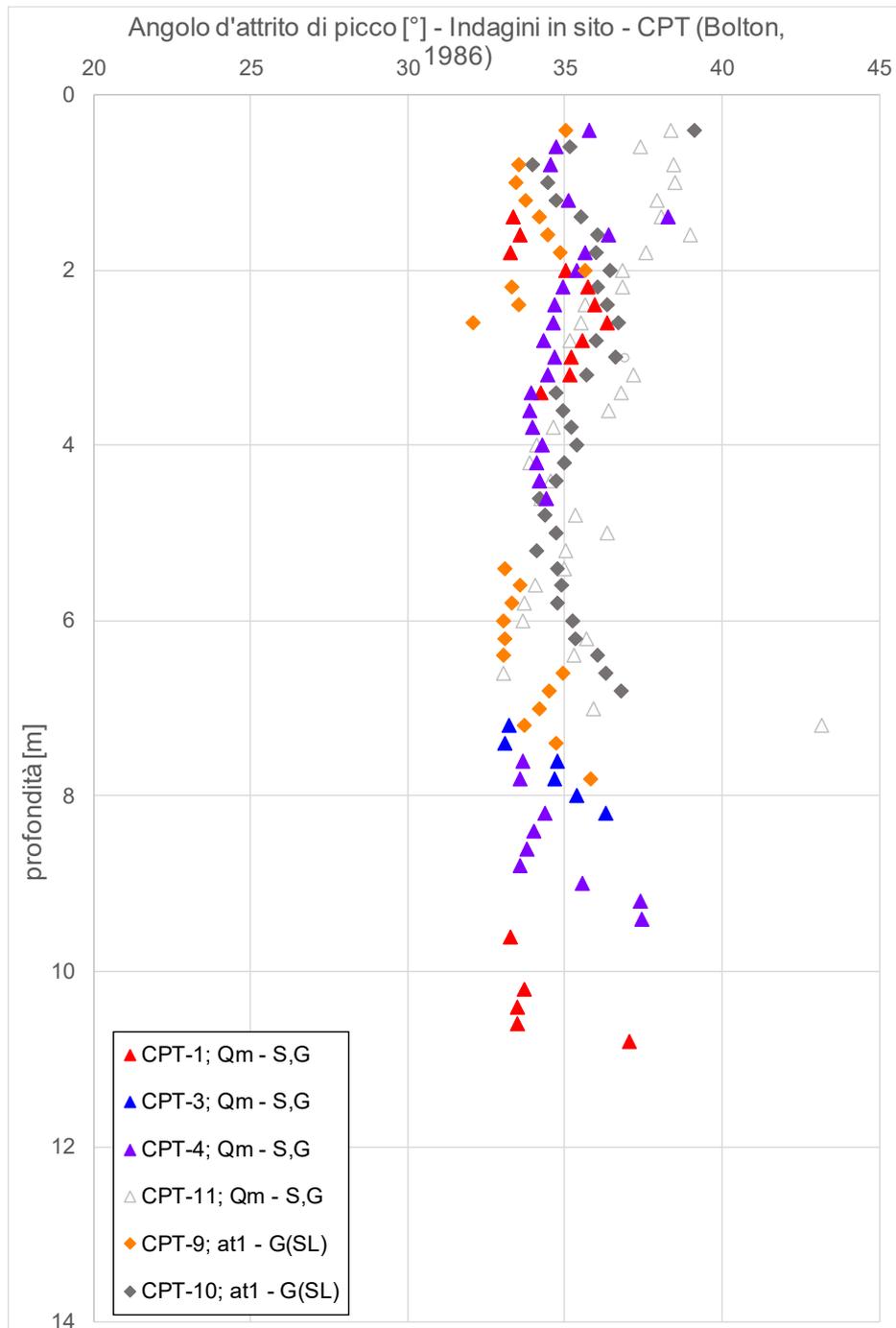


Figura 8-35 – Angolo d'attrito da prove CPT (per valori di $I_c < 2.6$)

8.2.6.5 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton da prove SPT

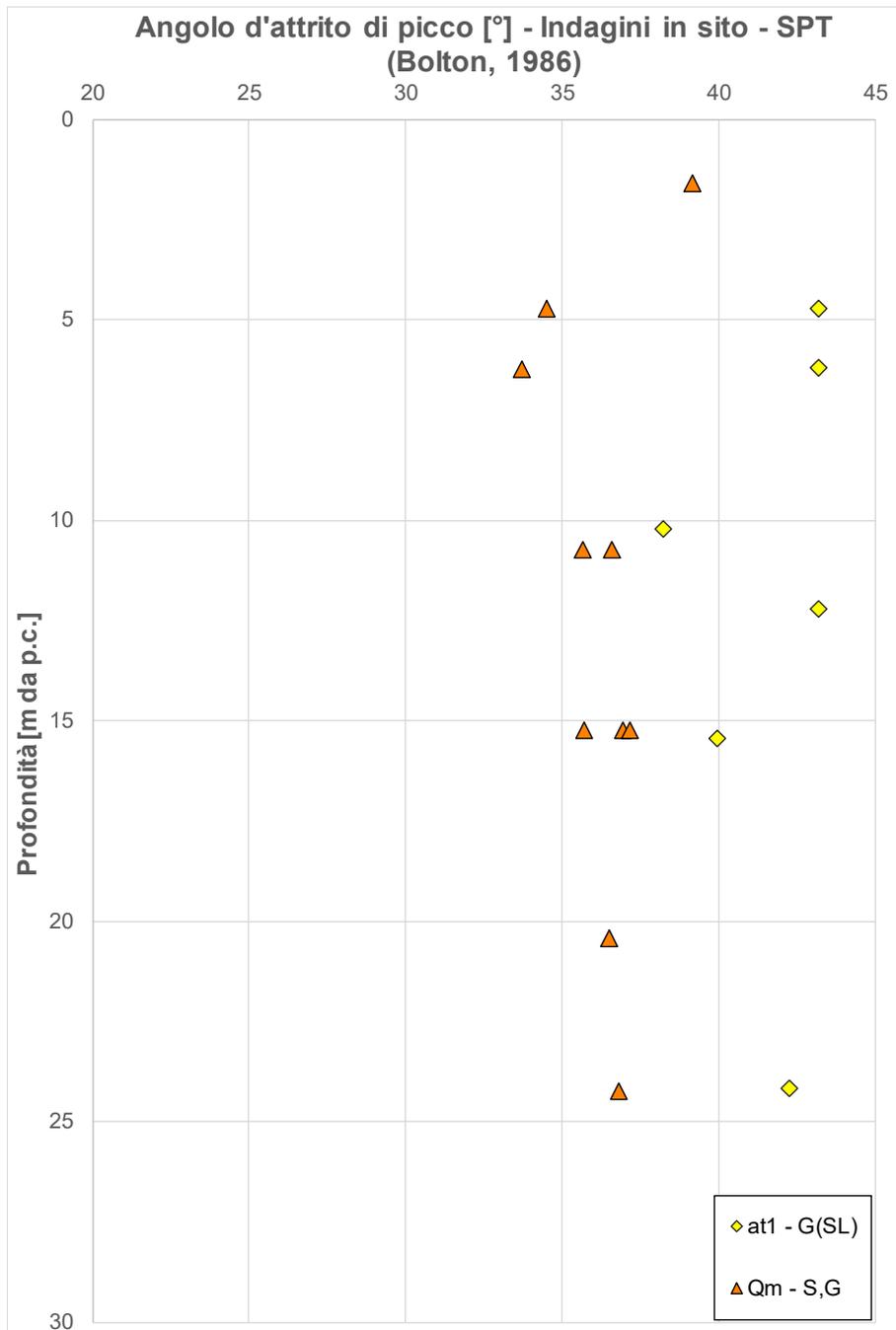


Figura 8-36 – Angolo d'attrito da prove SPT

8.3 INTERPRETAZIONE DELLE FORMAZIONI ROCCIOSE (CALCARE DI BARI)

8.3.1 Caratteristiche di resistenza

Nella definizione degli involuppi di rottura è stato utilizzato il software Roclab 1.0 della Rocscience inc.; tale programma implementa il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002).

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

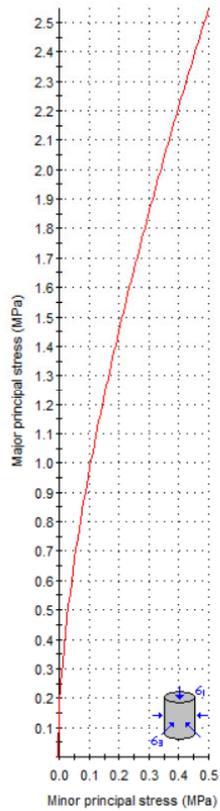
- dei valori della resistenza alla compressione semplice σ_c , è stato assunto $\sigma_c = 21$ MPa, perché ottenuto da prove di laboratorio;
- dei valori GSI stimati da Figura 6-8. Dato che nei sondaggi è stato recuperato sia materiale completamente fratturato, sia materiale con caratteristiche geomeccaniche molto buone ($RQD > 90$), si è scelto di considerare un $GSI=20$ riferibile all'ammasso intensamente fratturato, e $GSI= 70$ per valutare le caratteristiche dell'ammasso integro;
- Nel caso in oggetto il fattore di disturbo è assunto pari a $D=0$ in quanto tale formazione compare solo a profondità importanti;

I parametri dell'involuppo di rottura risultano pari a (si veda anche Figura 8-37 e Figura 8-38):

- $m_b = 0.574 - 3.425$;
- $s = 0.0001 - 0.0357$;
- $a = 0.544 - 0.501$.

Nelle figure sottostanti sono riportati gli involuppi di rottura secondo il criterio di Hoek e Brown sia nel piano delle tensioni principali sia nel piano di Mohr.

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 21 MPa
 GSI = 20 m_i = 10 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 12600 MPa
 modulus ratio (MR) = 600

Hoek-Brown Criterion

m_b = 0.574 s = 0.0001 a = 0.544

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.118 MPa friction angle = 38.85 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.005 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.167 MPa
 global strength = 1.706 MPa
 deformation modulus = 575.46 MPa

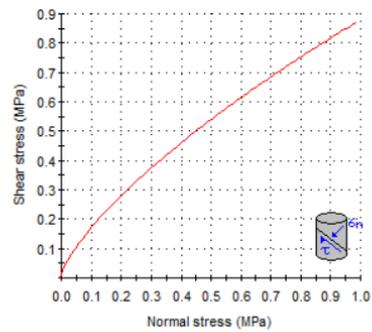
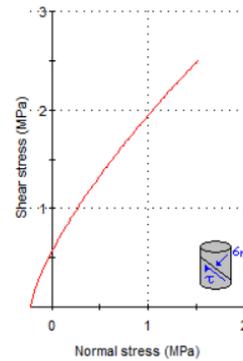
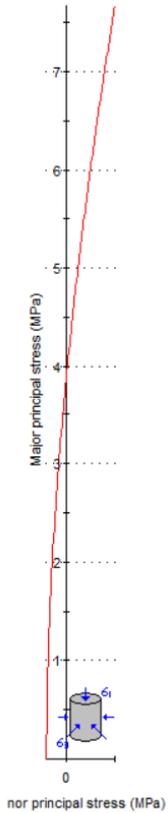


Figura 8-37: Involuppo di rottura – GSI =20 (RocLab V.1.032)

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 21 MPa
 GSI = 70 m_i = 10 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 12600 MPa
 modulus ratio (MR) = 600

Hoek-Brown Criterion

m_b = 3.425 s = 0.0357 a = 0.501

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.609 MPa friction angle = 53.11 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.219 MPa
 uniaxial compressive strength = 3.949 MPa
 global strength = 5.901 MPa
 deformation modulus = 9233.46 MPa

Figura 8-38: Involuppo di rottura – GSI=70 (RocLab V.1.032)

8.4 PERMEABILITA'

Nell'ambito della campagna d'indagine di PFTE sono state eseguite diverse prove di permeabilità tipo *Lefranc* a carico variabile. In Figura 8-39 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità K_h ottenuti dalle prove. Sono riportati anche i valori ottenuti dalle prove di permeabilità dei sondaggi RFI, a carico variabile e uno solo a carico costante.

I valori dei coefficienti di permeabilità di progetto sono stati stimati sulla base dei risultati delle prove e sulla base dei riferimenti bibliografici considerando la litologia del materiale (si veda Tabella 6-8). I valori di progetto sono riportati nel paragrafo 8.5.

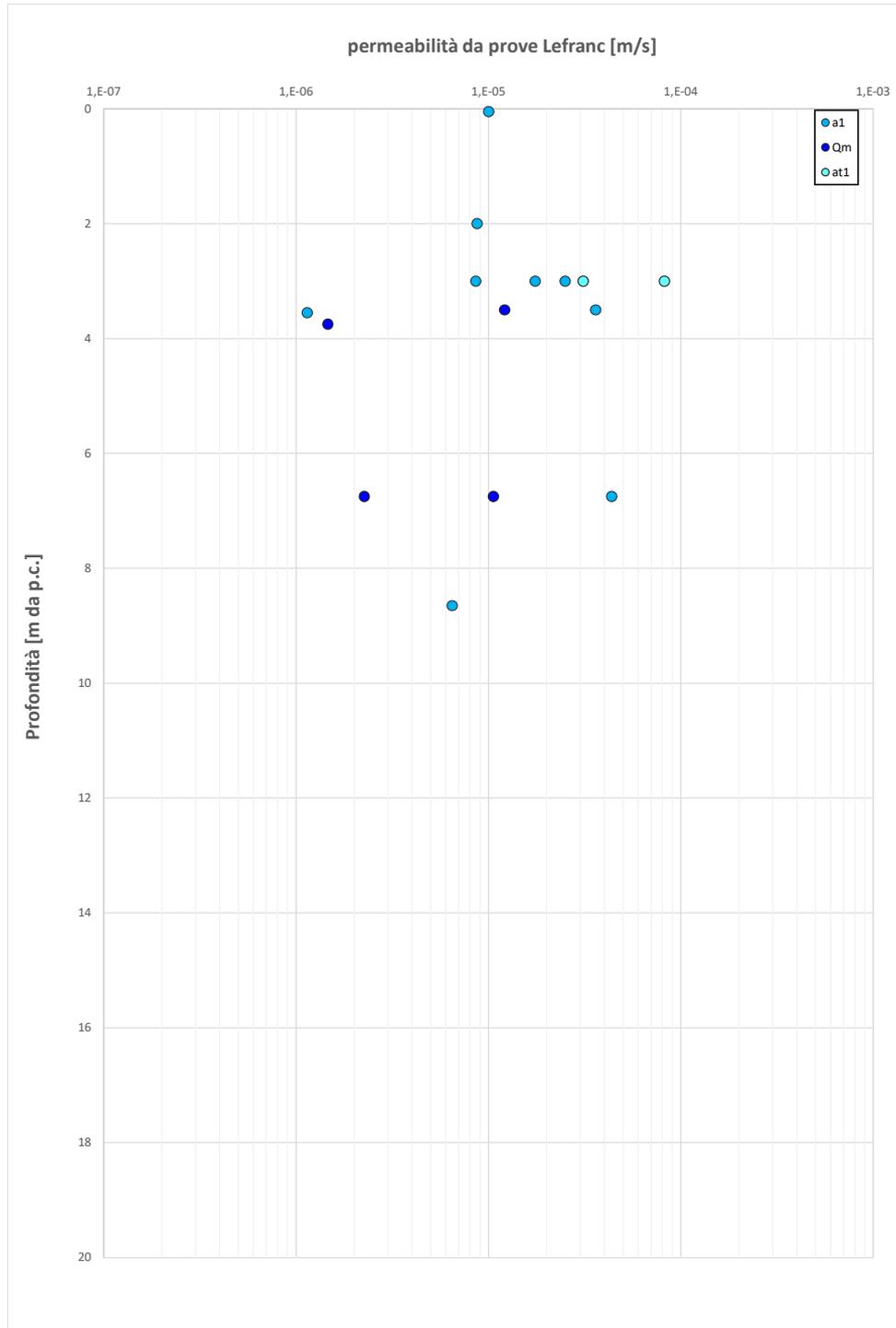


Figura 8-39 – Permeabilità k_n da prove Lefranc

8.5 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

Sulla base di quanto discusso nei paragrafi precedenti, di seguito vengono riportati, in forma tabellare, i parametri caratteristici fisici e meccanici assunti per le unità geotecniche individuate.

In particolare, valgono le seguenti considerazioni:

- La determinazione dei valori dei parametri geotecnici di progetto è stata fatta principalmente sulla base dei risultati di N_{SPT} e sulla base dei risultati delle prove di laboratorio in quanto ritenuti un dato rappresentativo dell'intera tratta perché distribuito lungo tutto il tracciato, i risultati ottenuti sono poi stati confrontati con quelli puntuali ricavati dall'interpretazione delle CPT.
- La maggior parte dei campioni prelevati presenta un comportamento coesivo.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio.
- I parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito e coesione efficace, sono stati ottenuti dai risultati delle prove di Taglio diretto e da quelle TX-CID. Considerato il tipo di materiale, tali risultati sono stati ritenuti più rappresentativi rispetto alle interpretazioni delle prove in sito. I valori ottenuti sono comunque poi stati confrontati con le stime ottenute a partire dai risultati delle prove CPT e anche N_{SPT} .
- I parametri di resistenza non drenata sono stati definiti a partire dai risultati delle prove di laboratorio e dall'interpretazione dei valori di N_{SPT} e confrontati con le stime ottenute dall'elaborazione delle CPT.
- I moduli iniziali di elasticità tangenziale sono stati ottenuti dalle prove in sito, nello specifico si sono ricavati
 - i valori di G_0 ottenuti a partire dalle V_s ricavate dall'interpretazione di Otha e Goto delle misure di N_{SPT} effettuate le 11 verticali lungo l'intero tracciato
 - I valori di G_0 ottenuti mediante l'interpretazione delle qc misurate durante le prove CPT (Si sono utilizzate le formulazioni di Mayne e Rix 1993 per i materiali a grana fine e Rix & Stokoe 1992 per i materiali a grana grossa). La classificazione del materiale è quella secondo Robertson 2010.
 - In ogni caso i risultati di entrambe le prove risultano coerenti e confrontabili tra loro.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali di elasticità tangenziale considerando un degrado del modulo in funzione del livello

di deformazione atteso per la singola unità geotecnica. In particolare, i valori riportati nella tabella riassuntiva sono caratteristici di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento dei rilevati (problemi di carico), e come tali sono i più conservativi;

- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.3.
- La distribuzione dei punti nel diagramma di Burland evidenzia una generale condizione di sovraconsolidazione identificato dalla maggior parte dei punti al di sotto della curva di compressibilità intrinseca (solo tre punti ricadono al di sopra della citata curva, ma si ritiene tale condizione di scarsa rappresentatività).

Tabella 8-2: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

UNITÀ	MATERIALE	γ_n [kN/m ³]	σ_c [MPa]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op} [MPa]
a1	L(S)	18.0	-	25÷30	0÷10	40÷100	40÷60	120÷180	12÷18
at1	L(SA)	18.0	-	22÷26	10÷30	150÷200	50÷100	120÷230	12÷23
at1	G(SL)	19.0	-	28÷32	0÷5	-	100÷160	250÷400	25÷40
Qac	L(A)	19.0	-	22÷24	20÷30	100÷200	100÷150	250÷350	25÷35
Qm	L,S(A)	19.0	-	21÷27	10÷30	150÷200	50÷130	150÷300	15÷30
Qm	S,G	19.0	-	28÷30	0÷10	-	100÷200	300÷600	30÷60
Qctc	Calcarenite fratturata (*)	21.0	1÷5	34÷36	0÷5	-	200÷350	>500-1000	>50-100
Cc (**)	Calcarenite intensamente fratturato (GSI 15÷25)	26.0	21	48÷40	100÷140	-	-	-	-
	Calcarenite integra (GSI 65÷75)			>45	>150	-	-	-	-

(*) date le condizioni di elevata fratturazione e assenza di prove e dati di laboratorio, in questa sede sono trattate come dei terreni sciolti trascurando il contributo coesivo proprio della cementazione caratteristico della roccia in senso stretto
(**)(**) i dati resistivi ricavati sono preliminari, ricavati da banca dati ITF e forniti a scopo orientativo; i parametri deformativi sono omessi.

Tabella 8-3: Profondità di falda di progetto assunta nei modelli di calcolo

Sondaggio	Profondità (m da pc)
PFBC_S1	7.5
PFBC_S2	7.65
PFBC_S3	12.6
PFBC_S4	8.70
PFBC_S5	assente
PFBC_S6	assente
PFBC_S7	29.40
S01	assente
S02	10.9
S03	assente
PFBC_S8	11.9
PFBC_S9	assente
PFBC_S9bis	assente
PFBC_S10	26.34

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA DI PUGLIA					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA6C	LOTTO 00 F 10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 96 di 120

9 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 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.

9.2 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, per quanto riguarda la linea ferroviaria (rilevati, tombini e sottovia scatolare) ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif.[2]):

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

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: 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. Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: 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. Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: 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. Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif. [2]):

- Per tutta la linea ferroviaria la classe d'uso II ($C_U = 1.0$)

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

9.3 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:

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

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in Tabella 9-1.

Tabella 9-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.

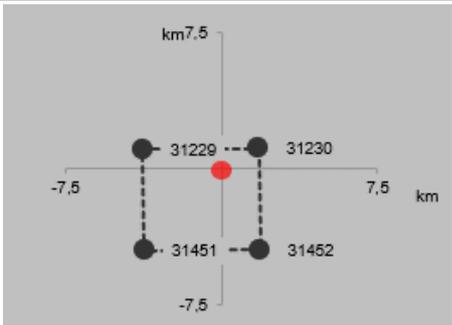
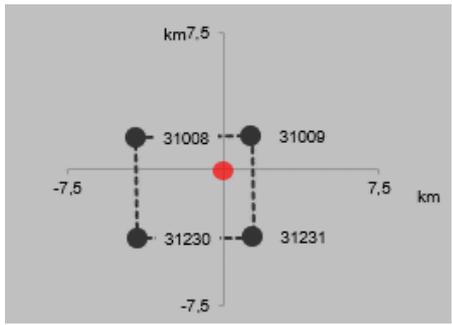
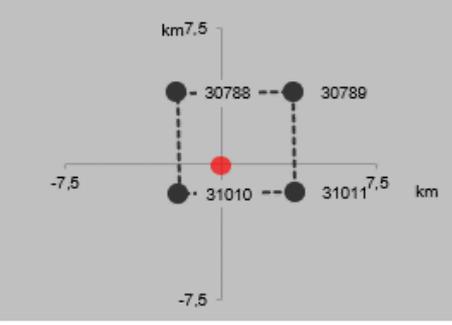
STATO LIMITE	Infrastruttura ferroviaria (rilevati, tombini e sottovia scatolare)
	T_R , anni
SLO	30
SLD	50
SLV	475
SLC	975

9.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato alle NTC2008, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati scelti 3 punti di riferimento aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 9-2, ove viene riportato l'identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell'azione sismica (elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

Tabella 9-2: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

ID Punto	Longitudine	Latitudine	Localizzazione punti di griglia
P1	16.062247°	41.246213°	
P2	16.135405°	41.288242°	
P3	16.244375°	41.316298°	

9.5 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 V_S non inferiore a 800 m/s.

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N. 2 profili MASW, N.2 RE.MI) indicano come il parametro $V_{S,eq}$ tenda ad aumentare verso progressive crescenti:

- MASW 1 – RE.MI. 01 – $V_{S,eq} = 430$ m/s
- MASW 2 – RE.MI. 02 – $V_{S,eq} = 414$ m/s

Sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica, dal punto di vista della categoria di suolo, il tracciato può essere suddiviso in due tratte come riportato in Figura 9-1, segnalando che:

- La prima tratta da Barletta fino al km 17+800 viene classificato in Categoria C, in assenza di prove sismiche effettuate in questa tratta, a scopo cautelativo si ritiene considerare una categoria di sottosuolo C;

- Dal km 17+800 fino a Canosa, si ritiene accettabile il valore fornito dalle MASW cioè intorno ai 420m/s, e considerando anche le informazioni provenienti dal profilo geologico in cui il substrato roccioso è più prossimo al piano campagna, viene classificato in categoria B.

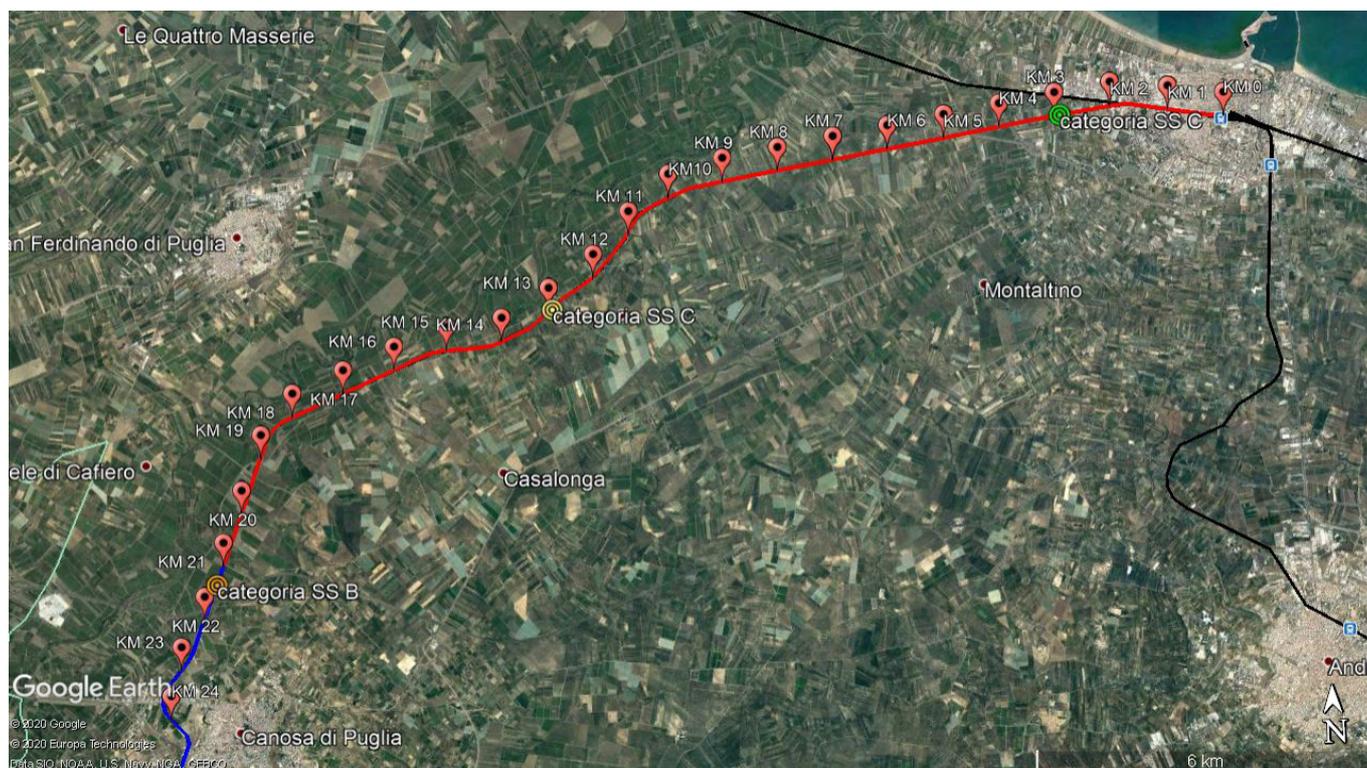
I coefficienti S_s per le categorie di sottosuolo B e C si ottengono dalle seguenti espressioni (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

- $S_s = 1.0 \leq 1.40 - 0.4 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.20$ (B)
- $S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$ (C)

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica, il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologia di opere sono riportati in Tabella 9-3, Tabella 9-4, Tabella 9-5.



	PROGETTO DI ELETTRIFICAZIONE E POTENZIAMENTO LINEA BARLETTA – CANOSA DI PUGLIA					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA IA6C	LOTTO 00 F 10	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. C	FOGLIO 102 di 120

Figura 9-1: Classificazione della categoria di suolo lungo il tracciato in progetto (in rosso categoria C e in blu categoria B).

Tabella 9-3: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 50$ anni). Da km 00+000 a km 7+100 (Categoria di sottosuolo C).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S_s	a_{max} (g)
SLO	30	0,038	2,517	0,269	1,500	0,057
SLD	50	0,049	2,563	0,294	1,500	0,074
SLV	475	0,142	2,572	0,382	1,481	0,210
SLC	975	0,196	2,482	0,412	1,408	0,276

Tabella 9-4: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 50$ anni). Da km 7+100 a km 17+800 (Categoria di sottosuolo C).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S_s	a_{max} (g)
SLO	30	0,040	2,550	0,273	1,500	0,060
SLD	50	0,053	2,544	0,295	1,500	0,080
SLV	475	0,159	2,541	0,372	1,457	0,232
SLC	975	0,223	2,442	0,401	1,373	0,306

Tabella 9-5: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 50$ anni). Da km 17+800 a km 25+000 (Categoria di sottosuolo B).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S_s	a_{max} (g)
SLO	30	0,041	2,554	0,275	1,200	0,049
SLD	50	0,056	2,515	0,294	1,200	0,067
SLV	475	0,176	2,516	0,360	1,200	0,211
SLC	975	0,250	2,388	0,398	1,161	0,290

10 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

10.2 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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{C1N} 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 10-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

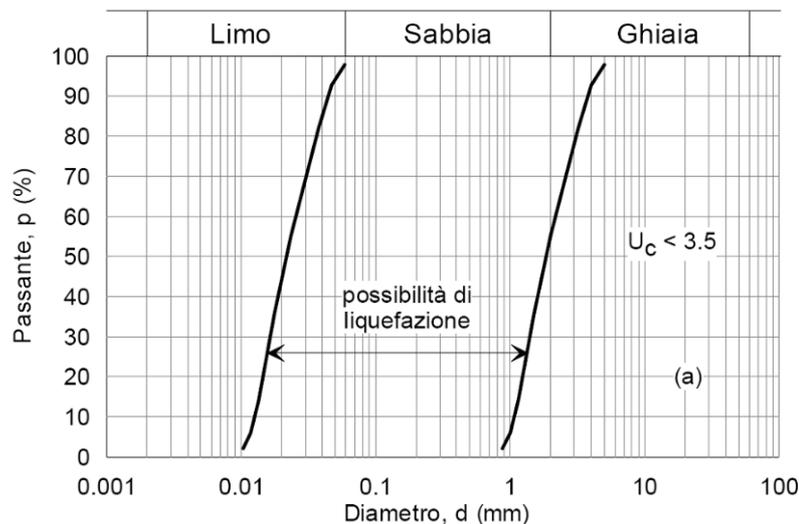


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

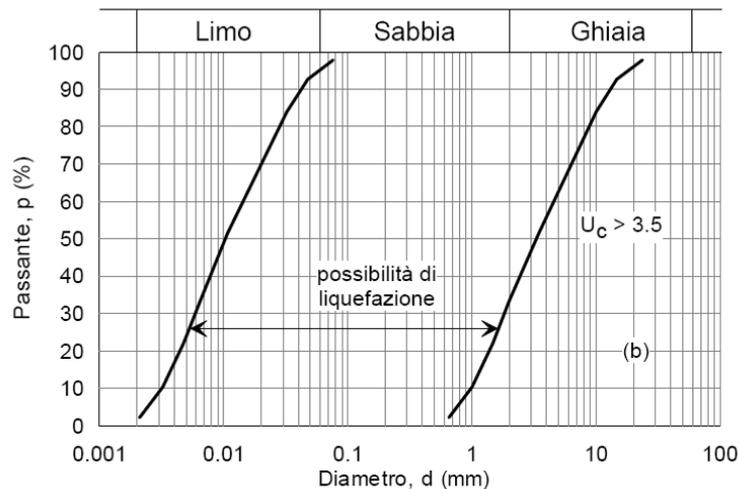


Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Dati i punti elencati sopra, non si può escludere a priori il fenomeno perché, esaminando punto per punto, si può affermare che:

- le accelerazioni massime attese in sito al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) sono maggiori di 0.1 g;
- la profondità media stagionale della falda è inferiore a 15 m dal piano campagna, ciò si verifica nella prima parte di tracciato, nello specifico da 0+000 a 14+300, in cui la falda è presente nei livelli di materiale più grossolano. Nella parte restante di tracciato non si è rilevata la presenza di falda oppure le misurazioni sono maggiori di 15 m, pertanto viene esclusa dalla verifica;
- a partire dai dati provenienti dalle prove CPT ed SPT, il fattore di sicurezza è stato calcolato secondo il metodo esposto nel paragrafo successivo;
- la distribuzione granulometrica dei campioni estratti che risultano essere sabbiosi e appartenenti alla parte di tracciato sopra citata sono riassunti nel seguente grafico, e sono tutti compresi nel dominio di suscettibilità alla liquefazione, ma essendo alcuni sopra falda (PFBC_S1: 3 m – 3.55 m; PFBC_S2: 6.5m – 6.95m; PFBC_S4: 1.5m – 1.95m; PFBC_S4: 4.5m – 4.95m; PFBC_S4:6.5m – 6.95m) e altri presentano valori di $(N_1)_{60} > 30$, presentano fattori di sicurezza maggiori di 1,25 (PFBC_S1: 21 m – 21.3 m; PFBC_S2: 15m – 15.45m; PFBC_S2: 10.5m – 10.95 m; ; PFBC_S3: 15m – 15.45m; PFBC_S4:10.5m – 10.9m).

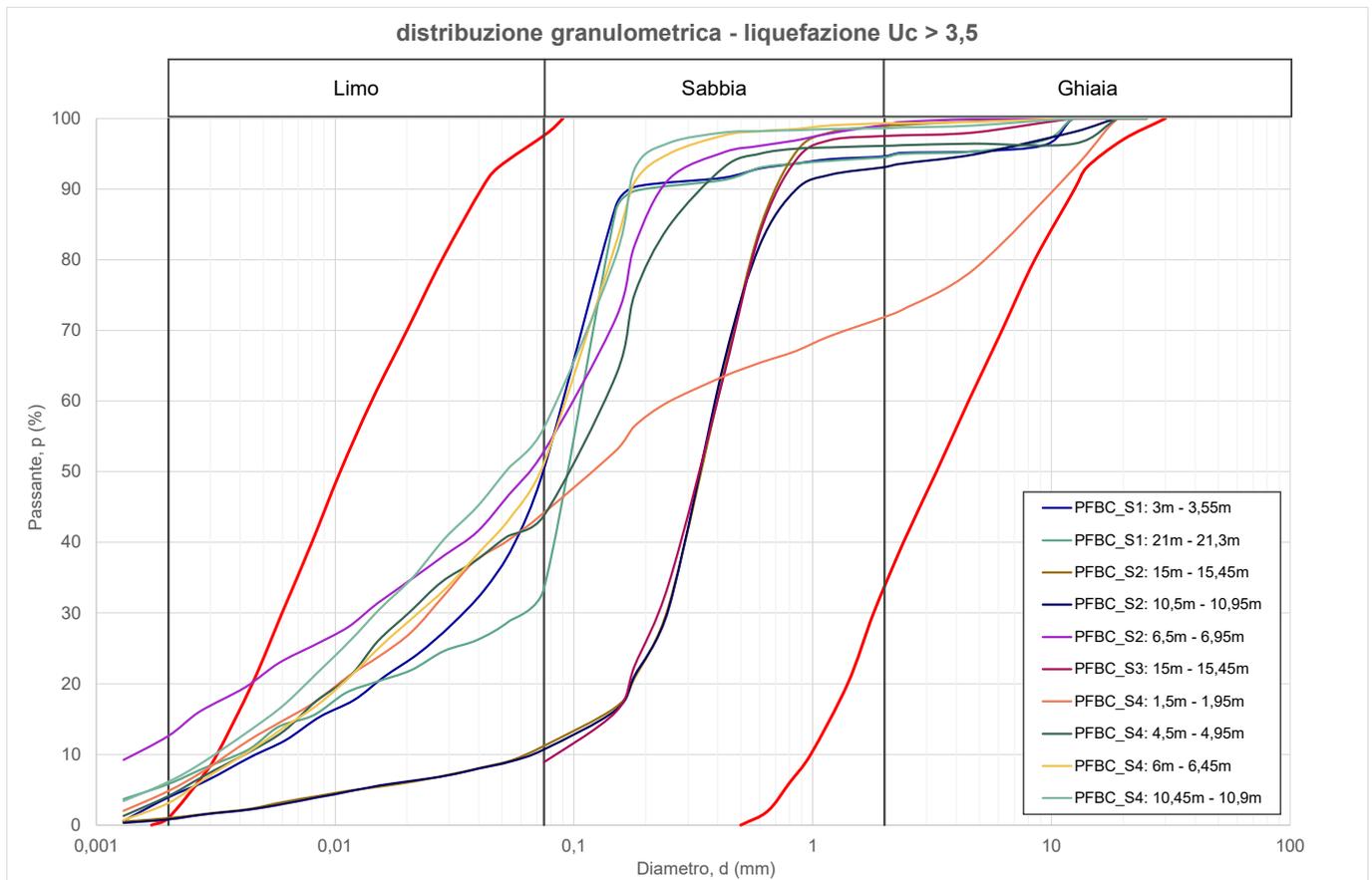


Figura 10-3: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$) confrontato con le prove granulometriche a disposizione di campioni prevalentemente sabbiosi e presenti nel tracciato da pk 0+00 a pk 14+300.

10.3 METODO DI ANALISI

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

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

dove:

- z è la profondità dal piano campagna;
- M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT o indagini sismiche Down-Hole.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M , convenzionalmente preso come $M = 5.14$, introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad \text{per } Mw > 5.2$$

$$MSF \leq 1.8 \quad \text{per } Mw < 5.2$$

Per l'interpretazione dai dati di V_s , la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56} \quad \text{per } Mw > 7.5$$

$$MSF = (M/7.5)^{-3.3} \quad \text{per } Mw \leq 7.5$$

10.3.1 CRR da correlazione su prove SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

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

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2004):

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7.

3. il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

6. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC :

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR .

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

10.3.2 CRR da correlazione su prove CPT

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato calcolato secondo il metodo Robertson and Write (1998) analizzando ciascuna coppia di valori q_c/f_s , tipicamente misurati a intervalli di 0.01m.

Gli autori suggeriscono di considerare le caratteristiche del terreno ed in particolare l'influenza del contenuto di fini e della plasticità che questo esibisce, utilizzando il parametro I_c (Soil behaviour type index), determinato come segue:

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

Le variabili di resistenza normalizzate sono così calcolate:

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$F = f_s / [(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$$

Dove:

- $P_a = P_{a2}$ rappresentano la pressione di riferimento fissata pari a 100 kPa.
- n è l'esponente tensionale che viene assunto pari a 1 come valore iniziale. Robertson (2009) ha recentemente aggiornato la normalizzazione tensionale per permettere la variazione di n con il parametro I_c e lo sforzo tensionale geostatico efficace:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15$$

La procedura per il calcolo delle variabili sopracitate è iterativa. Il parametro n cambia fino a che $\Delta n \leq 0.01$ considerando che $n \leq 1$.

La procedura, quindi, prevede che per il calcolo del rapporto di resistenza, in base al valore calcolato del parametro I_c , e quindi al tipo di comportamento meccanico predominante mostrato dal terreno (sand-like o clay-like), la resistenza normalizzata venga moltiplicata per un coefficiente correttivo K_c .

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(Q_{m,cs})}{1000} \right]^3 + 0.08$$

$$\text{if } 50 \leq Q_{m,cs} \leq 160$$

$$CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(Q_{m,cs})}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{if } Q_{m,cs} < 50$$

$$Q_{m,cs} = K_c Q_{tn}$$

- Se $l_c \leq 1.64$ (comportamento terreno sand-like):
- Se $1.64 < l_c < 2.36$ e $F < 0.5\%$ (comportamento terreno sand-like):
- Se $1.64 < l_c < 2.5$ e $F \geq 0.5\%$ (comportamento terreno sand-like):
- Se $2.5 < l_c < 2.7$ (transizione tra penetrazione drenata e non drenata dove i terreni passano dall'avere un comportamento predominante di tipo sabbioso a uno di tipo argilloso):
- Se $l_c > 2.7$ (comportamento terreno clay-like):

$$K_\alpha = 0.9$$

$$CRR_{7,5} = 0.053 Q_{tn} K_\alpha$$

Dato che la relazione per valutare il rapporto di resistenza ciclica è stata dedotta su base empirica dalle osservazioni del comportamento dei depositi naturali durante eventi sismici con $M=7.5$, quando il terremoto atteso nell'area di interesse è caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare il carico sismico riportandolo ad un valore corrispondente ad una magnitudo pari a 7.5 tramite la seguente relazione:

$$CRR_M = CRR_{7,5} \cdot MSF$$

10.4 RISULTATI DELLA ANALISI A LIQUEFAZIONE

La verifica a liquefazione è stata condotta attraverso le seguenti assunzioni

- la profondità della falda da pc (indicata in Tabella 10-1)
- l'accelerazione massima attesa (indicata in Tabella 10-1)
- la magnitudo attesa massima per zona sismogenetica n. 925 Ofanto M = 6,83.

Tabella 10-1: valori di profondità falda e di accelerazione massima attesa usati nei calcoli

sondaggio	Z _{sondaggio} (m s.l.m.)	Z _{falda} (m s.l.m.)	Profondità da p.c. (m)	a _{max} (g)
PFBC S1	12,75	5,25	7,5	0,21
CPT1	20,2	9,55	10,7	0,21
PFBC S2	12,46	4,81	11,6	0,21
CPT11	11,6	4,81	6,79	0,21
CPT3	22	7,2	14,8	0,21
PFBC S3	19,79	7,2	13,3	0,232
CPT4	27,3	7,2	20,1	0,232
PFBC S4	18,00	9,30	8,70	0,232

I risultati in termini di fattore di sicurezza, sintetizzati nelle due figure che seguono, indicano valori sempre maggiori di 1,25, a dimostrazione della scarsa probabilità dell'instaurarsi dei fenomeni di liquefazione. Si suggerisce, in ogni caso, di approfondire la valutazione su tale fenomeno nelle fasi successive.

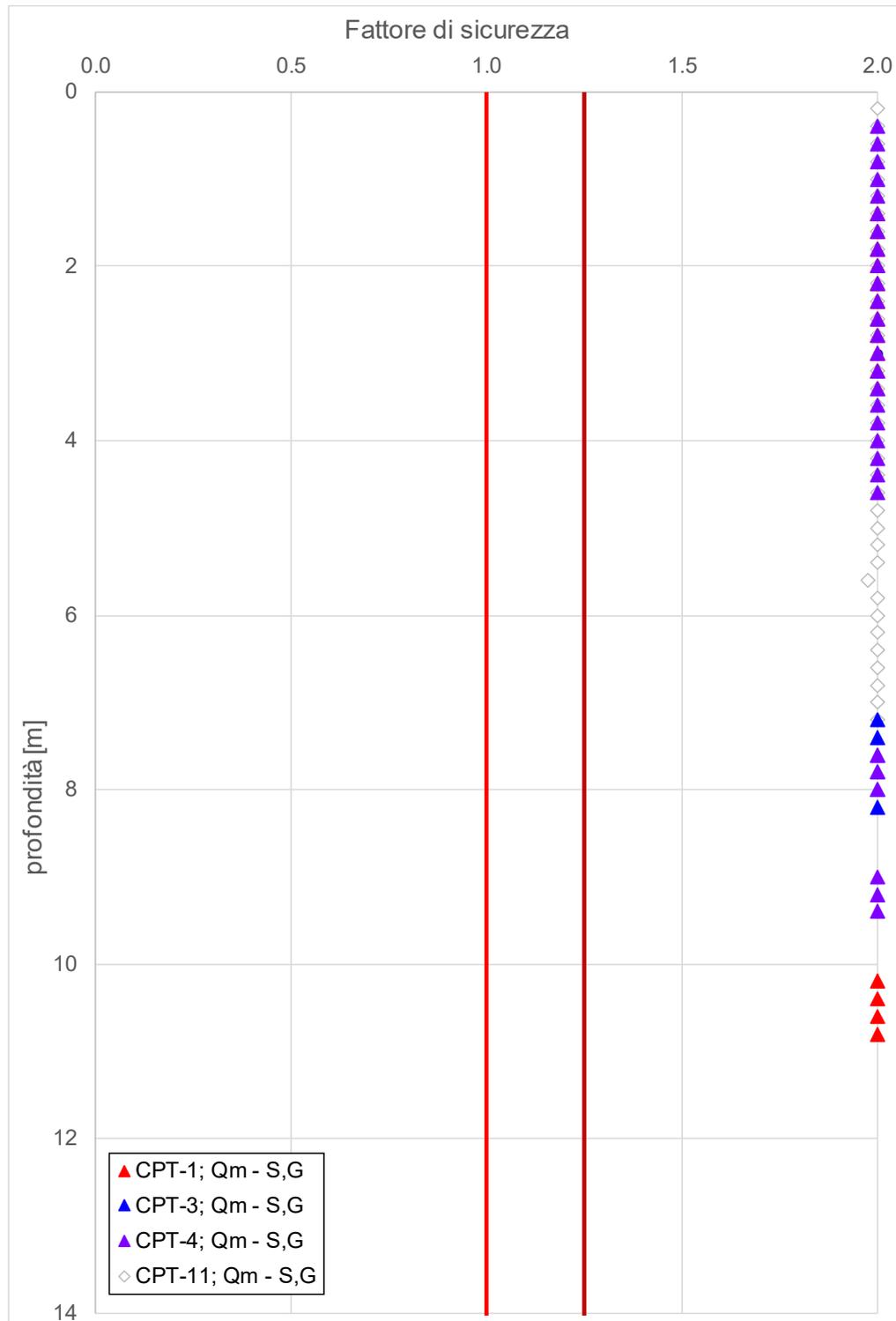


Figura 10-4: Fattore di sicurezza nelle CPT.

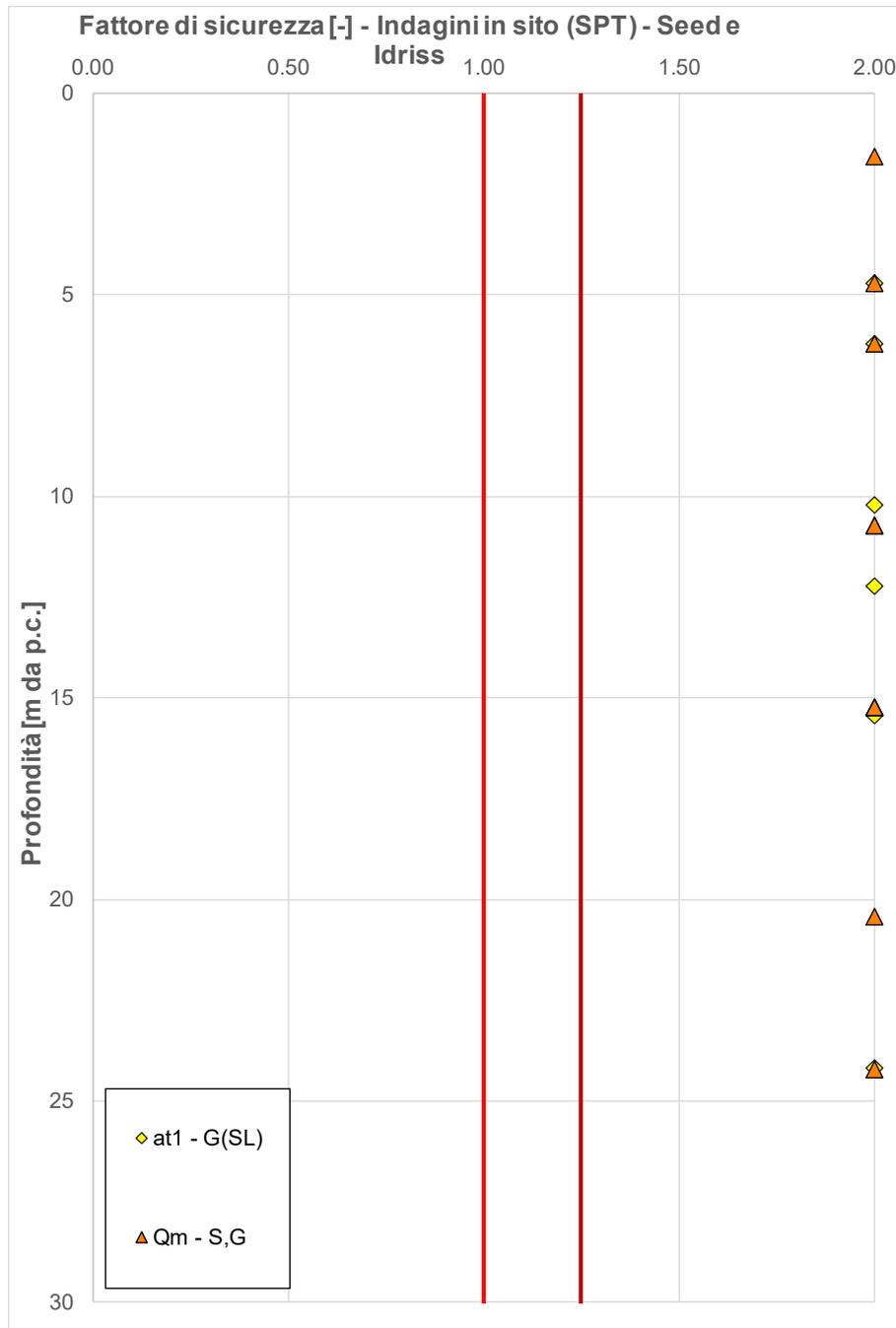


Figura 10-5: Fattore di sicurezza nelle SPT.

11 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Le principali problematiche geotecniche e connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto di elettrificazione e potenziamento della linea Barletta – Canosa di Puglia sono riconducibili a:

- valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari esistenti ed in ampliamento,
- analisi della stabilità delle trincee ferroviarie esistenti ed in ampliamento;
- valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati delle nuove viabilità;
- individuazione degli interventi per eliminare gli osservati fenomeni di subsidenza intorno alla progressiva pk 3+800 circa;
- individuazione degli interventi di stabilizzazione di un versante potenzialmente instabile, attiguo alla linea ferroviaria intorno alla pk pk 10+500 circa.

La stabilità dei rilevati e delle trincee è stata preliminarmente verificata in accordo con la normativa vigente (NTC 2018); le analisi sono riportate nella “Relazione stabilità trincee/cedimento rilevati” (cod. IA6C00F10RHGE0006001A).

Le scarpate delle trincee ferroviarie sono state generalmente risagomate con pendenze 2/3 (V/H), in conseguenza dell’allargamento della sede ferroviaria per l’inserimento del palo TE.

Per la trincea ferroviaria tra le progressive 23+911 e 24+293, la sola scarpata Nord è stata invece lasciata con pendenza immodificata, al fine di non invadere l’area esterna alla proprietà ferroviaria, oggetto di vincolo archeologico. Per tale scarpata, al fine di garantirne la stabilità nei confronti di fenomeni erosivi e di sconfigurazioni locali, è stata prevista la protezione dell’intera superficie con una biostuoia.

Lungo il tracciato la livelletta ferroviaria è modificata dagli interventi tra le progressive pk 23+000 ÷ pk 23+700, dove da una configurazione *ante operam* “a raso” si passa a quella di progetto, che comprende la realizzazione di un rilevato di altezza massima pari a 8m circa, per il quale si è obbligati a prevedere un confinamento tra muri, a causa della presenza di vincoli di tipo archeologico nell’area circostante. La soluzione progettuale prevede la realizzazione del rilevato all’interno di un muro “U” in c.a., avente

fondazione diretta. Il muro ad “U” poggia su terrazzamenti individuati come terreni sciolti sabbioso-ciottolosi (unità getecnica at1), che si è valutato comportino cedimenti di tipo immediato e in grado di garantire un adeguato livello di sicurezza nei confronti della resistenza limite alla capacità portante. Le considerazioni svolte si basano sostanzialmente su dati e sequenze stratigrafiche provenienti dal modello geologico riferito all’area di Canosa di Puglia, Si ritiene necessario un approfondimento circa lo spessore e le caratteristiche dei terreni di fondazione nelle successive fasi progettuali.

Nella “Relazione stabilità trincee/cedimento rilevati”, oltre alle analisi relative ai rilevati ferroviari, sono riportati i risultati delle analisi svolte per i rilevati stradali. In particolare, sono descritte la valutazione dei cedimenti e la verifica di stabilità di una sezione in rilevato di una nuova viabilità, ritenuta rappresentativa delle condizioni maggiormente critiche.

Per quanto riguarda gli osservati fenomeni di subsidenza intorno alla progressiva pk 3+800 circa, evidenziati da cedimenti localizzati del rilevato ferroviario esistente, sulla base dei dati disponibili, si ritiene che tali fenomeni possano essere principalmente dovuti al cospicuo ristagno di acque meteoriche osservato anche in occasione dei sopralluoghi, che localmente non riescono a defluire e che certamente producono il rammollimento dei terreni limo sabbiosi presenti in fondazione (a1-L(S)). Il progetto ha previsto pertanto la realizzazione interventi di sistemazione idraulica per la regimazione e lo smaltimento delle acque di piattaforma e l’adeguamento dei canali ad uso agricolo esistenti ed interferenti con la linea ferroviaria. Nelle successive fasi di progettazione, sono da sviluppare ulteriori opportuni approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche delle formazioni presenti localmente.

Tra gli interventi in progetto, come accennato, sono comprese alcune opere di stabilizzazione di un versante che presenta alcuni segni di cinematismi in atto. In particolare, tra le progressive pk 10+000 – pk10+800, sono stati rilevati periodici e ripetuti spostamenti verso valle della sede ferroviaria che hanno comportato più volte la necessità di riallineamento del binario, come già evidenziato nella Relazione di Accompagnamento del PFTE di I Fase. Nel corso del PFTE di II fase, sono stati effettuati ulteriori sopralluoghi e raccolto i dati disponibili, in termini di caratteristiche geomorfologiche del sito dalle quali è emersa la presenza di una serie di trincee drenanti ortogonali alla linea ferroviaria, ubicate sul versante a

monte ad essa (lato Sud-Est). Tali trincee, per come risultano realizzate, sembrerebbero avere la funzione di elementi disperdenti delle acque superficiali provenienti da monte (non è presente infatti un fosso di guardia a monte della trincea ferroviaria): esse sono costituite da scavi di larghezza pari a circa 1.5 m , sviluppo di circa 35 m e profondità presunta dell'ordine di 2 m, riempiti con materiale arido di grande pezzatura (vedi foto sotto-riportata).



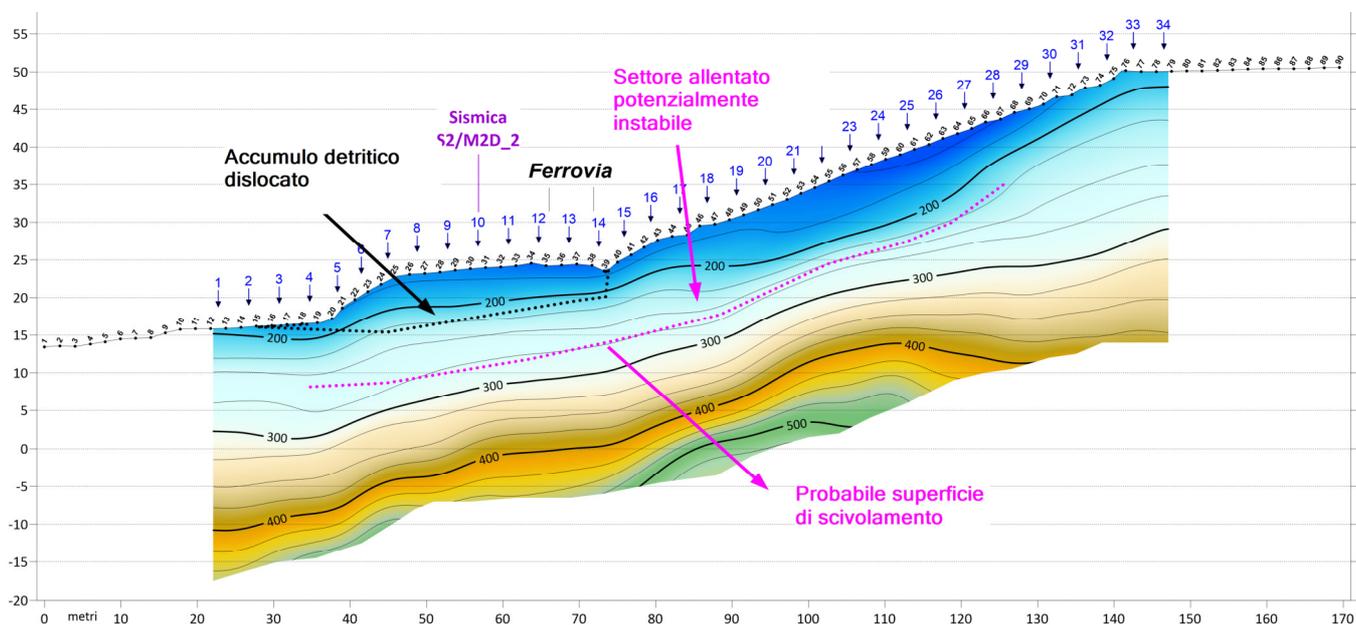
Come riportato anche nella Relazione Geologica, considerati la morfologia dell'area, la presenza delle trincee drenanti e gli eventi di disallineamento periodico della linea ferroviaria, è ragionevole pensare che il disallineamento sia imputabile anche a piccoli spostamenti del versante medesimo. Sulla base di quanto riscontrato, nel mese di ottobre 2020 sono state commissionate ed eseguite le seguenti prove geofisiche:

- N. 1 Rilievo Tomografico Elettrico in acquisizione 2D, denominato EL1;
- N. 4 Prospezioni Sismiche a Rifrazione con registrazione in onde P per l'elaborazione di profili interpretativi in termini di velocità sismiche, denominati S1, S2, S3, S4;
- N. 4 stendimenti sismici con acquisizione prove di tipo M.A.S.W. 2D/Re.Mi., denominate con sigla M2D_1, M2D_2, M2D_3, M2D_4, registrate lungo i medesimi profili delle prove

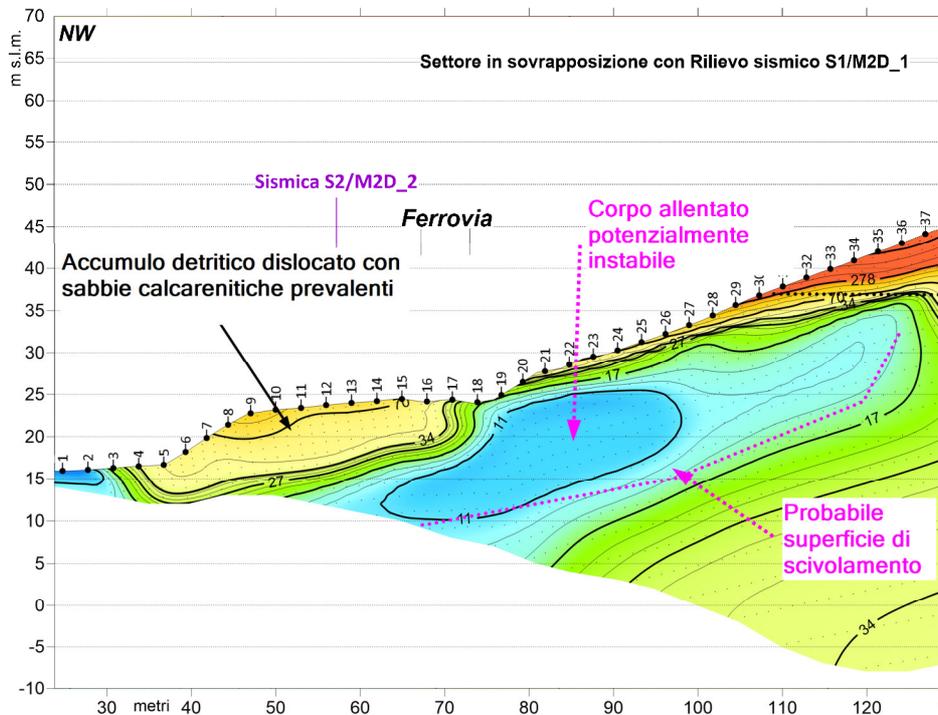
sismiche a rifrazione. Le singole indagini sismiche M.A.S.W. sono state anche utilizzate per la ricostruzione di una sezione 2D in termini di velocità delle onde S.

Non sono state eseguite verticali di sondaggio poiché non è stato possibile accedere all'area.

Rimandando allo specifico elaborato tecnico e alla Relazione Geologica per maggiori dettagli sui risultati e l'interpretazione dei dati, vengono qui riportate le conclusioni salienti scaturite dalla campagna geofisica eseguita. In particolare, il risultato della MASW 2D_1, riportato in forma grafica nella figura che segue, può essere considerato rappresentativo delle condizioni riscontrate, con l'individuazione di una fascia di bassa rigidezza al di sotto della sede ferroviaria e lungo la parte più superficiale del versante, caratterizzata da $V_s < 200$ m/s e con spessore di 3-6 m circa (la Relazione Geologica associa questi spessori ad un "accumulo detritico"). Tale fascia sovrasta, poi, un ulteriore strato di spessore paragonabile, con rigidezza leggermente superiore ($V_s = 200-300$ m/s), al di sotto del quale le rigidezze tendono ad aumentare.



Nell'ambito degli strati sopra citati è plausibile supporre la presenza di un settore allentato, la cui presenza sarebbe indicata anche dai risultati della tomografia elettrica EL1 (vedi figura successiva), dai quali emerge una zona di bassa resistività (litologie medio-fini prevalenti: argille, limi sabbiosi) che va dalla parte bassa del versante, fino ad oltre la sede ferroviaria esistente e ed essa sottostante.



Le informazioni raccolte fanno ritenere presente un movimento lento del versante, che produce gli effetti rilevati sul binario, cioè la sua lenta traslazione verso valle.

Sulla base di quanto fin qui esposto, in questa sede si è ritenuto opportuno includere nel progetto gli interventi per la salvaguardia dell'infrastruttura indicati nell'elaborato IA6C00F10WAGE0006001. Si è prevista la realizzazione di opere di presidio comprendenti una paratia di pali trivellati di grande diametro e un sistema di trincee drenanti a monte della paratia stessa, non per la raccolta e drenaggio delle acque superficiali, ma finalizzate all'abbattimento delle pressioni interstiziali nei primi 3-4 metri di profondità lungo il versante (trincee a pettine con recapito a gravità). L'intervento prevede inoltre l'intasamento/rimozione delle trincee esistenti in quanto, per come realizzate, cioè senza un tappo impermeabile in superficie e senza dispositivi per la raccolta e il recapito delle acque, potrebbero rappresentare una via preferenziale per l'infiltrazione in profondità delle acque di scorrimento superficiale e quindi un fattore scatenante dei fenomeni osservati. Al fine di regimare le acque meteoriche il progetto prevede invece la realizzazione di un sistema di canalette lungo tutta l'estensione del versante in esame. È opportuno, in ogni caso, che nella successiva fase progettuale sia effettuato uno specifico approfondimento finalizzato alla comprensione del fenomeno riscontrato, per definire nel dettaglio dati geotecnici, geometrici e cinematici del fenomeno riscontrato. Sarà necessario ottenere estensione e

spessore dello strato in potenziale instabilità, la velocità con la quale si manifesta il cinematisimo, i parametri fisici e meccanici che caratterizzano i terreni interessati, nonché misure piezometriche per la ricostruzione delle condizioni idrauliche. A tal fine, si ritiene opportuna l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo, con estrazione campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, tra le quali prove di taglio diretto con misura dei valori residui; i sondaggi potranno essere strumentati con inclinometri e piezometri, prevedendo un programma di letture, costante e continuativo per un opportuno e rappresentativo periodo di tempo.