CONVENZIONE ATTUATIVA 21 DICEMBRE 2012 E ADDENDUM (2014) SOTTOSCRITTI DA AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA, COCIV, REGIONE LIGURIA E COMUNE DI GENOVA

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA

Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 1

MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO TERMINALE URBANO DEL RIO MOLINASSI

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SISMICA

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV

MWH

COMMESSA	FASE	LOTTO	TIPO DOC.	PROGR.	REV.
4 5 5 0 2 3 7 6	D	1	R	0 0 2	B

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotto	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. S. Susani

VERIFICATO:

VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA

IL RUP	ASSISTENTI AL RUP
Dott. Ing. A. Pieracci	Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott.Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi

Nome File: D_1_R002_B_Relazione geotecnica generale e sismica

INDICE

1. PREMESSA 5
2. DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO 6
2.1. Documentazione 6
2.2. Normative e raccomandazioni 6
2.3. Bibliografia 7
3. INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE 9
4. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO 11
4.1. Inquadramento geologico in area vasta 11
4.2. Inquadramento geologico locale 11
4.3. Inquadramento geomorfologico 12
5. SISMICITÀ DELL'AREA 13
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI 16
6.1. Generalità 16
6.2. Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) 16
6.2.1. Introduzione 16
6.2.2. Stato iniziale del deposito 16
6.2.3. Deteminazione della densità relativa Dr da prove SPT 17
6.2.4. Angolo di resistenza al taglio 20
6.2.5. Caratteristiche di deformabilità 21
6.2.5.1. Moduli elastici iniziali 21
6.2.5.2. Velocità delle onde di taglio 22
6.2.5.3. Moduli elastici "operativi" 23
6.2.6. Coefficienti di permeabilità 23
6.3. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi 24
6.3.1. Classificazione 24
6.3.2. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci 24
6.3.3. Resistenza al taglio non drenata 24
6.3.4. Caratteristiche di deformabilità 25
6.3.4.1. Moduli elastici iniziali in condizioni non drenate 25
6.3.4.2. Moduli elastici iniziali in condizioni drenate 25
6.3.4.3. Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate 25
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 26
7.1. Introduzione 26
7.2. Riporto eterogeneo (G) 27

7.2.1. Coefficienti di permeabilità 33
7.2.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica 33
7.3. ALLUVIONI GHIAIOSE E SABBIOSE (G) 34
7.3.1. Coefficienti di permeabilità 40
7.3.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica 40
7.4. ALLUVIONI SABBIOSE E LIMOSE (B) 41
7.4.1. Coefficienti di permeabilità 46
7.4.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica 47
7.5. Argille di Ortovero (A) 48
7.5.1. Caratteristiche fisiche 48
7.5.2. Stato iniziale 51
7.5.3. Resistenza al taglio non drenata 53
7.5.4. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci 53
7.5.5. Caratteristiche di deformabilità 53
7.5.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica 59
8. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE 60

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche eseguite dell'area interessata dal progetto definitivo di "*Messa in sicurezza del tratto terminale urbano del Rio Molinassi in Comune di Genova"*.

La relazione si articola come segue:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- Il capitolo 3 riporta un riepilogo delle indagini geotecniche effettuate;
- Il capitolo 4 riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area;
- Il capitolo 5 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente;
- Il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche effettuate.
- Il capitolo 7 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni indicate nei documenti di riferimento, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quale risultano dall'interpretazione delle indagini effettuate.

2. DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1. Documentazione

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

- TRATTA AV/AC Terzo Valico dei Giovi. Esecuzione di una campagna geognostica integrativa a supporto della progettazione esecutiva – CERTIFICATO DI INDAGINE N° 1135/D; eseguito da PRO.MO.GEO.S.r.l;
- Prove di laboratorio sui campioni prelevati, eseguiti da TECNOPIEMONTE spa.
- Planimetria delle indagini e Profilo Geologico allegati al presente progetto definitivo;
- Messa in sicurezza del tratto terminale urbano del Rio Molinassi in Comune di Genova – Progetto Preliminare – Relazione Geologica e Idrogeologica.
- Rapporto delle indagini:
    - Stratigrafie dei sondaggi ST1, ST3, ST4, ST5, ST6, ST7, ST8;
    - Prove di laboratorio sui campioni dei sondaggi ST1, ST6, ST7, ST8;
    - Prove "down-hole" sondaggi ST6;
    - Prove SPT negli strati granulari dei sondaggi;
    - Prove di permeabilità Lefranc nei sondaggi ST1, ST2, ST3, ST4.

2.2. Normative e raccomandazioni

1. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2. Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.

3. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".

5. D.M. 14.01.2008 – "Norme tecniche per le costruzioni".

6. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche" per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

7. EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"

8. Part 1: General rules
9. Part 2: Standards for laboratory testing
10. Part 3: Standards for field testing.

2.3. Bibliografia

1. Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
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. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.
4. Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
5. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
6. 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.
7. 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..
8. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
9. 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.
10. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
11. Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_o in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
12. NAVFAC (1971) "Design Manual DM7" U.S. Naval Publication and Formations Center, Philadelphia.
13. Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.

14. Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" Proceedings of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.

15. 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.

16. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its apllication and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

3. INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche condotte nell'area durante le campagne di indagine di Febbraio - Marzo 2014.

L'indagine, nel tratto oggetto di interesse è consistita nell'esecuzione di:

n. 7 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (ST1, ST3, ST4, ST5, ST6, ST7 e ST8), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- prove penetrometriche dinamiche SPT;
- prove di permeabilità tipo Lefranc;
- n. 1 prova sismica down hole all'intrerno del sondaggio ST6;
- Campioni su cui sono state effettuate le seguenti analisi;
- delle analisi granulometriche e si sono individuati i limiti di Atterberg;
- Apertura e descrizione dei campioni;
- analisi granulometrica per vagliatura e sedimentazione;
- classificazione delle terre;
- determinazione della massa volumica naturale
- determinazione del contenuto d'acqua;
- prove di taglio diretto (Sondaggi ST6, ST8, ST9).

la seguente tabella riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	SPT	P.P.
ST1	6.50	C.C.	20	2	3	3	2
ST3	5.03	C.C.	20	0	0	3	1
ST4	5.70	C.C.	20	0	0	3	1
ST5	5.10	C.C.	20	0	0	3	1
ST6	5.10	C.C.	30	3	5	5	0
ST7	4.10	C.C.	20	3	4	5	0
ST8	3.90	C.C.	20	3	2	5	0
ST9	3.25	C.C.	20	3	3	6	0
ST10	4.40	C.C.	20	0	0	5	1
ST11	6.08	C.C.	20	3	3	5	0
ST2	2.00	C.C.	30	1	2	5	0

C.C.	Perforazione a carotaggio continuo
D.N.	Perforazione a distruzione di nucleo
D	Profondità in metri da piano campagna
C.I.	N. di campioni indisturbati
C.R.	N. di campioni rimaneggiati
S.P.T.	N. di prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
P.P.	N. di prove di permeabilità a carico costante “Lefranc”

4. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

4.1. Inquadramento geologico in area vasta

Il settore ligure compreso fra Varazze e Genova è geologicamente caratterizzato da Unità tettoniche impilate una sull'altra, appartenenti al Dominio ligure – piemontese, di pertinenza oceanica: si tratta di falde ofiolitifere precenomaniane che iniziano con la classica associazione ofiolitica a peridotiti, gabbri e basalti trasformati dal metamorfismo in serpentiniti, metagabbri e metabasaslti.

A tetto delle ofioliti si trova una copertura sedimentaria di età giurassica superiore – cretacea inferiore, composta da depositi pelagici silicei e carbonatici trasformatesi durante l'orogenesi in quarzosisti e calcescisti.

Partendo da ponente verso levante coesistono, a contatto tra loro, le formazioni del Bacino Terziario Piemontese e le rocce appartenenti a diverse Unità del Gruppo di Voltri che, a loro volta, sono collegate tettonicamente a quelle del sistema strutturale della zona della Linea Sestri – Voltaggio", che soggiace ad est alle falde dell'areale del Flysch di M. Antola.

Localmente, lungo tutto il settore in esame, vi sono inoltre lembi poligenici rappresentati da depositi sedimentari di mare aperto, costituiti da litotipi marnosos-argillosi e conglomeratici.

4.2. Inquadramento geologico locale

A scala di maggior dettaglio, l'area di indagine dal punto di vista geologico risulta piuttosto complessa, essendo presenti rocce appartenenti alle Unità metamorfiche del Gruppo di Voltri e della Zona Sestri – Voltaggio.

In dettaglio, la gran parte del bacino idrografico del rio Molinassi si sviluppa all'interno del complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi all'interno del Gruppo di Voltri.

Nel settore più a valle in corrispondenza della piana costiera, il substrato è rappresentato da un complesso di brecce olofitiche eterogenee, sia per quanto riguarda la natura litologica dei clasti che le compongono (serpentiniti, metagabbri, meta basiti e localmente calcari) sia in relazione alla dimensione dei medesimi. Le brecce costituiscono un ammasso roccioso prevalentemente cementato e solo localmente allenato, la cui matrice, tipicamente arrossata per processi di ossidazione ed alterazione, è costituita da una prevalenza di minerali micacei, indice di disfacimento di rocce verosibilmente riconducibili ai calcesicsti sopra citati, che insieme a tali brecce costituiscono l'ossatura del tratto costiero in esame.

Al di sopra delle rocce del substrato sono presenti depositi quaternari rappresentati da alluvioni recenti ed attuali, prevalentemente ghiaioso – sabbiose e da sabbie dei litorali attuali.

Verso il margine su orientale del settore di indagine sono presenti inoltre depositi limoso – argillosi grigio – azzurri, appartenenti alla formazione delle Argille di Ortovero, di età pliocenica, poggianti al di sopra del substrato di brecce ofiolitiche e alla base dei sovrastanti depositi quaternari. Lo spessore di tale formazione sembra aumentare procedendo da NW verso SE.

4.3. Inquadramento geomorfologico

Il bacino del rio Molinassi, come gli altri bacini minori di questo settore di fascia costiera presenta dimensioni ridotte e un regime del corso d'acqua torrentizio con forte acclività.

La "Carta della franosità reale" del Piano di Bacino riporta per il bacino del rio Molinassi la presenza di numerosi fenomeni franosi, la maggior parte dei quali di dimensioni modeste, non cartografabili, ed alcuni di maggiore rilevanza, per lo più di natura complessa. Tali processi di dissesto gravitativo coinvolgono prevalentemente la coltre di copertura quaternaria, elemento questo che può innescare fenomeni di colata detritica in concomitanza di eventi di piena torrentizia, con ovvie ed inevitabili conseguenze per le condizioni di pericolosità e rischio del settore urbanizzato posto più a valle. Elemento dominante della fascia costiera è infatti l'intensa antropizzazione del tratto mediano e terminale del bacino, che nel tempo ha completamente obliterato i caratteri morfologici dei versanti e quelli del fondovalle.

Il corso d'acqua del rio Molinassi, così come molti altri corsi d'acqua della fascia costiera, è stato improvvidamente completamente tombinato nel tratto prossimo alla costa, aumentando conseguentemente la criticità geomorfologica ed idraulica di tale settore e il grado di rischio per le infrastrutture. A monte del tratto di interesse l'alveo appare parzialmente ingombro di depositi anche detritici e vegetazione infestante.

Si segnala che il Piano di Bacino stralcio sul rischio idrogeologico (ambiti 12 e 13), evidenzia che nel corso dell'evento del 4 ottobre 2010 "nel bacino del T. Molinassi si sono verificati veri e propri fenomeni di debris flow che hanno originato un accumulo di enormi quantità di materiale alluvionale in corrispondenza dell'imbocco della tombinatura del Rio" (pertanto all'inizio del settore di previsto intervento).

5. SISMICITÀ DELL'AREA

I valori di accelerazione massima su suolo rigido e al piano di imposta delle opere sono stati individuati utilizzando, in accordo con la zonazione definita nel D.M. 14.01.2008, la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano tramite l'impiego del software Spettri-NTC ver1.0.3 distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

L'accelerazione sismica su suolo rigido PGA (a_g) da assumere in progetto agli SLV, dipende dalla natura e dall'importanza delle singole opere da realizzare.

La classificazione delle opere viene condotta secondo il prospetto seguente:

Classificazione dell'opera	Vita nominale	Classe d'uso (Cu]	Periodo di riferimento per la costruzione (Vr)	Periodo di ritorno agli SLV
Opere provvisionali minori	< 2 anni	-*	-*	-*
Opere provvisionali maggiori	Compreso tra 2 e 10 anni	2	35 anni	332 anni
Opere definitive di importanza ordinaria	50 anni	2	100 anni	949 anni
Opere definitive di importanza primaria	100 anni	3	150 anni	1424 anni

Figura 5.1 classificazione delle opere in termini di parametri sismici SLV in dipendenza da vita nominale e classe d'uso

Per l'opera in esame, viste le dimensioni e l'importanza rivestita, si sceglie di attribuire una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso pari a 3. Ciò comporta un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni ed un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 1424 anni in condizioni SLV.

La seguente figura mostra la variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico al variare degli stata limite considerati

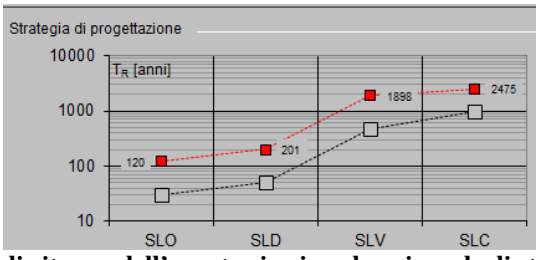


Figura 5.2 variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico al variare degli stata limite considerati

* verifica sismica omessa ai sensi del D.M. 14.01.2008

La seguente figura mostra l'andamento dei parametri ag, F0 e Tc* in funzione dello stato limite considerato.

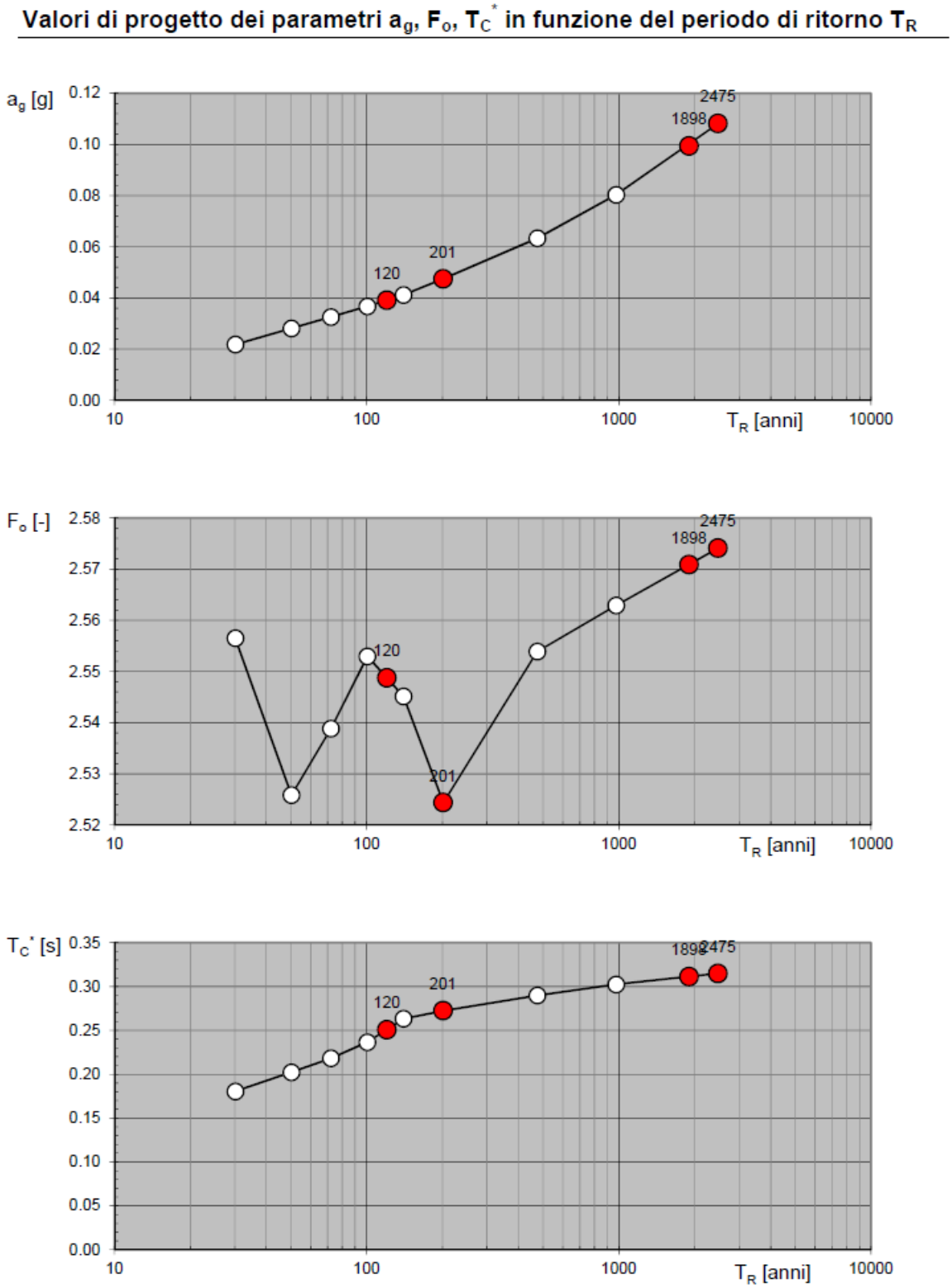


Figura 5. andamento dei parametri ag, F0 e Tc* in funzione dello stato limite considerato.

L'accelerazione massima attesa su suolo rigido (PGA) in condizioni SLV risulta pari a ag=0.092×g.

Al fine di valutare la risposta sismica locale e quindi l'accelerazione massima di progetto occorre valutare gli effetti di amplificazione causati dall'assetto stratigrafico del sottosuolo nell'area oggetto di intervento. Tali valutazioni sono effettuate nel successivo §8.

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI

6.1. Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche tengono conto del fatto che nel sito in esame si rinvengono fondamentalmente depositi argillosi (argille di ortovero) e sabbioso-ghiaiosi di origine, nell'ambito dei quali sono state effettuate le prove descritte in precedenza.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, verrà fatta principalmente sulla base:

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

6.2. Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie)

6.2.1. Introduzione

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

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

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

6.2.2. Stato iniziale del deposito

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

In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- I corpi ghiaioso-sabbiosi dei depositi alluvionali attuali 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 può essere stata generata dai prelievi idrici o da lievi innalzamenti del piano di campagna con materiali di origine antropica. 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.

6.2.3. Deteminazione della densità relativa Dr da prove SPT

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 (-)

In sabbie

In accordo a quanto indicato In Skempton (1986) la densità relativa Dr può essere correlata al valore NSPT 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 6-1
- σ_{vo}'=pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT
- N_{SPT}=numero di colpi per 30 cm di infissione
- (Ko)nc=0,5=coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
- (ko)sc=0,5·(GSC)0.5=coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
- GSC=grado di sovraconsolidazione
- Dr =densità relativa

Tabella 6-1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

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

In sabbie e ghiaie:

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa Dr risulta meno agevole che per le sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta;
- causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori NSPT equivalenti con il campionatore standard. Ove non sia possibile effettuare tale confronto i valori NSPT misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori NSPT ottenibili con il campionatore standard.

I valori con la profondità dal p.c. degli NSPT verranno suddivisi per:

- materiali caratterizzati da contenuti di fine inferiori al 30%;
- materiali caratterizzati da contenuti di fine superiori al 50% ÷ 60%.

Nel caso dei materiali appartenenti alla prima suddivisione (sabbie e ghiaie), ad ogni valore NSPT verrà associato, ove possibile:

- il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante o di trattenuto);
- un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori N_{SPT}, in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, verrà effettuata facendo riferimento, per tratte significative, ad un valore di D_{50} medio caratteristico.

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

- $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm

- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \le 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm, essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

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

L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo ko dell'ordine di 0,4÷0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0{,}23 + \frac{0{,}06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

- Dr = densità relativa
- $(N_{SPT})78\%$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita
- alle aste pari al 78% di quella teorica
- D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al passante 50%
- σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica
- ko,NC = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente
- consolidati
- ko,SC = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore NSPT misurato, assunto pari a $(N_{SPT})60\%$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:
- $(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$
- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di risultati con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi (D50 ≥ 1 mm) verrà fatta senza alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton (1995), Skempton (1986), Tokimatsu & Yoshimi (1983)).

6.2.4. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato con il metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni σ_{ff}' = 272 kPa (°)

Q = fattore che dipende dalla composizione mineralologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10

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

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

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi tabella successiva) (°)

D_r = densità relativa (-)

Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	**m(°)**
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

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

Valori dell'angolo di attrito 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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata assumendo:

Sabbie e ghiaie

$\varphi_{cv}' = 34^\circ$

m = 3

Sabbie

φ_{cv}' = 30°

m = 3

6.2.5. Caratteristiche di deformabilità

6.2.5.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o', possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9{,}81} \cdot (V_s)^2 \quad \text{(kPa)}$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad \text{(kPa)}$$

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT

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

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p'_o} \right)^{0.5} \quad \text{(kPa)}$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \text{ (kPa)}$$

6.2.5.2. Velocità delle onde di taglio

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:

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

essendo:

C = 67,3

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la tabella successiva)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la tabella successiva)

Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	**Olocene**	**Pleistocene**
	1,0	1,3

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

6.2.5.3. Moduli elastici "operativi"

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

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

- i moduli elastici iniziali**;**
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto.

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

Nel calcolo di opere di sostegno i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa 1/3 ÷ 1/5 di quelli iniziali E_{01}; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$;

Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa 1/5 di quelli iniziali E_{01}; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura > 3 e da cedimenti inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione;

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op2} sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali E_{01}

6.2.6. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa possono essere stimati sulla base della 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

6.3. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

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

6.3.1. Classificazione

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

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

6.3.2. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto.

6.3.3. Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer che vane test, nonchè dai risultati 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 a valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

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

$$c_u \cong (5{,}0 \div 5{,}5) \cdot N_{SPT} \quad \text{(kPa)}$$

6.3.4. Caratteristiche di deformabilità

6.3.4.1. Moduli elastici iniziali in condizioni non drenate

Sulla base id quanto riportato in Simpson et al. (19679) i moduli di Young iniziali, associabili a piccole deformazioni, sono stati stimati adottando la seguente equazione:

$E_0 = (400)cu$

Essendo cu la resistenza al taglio non drenata.

6.3.4.2. Moduli elastici iniziali in condizioni drenate

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o', possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9{,}81} \cdot (V_s)^2 \quad \text{(kPa)}$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1+\nu') \text{ (kPa)}$$

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,35

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche down hole.

6.3.4.3. Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

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

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

- I moduli elastici iniziali
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità "operativi" di Young saranno assunti pari a circa 1/3 ÷ 1/5 di quello iniziale E_{o1}.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1. Introduzione

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

- degli studi geologici e geomorfologici
- delle indagini geognostiche eseguite
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti in precedenza.

I principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono i seguenti, a partire dal piano campagna fino alle massime profondità indagate;

- **riporto eterogeneo (R)**: costituito da ghiaia eterometrica con sabbia eterometrica debolmente limosa e ciottolosa: presenza di clasti poligenici con frammenti di calcestruzzo e laterizi disseminati. Lo spessore di tale strato è pari a circa 1.60 – 3.0 m;
- **alluvioni ghiaiose sabbiose (G)**: costituite da ghiaia eterometrica sabbioso - limosa, sabbia eterometrica ghiaiosa – limosa, presenti nell'area del tracciato del Rio Molinassi, per uno spessore variabile da circa 7.5 m nella parte alta del tracciato, fino ad assottigliarsi a circa 5.5 m nella parte terminale;
- **alluvioni sabbiose e limose (B)**: costituite da sabbia fine debolmente limosa. Presenti lungo il tracciato per uno spessore variabile da 0.0 m nella parte alta del tracciato fino a uno spessore di 9.5 m nella parte terminale;
- **Argille di Ortovero (A)**, presenti in maniera continua su tutta l'area in esame al di sotto dello strato B con potenze massime investigate di 12m.

7.2. Riporto eterogeneo (G)

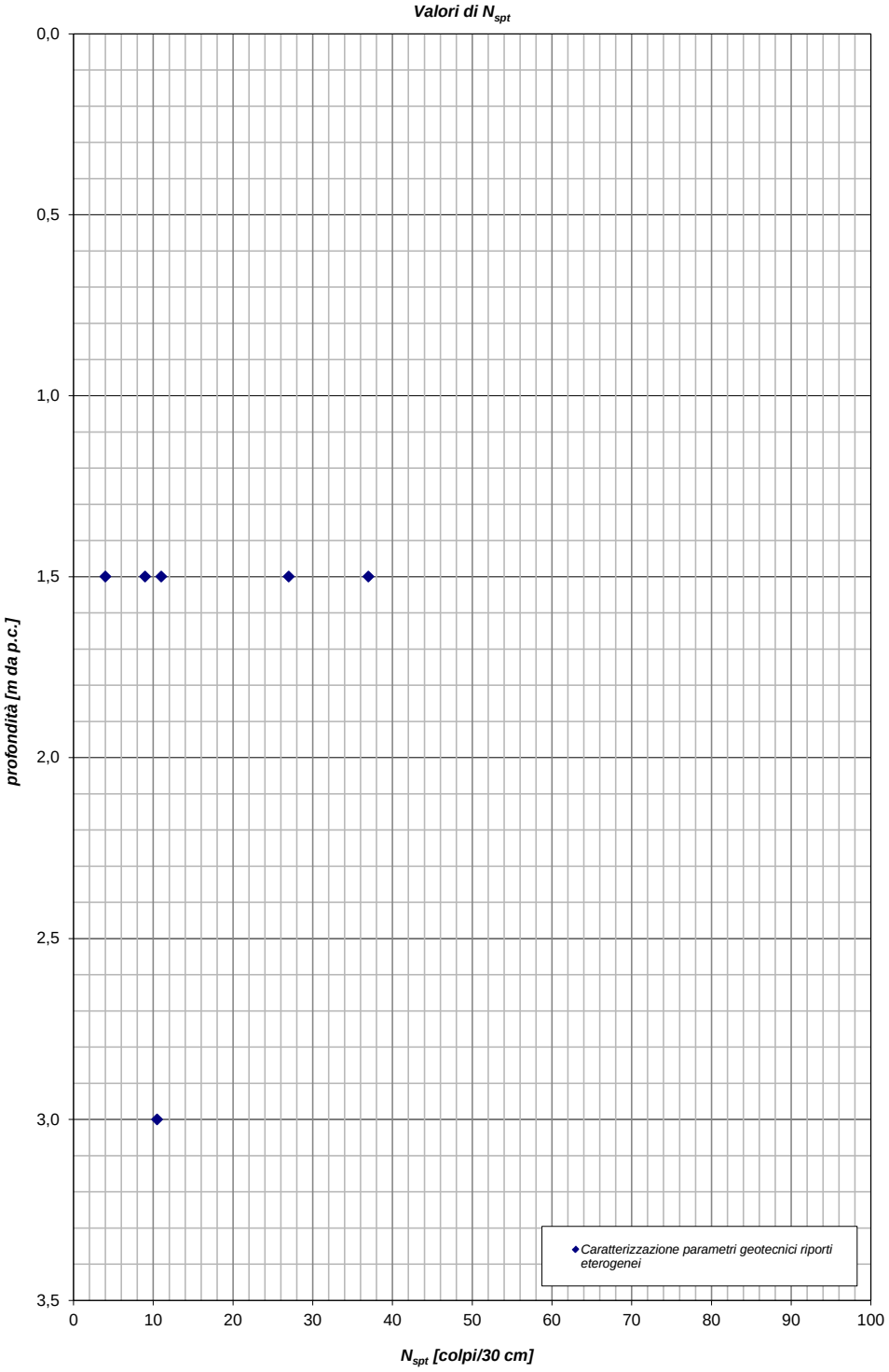


Figura 7. Livello R – valori di N_{SPT}

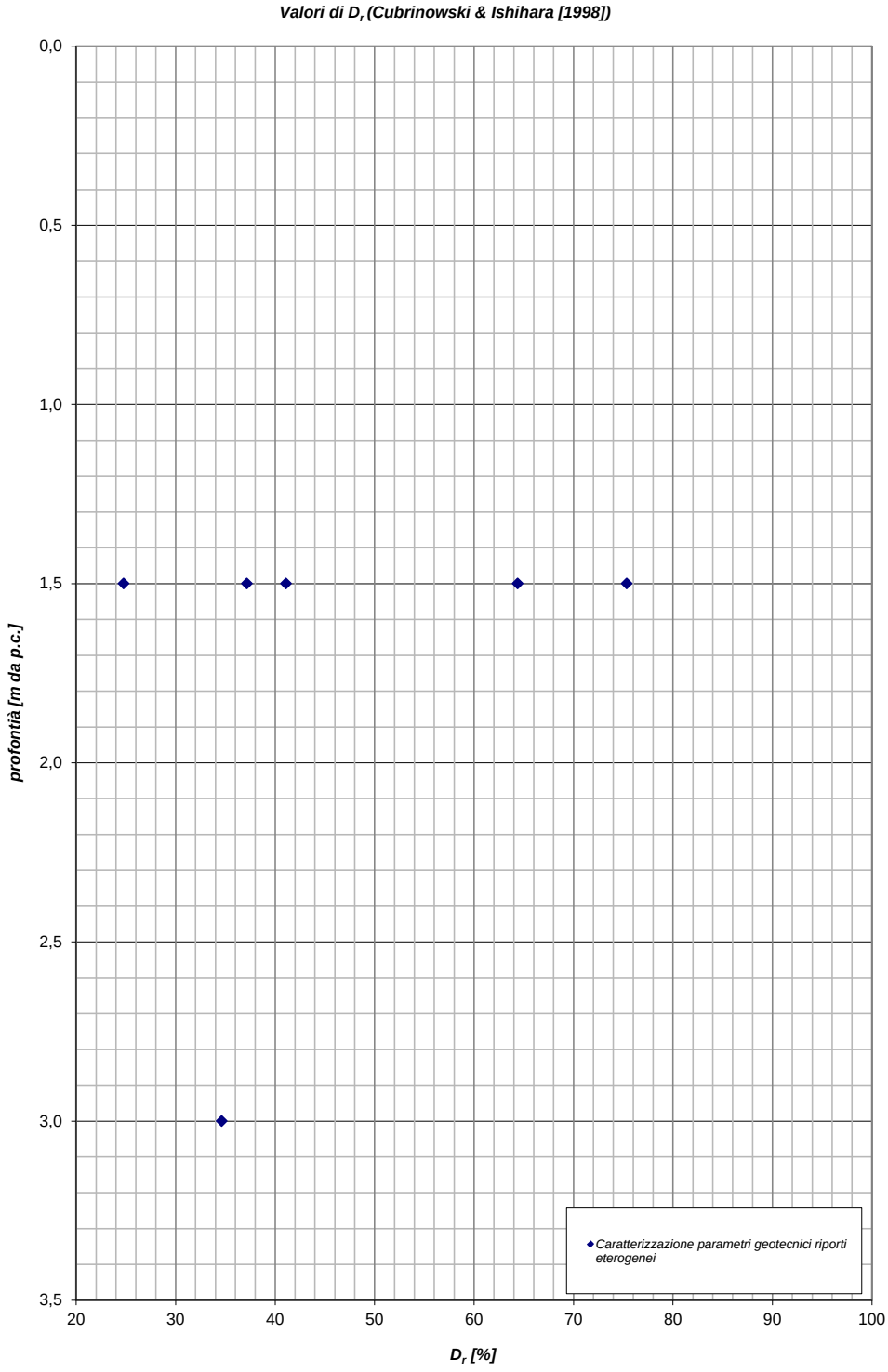


Figura 7. Livello R – valori calcolati di densità relativa

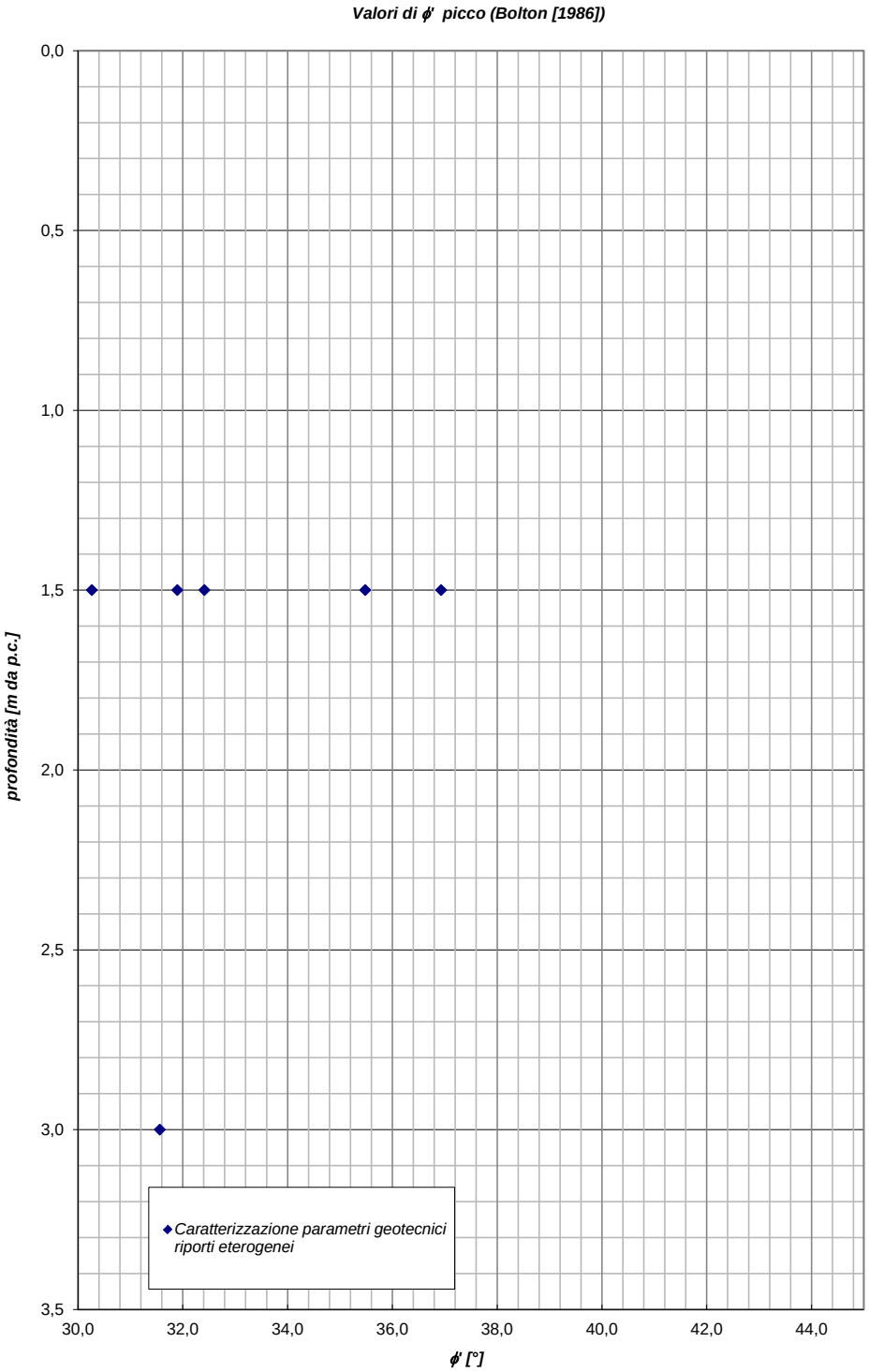


Figura 7. Livello R – valori calcolati di angolo di attrito di picco

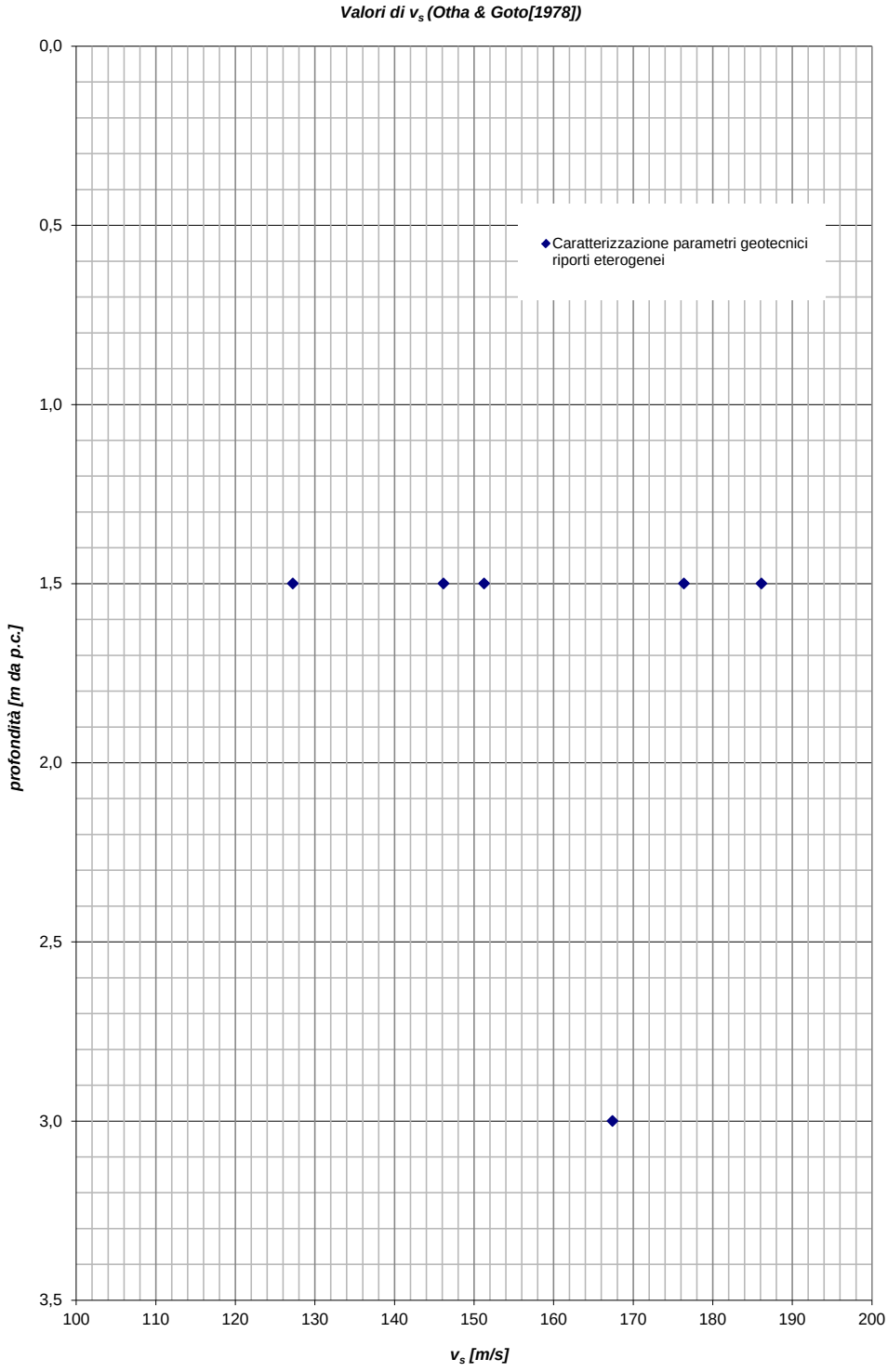


Figura 7. Livello R – valori calcolati di vs

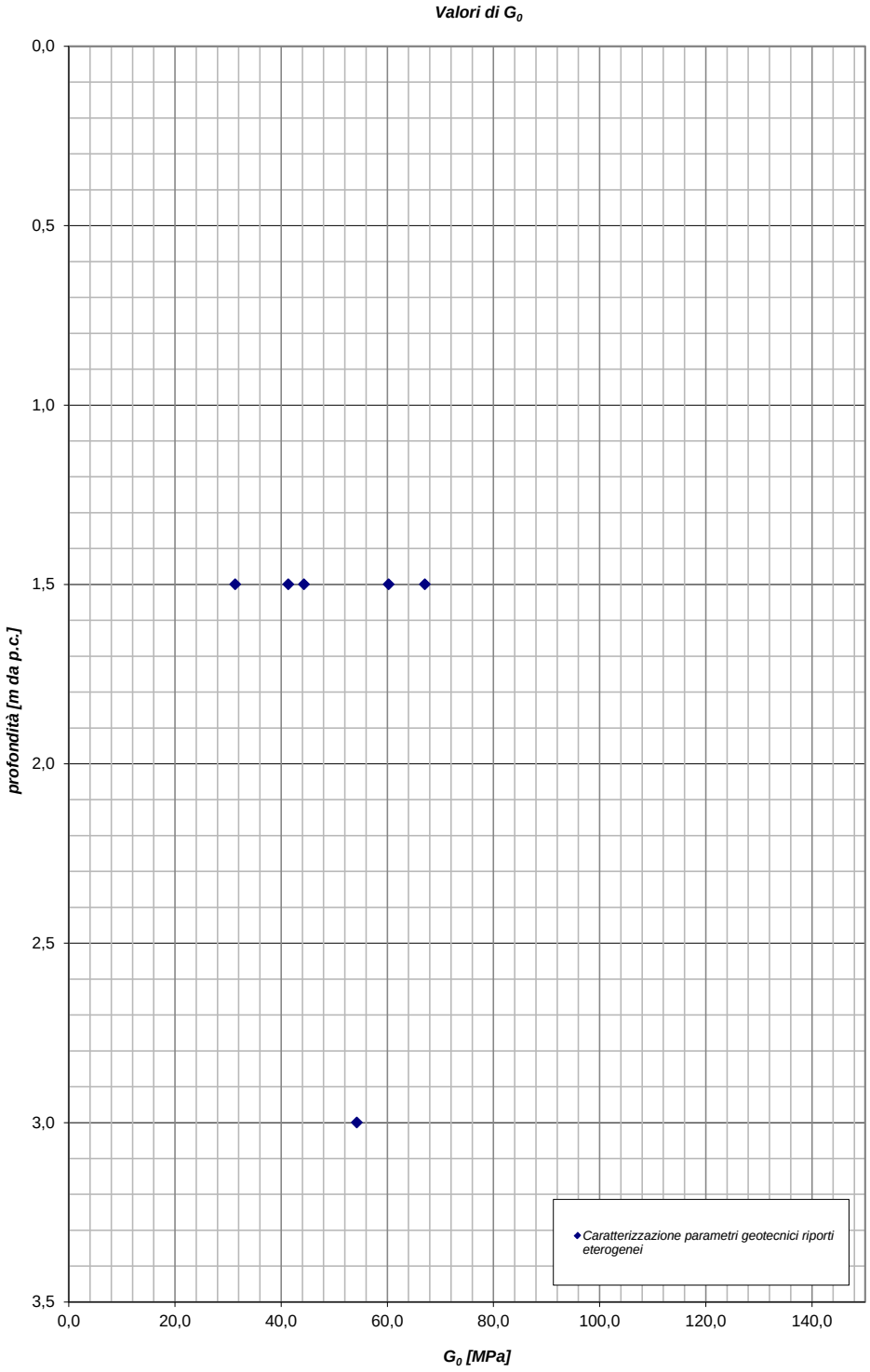


Figura 7. Livello R – valori calcolati di G0

Valori di E_0

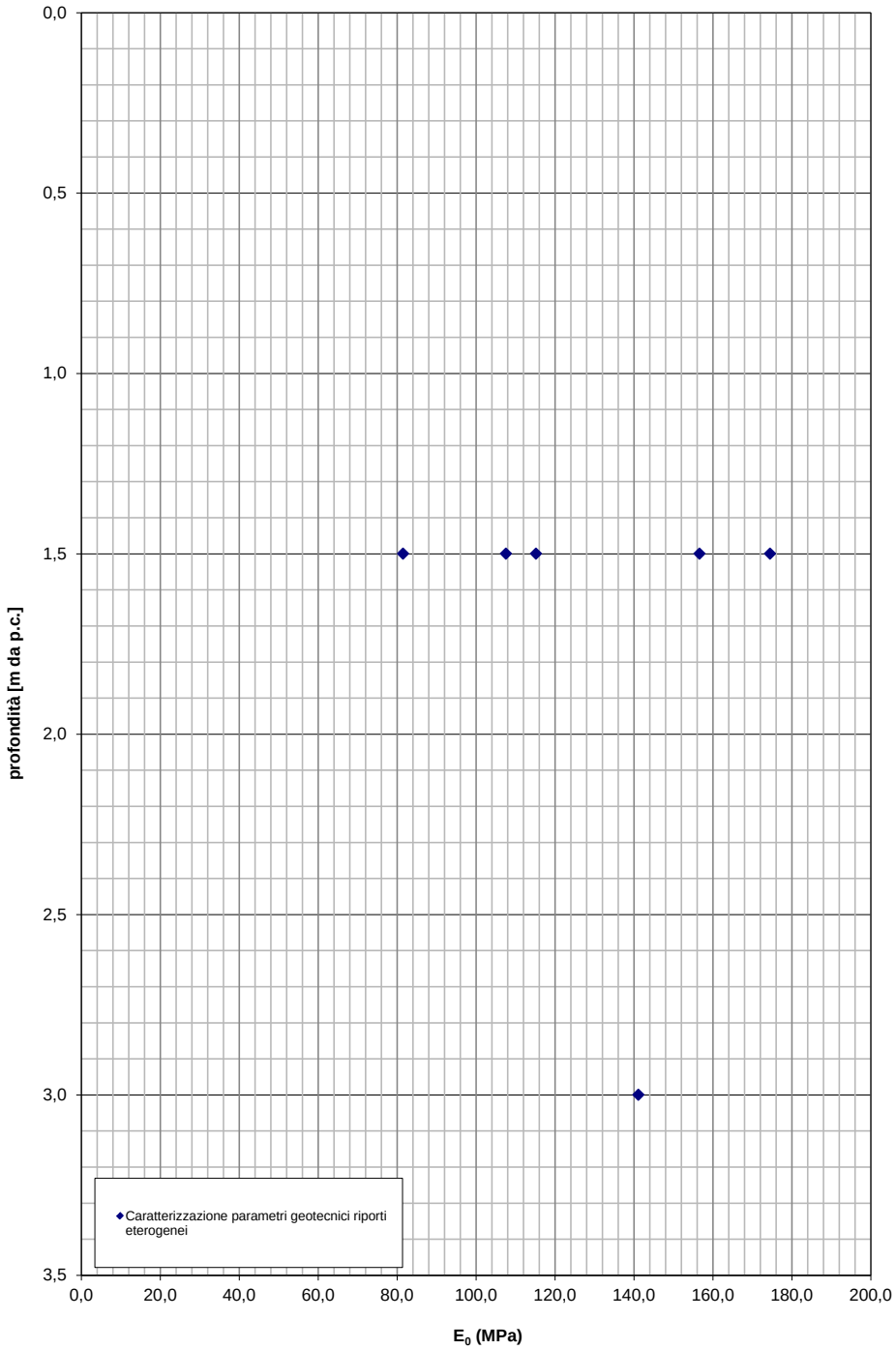


Figura 7. Livello R – valori calcolati di E0

7.2.1. Coefficienti di permeabilità

Sulla base delle procedure indicate in precedenza, ai riporti possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di $1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$ m/sec.

7.2.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali ghiaioso sabbiosi prevalenti nella tratta in esame.

R	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**46** ± 19
φ' (°)	**33** ± 3
vs (m/s)	**159** ± 22
G_o(MPa)	**50** ± 13
E_o(MPa)	**129** ± 34
E' (MPa)	25-7
k (m/sec)	1.0E-0.3 – 1.0E-05

Simbologia:

- φ' = angolo di attrito operativo;
- Dr = densità relativa;
- vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- Go = modulo di taglio iniziale;
- Eo = modulo di Young inizionale;
- E' = modulo elastico operativo;
- k = conducibiltà idraulica;

7.3. ALLUVIONI GHIAIOSE E SABBIOSE (G)

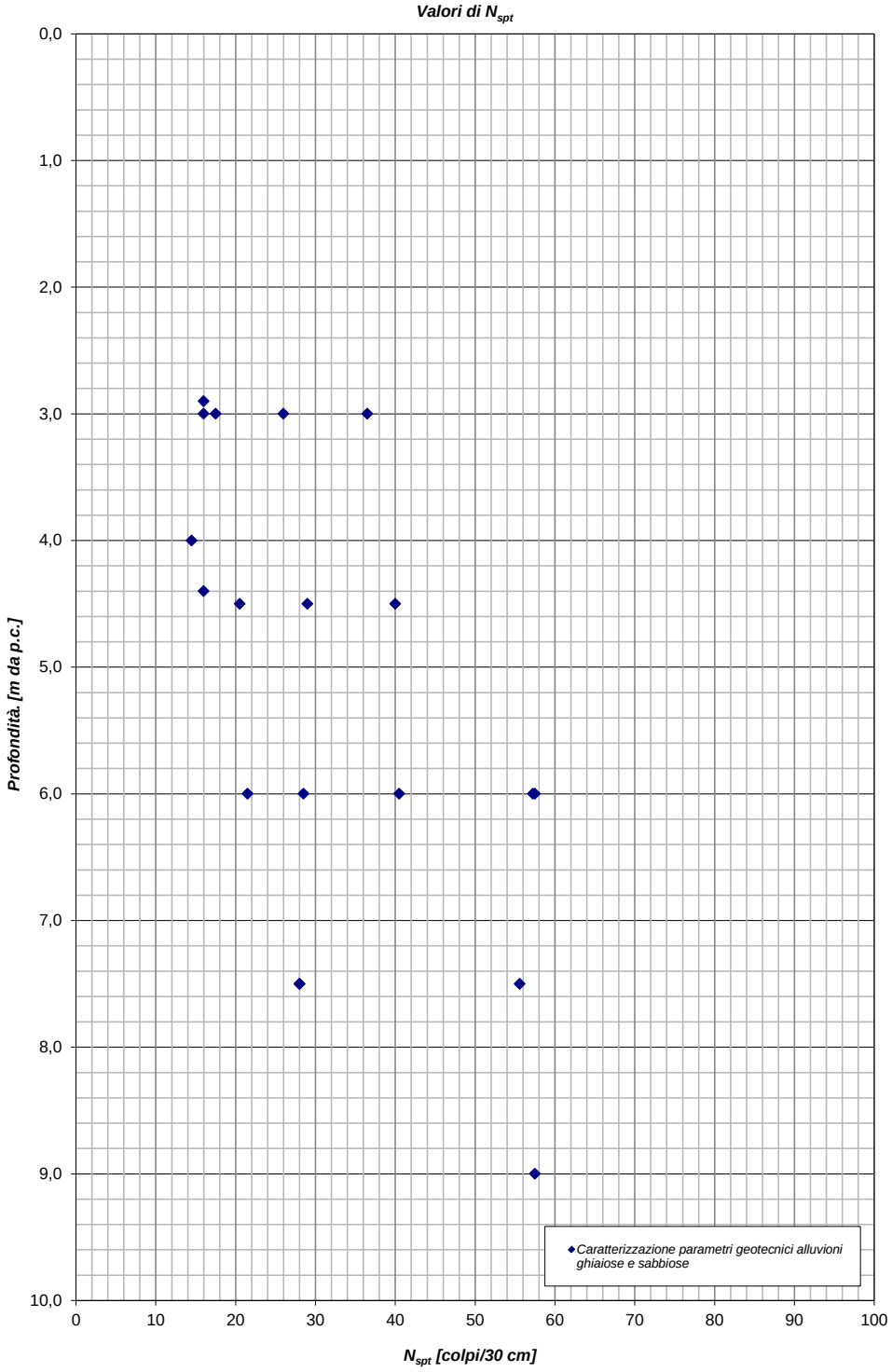


Figura 7. Livello G – valori di N_{SPT}

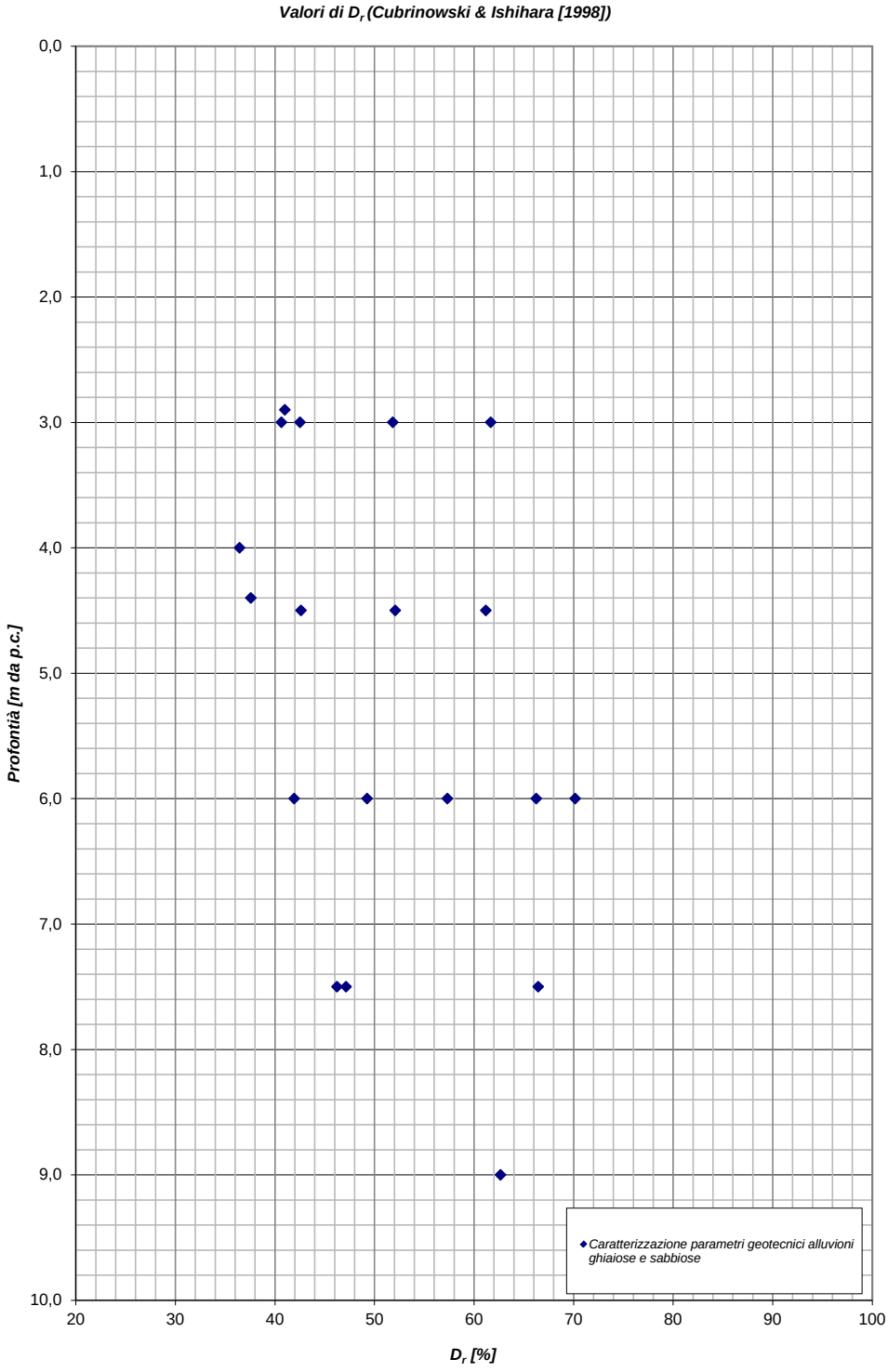


Figura 7. Livello G – valori calcolati di densità relativa

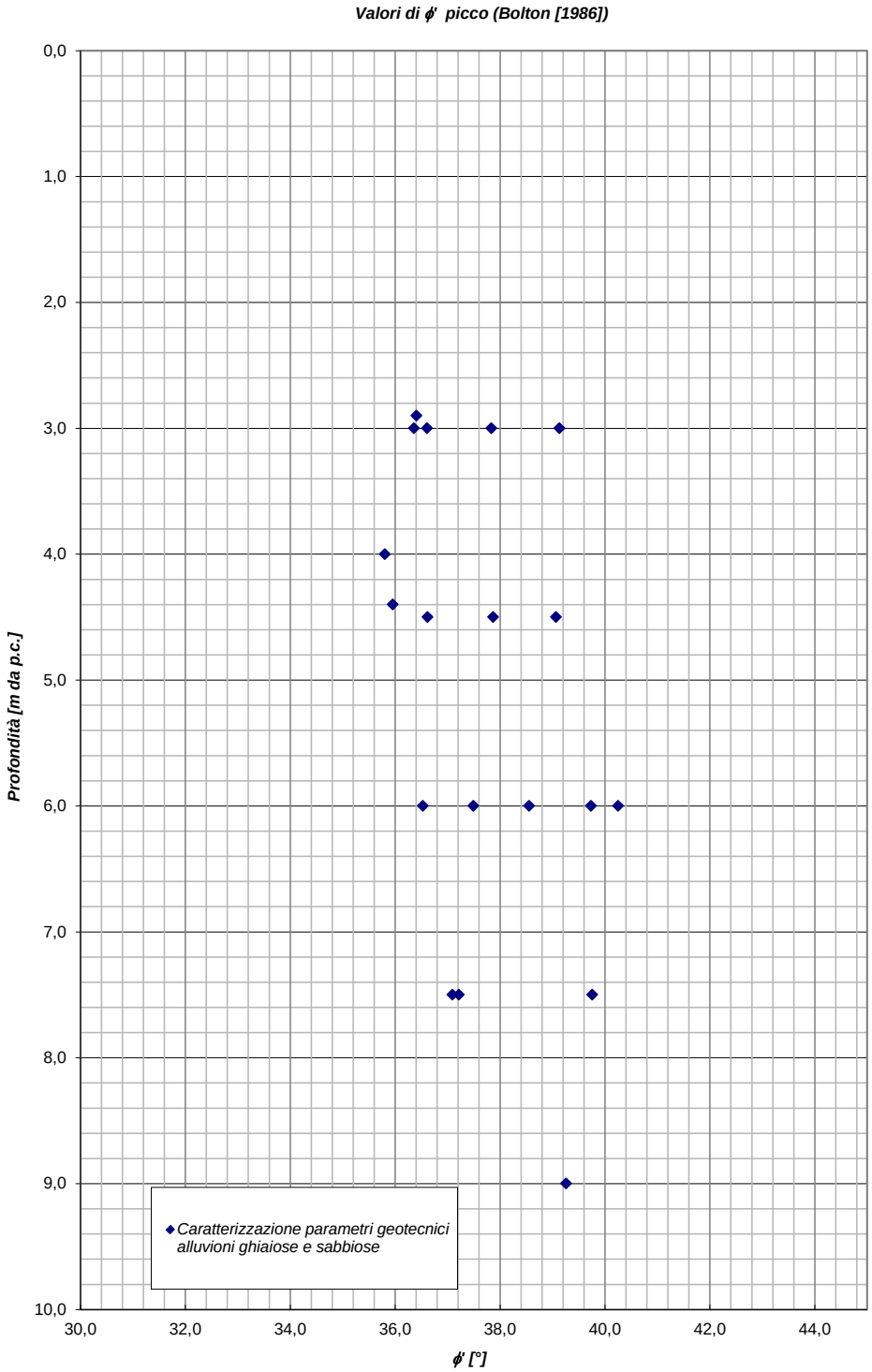


Figura 7. Livello G – valori calcolati di angolo di attrito di picco

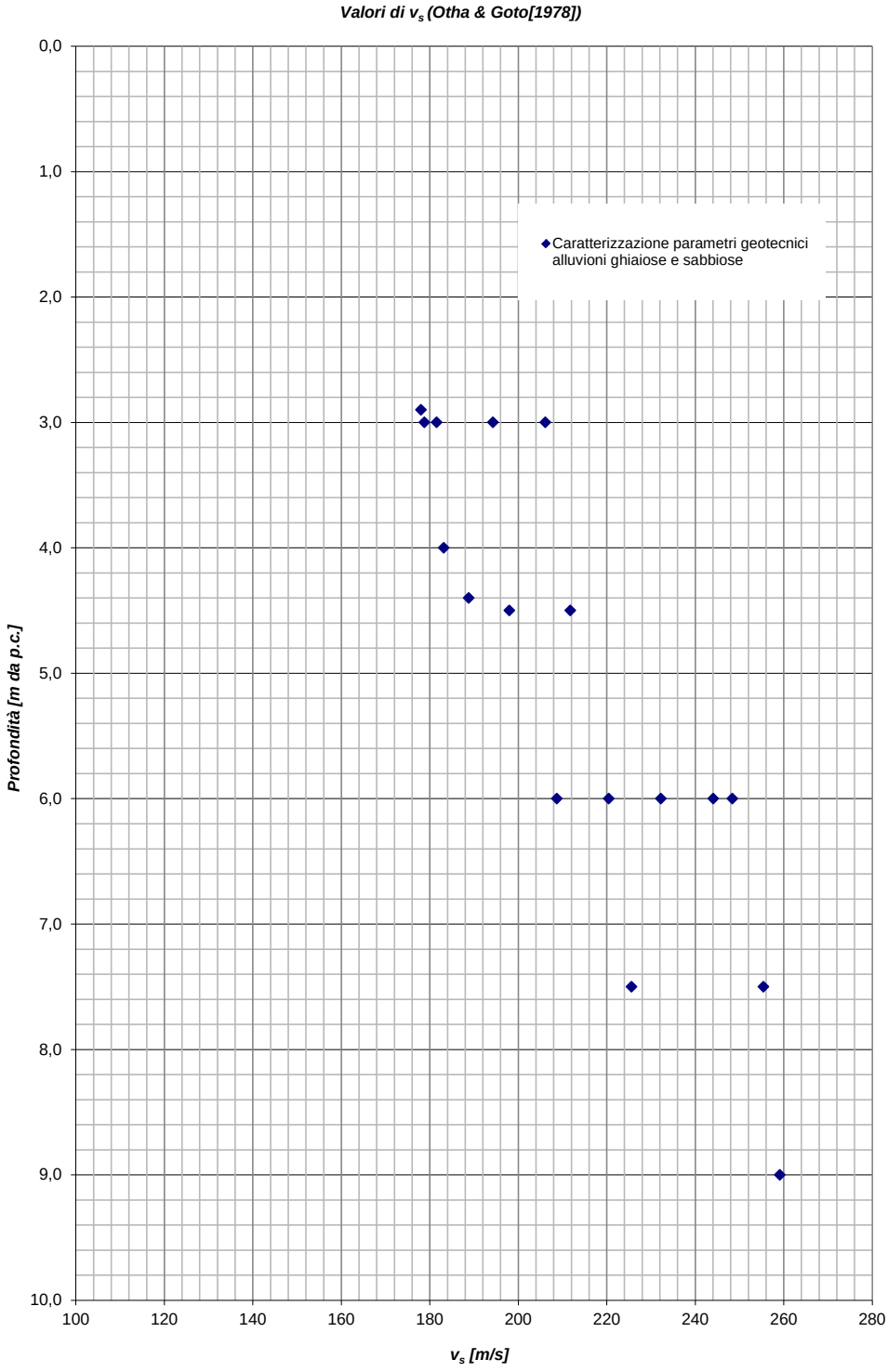


Figura 7. Livello G – valori calcolati di vs

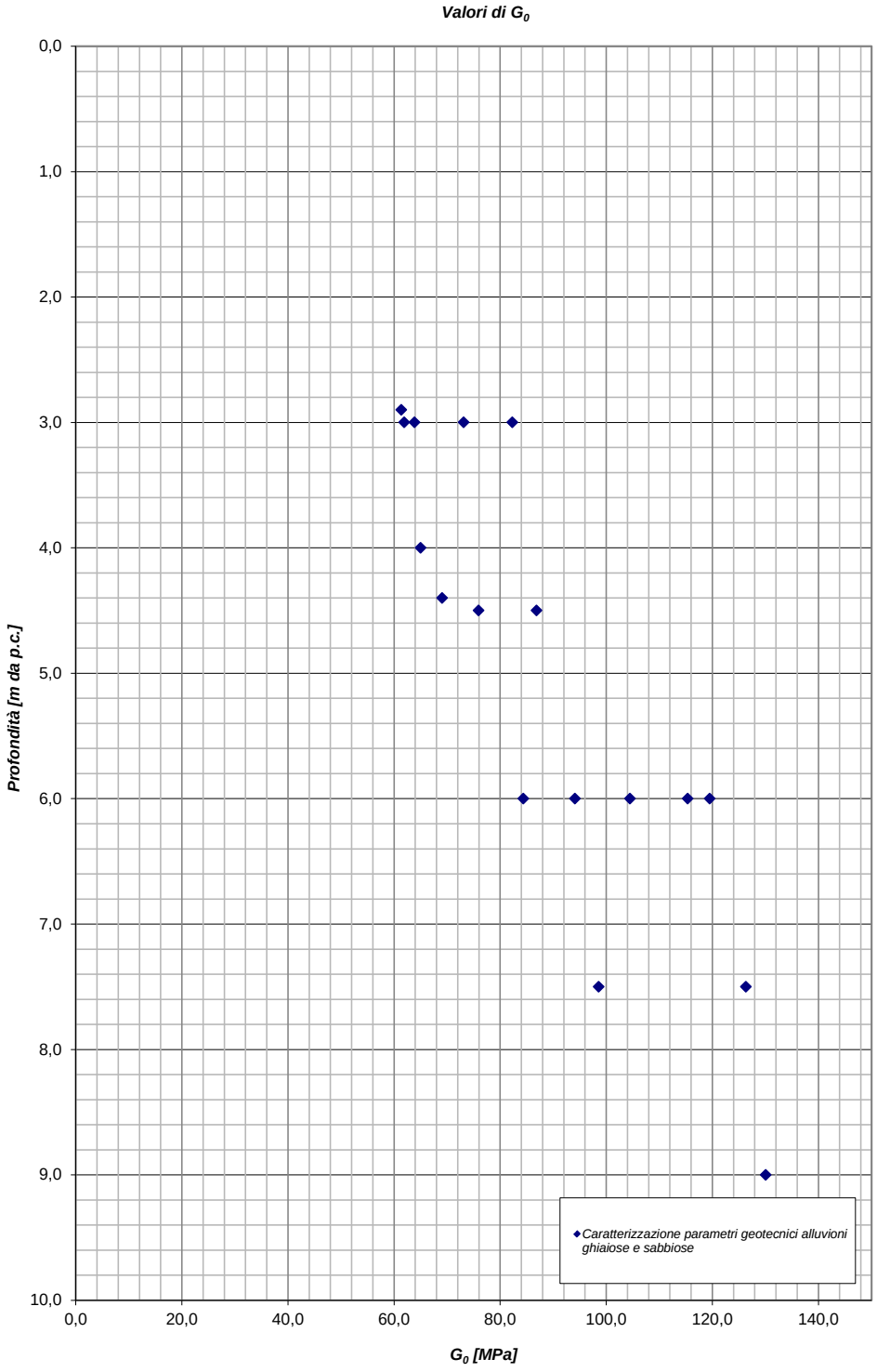


Figura 7. Livello G – valori calcolati di G0

Valori di E_0

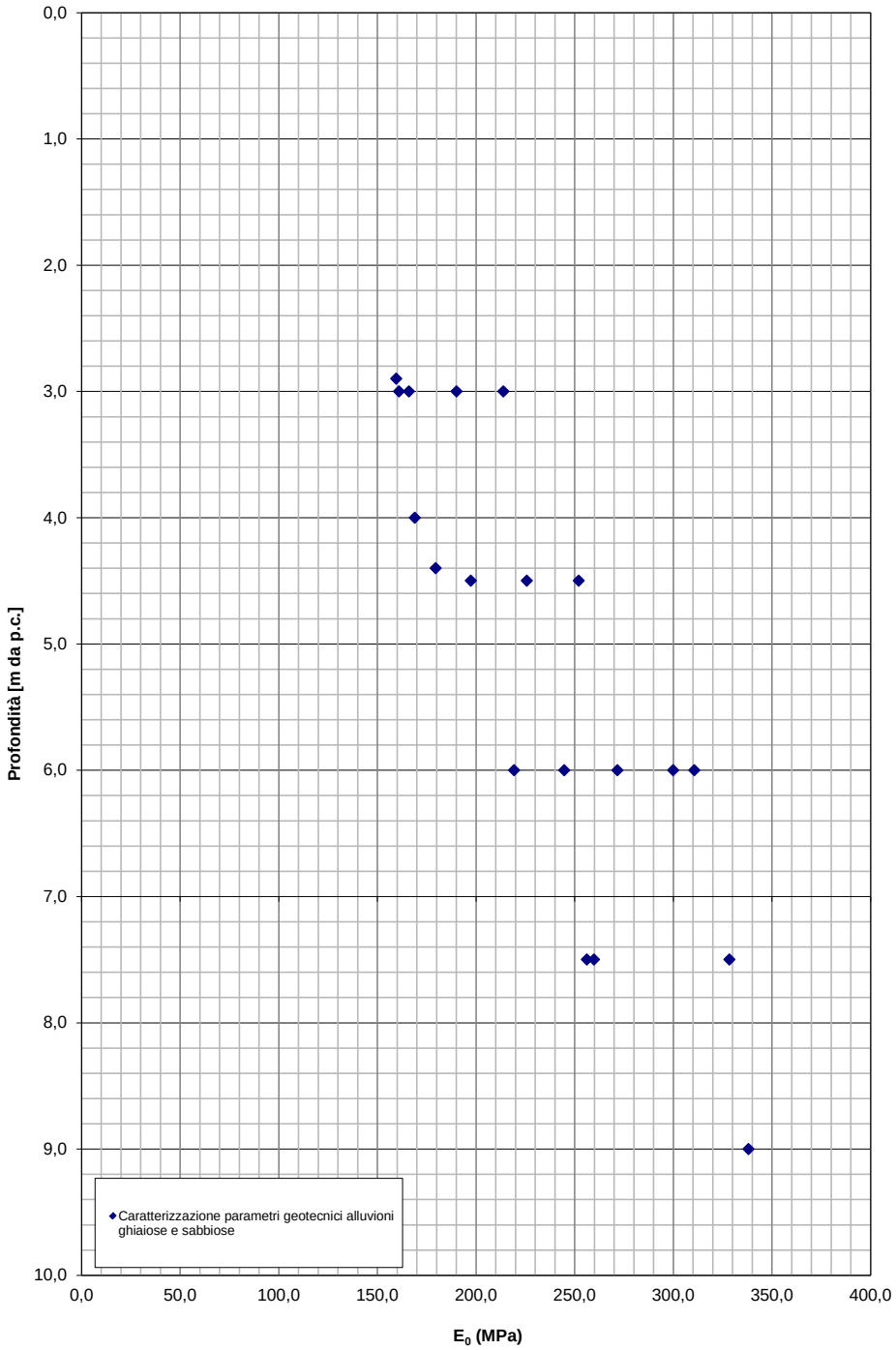


Figura 7. Livello G – valori calcolati di E0

7.3.1. Coefficienti di permeabilità

Si riportano nella seguente tabella i valori di permeabilità ottenuti dalle prove di permeabilità a carico costante Lefranc effettuate nei sondaggi.

Sigla	Quota (m da testa sondaggio)	Formazione	k (cm/sec)
ST1	4.0-4.5	G	9.93E-04
ST1	7.5-8.0	G	1.85E-03
ST3	8.5-9.0	G	1.13E-03
ST4	5.0-5.5	G	2.15E-03
ST5	5.5-6.0	G	3.20E-03
ST10	4.0-4.5	G	4.50E-03

7.3.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali ghiaioso sabbiosi prevalenti nella tratta in esame.

G	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**51** ± 11
φ' (°)	**37.5** ± 1.5
vs (m/s)	**214** ± 26
G_o(MPa)	**90** ± 22
E_o(MPa)	**234** ± 58
E' (MPa)	47-11.6
k (m/sec)	1.0E-0.5 – 4.5E-05

Simbologia:

- φ' = angolo di attrito operativo;
- Dr = densità relativa;
- vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- Go = modulo di taglio iniziale;
- Eo = modulo di Young inizionale;
- E' = modulo elastico operativo;
- k = conducibiltà idraulica;

7.4. ALLUVIONI SABBIOSE E LIMOSE (B)

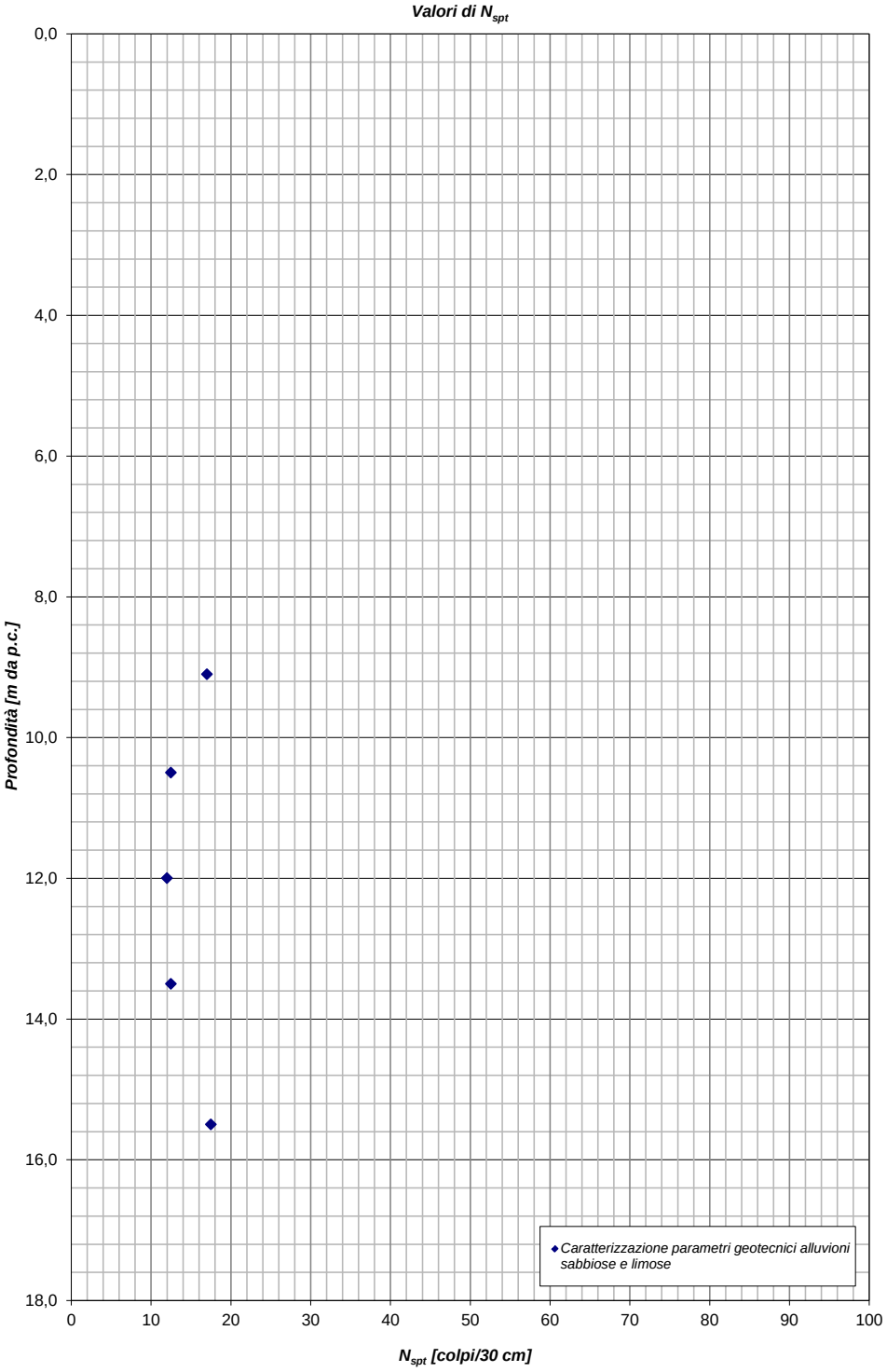


Figura 7. Livello B – valori di N_{SPT}

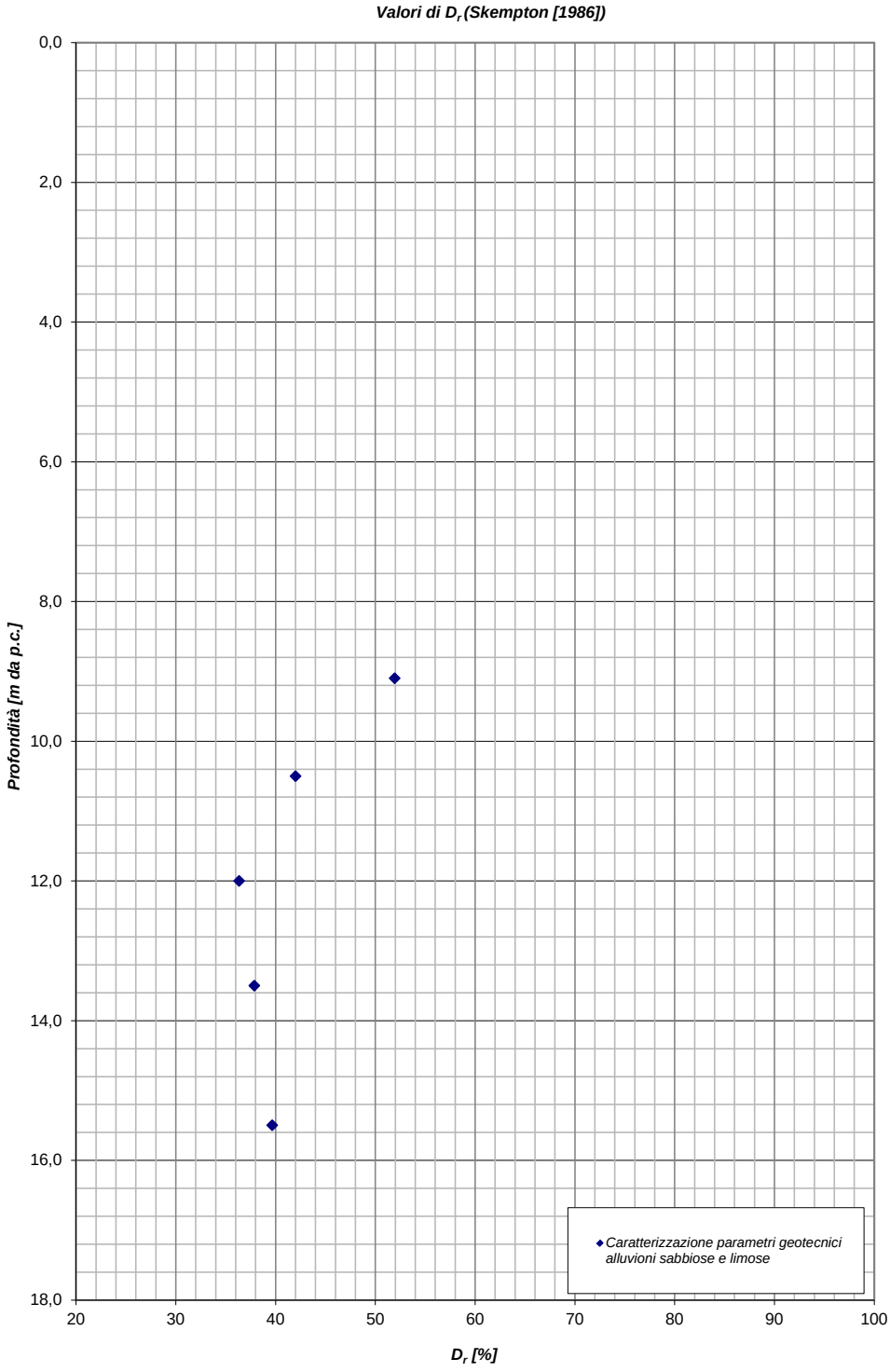


Figura 7. Livello B – valori calcolati di densità relativa

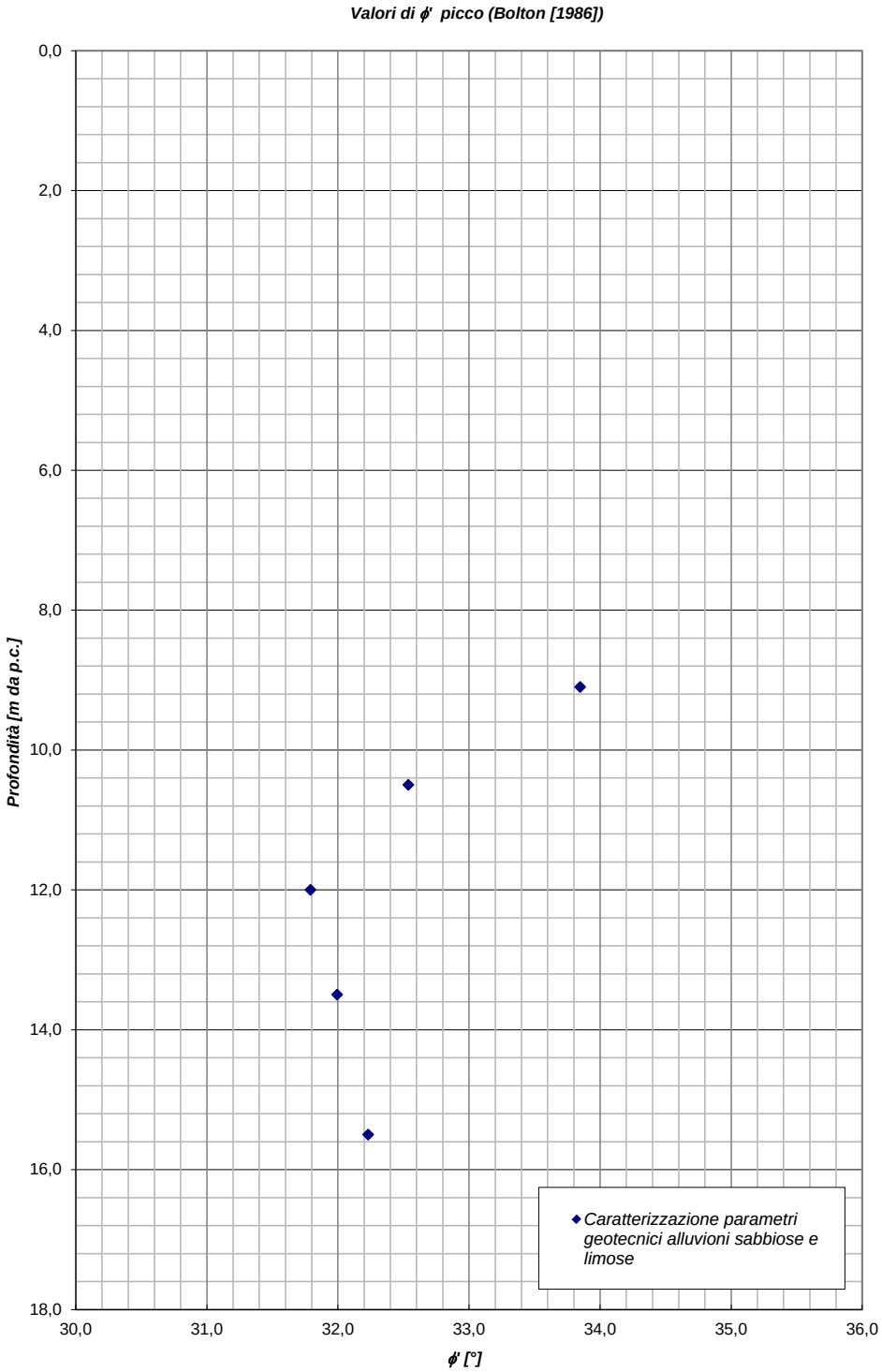


Figura 7. Livello B – valori calcolati di angolo di attrito di picco

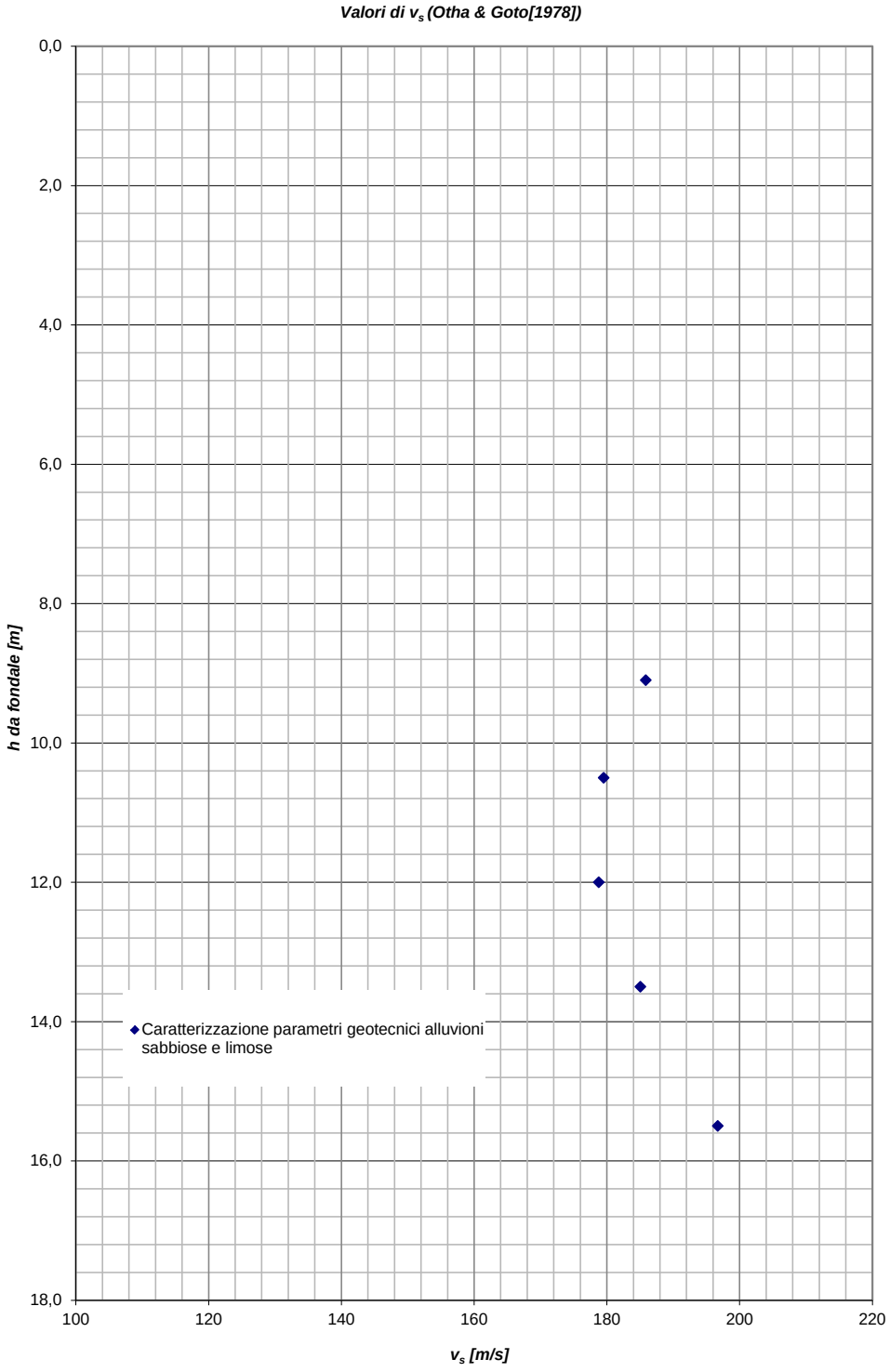


Figura 7. Livello B – valori calcolati di vs

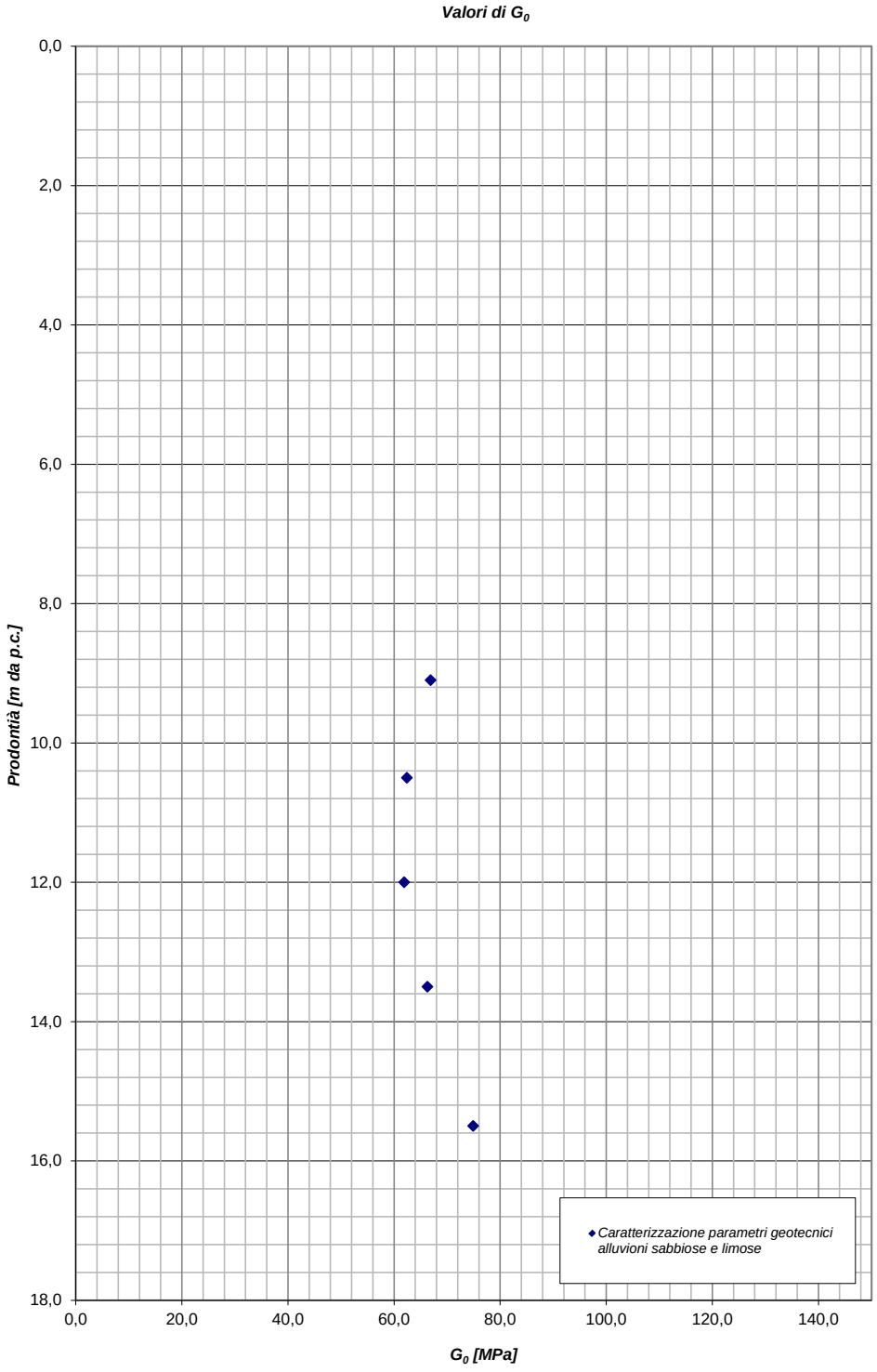


Figura 7. Livello B – valori calcolati di G0

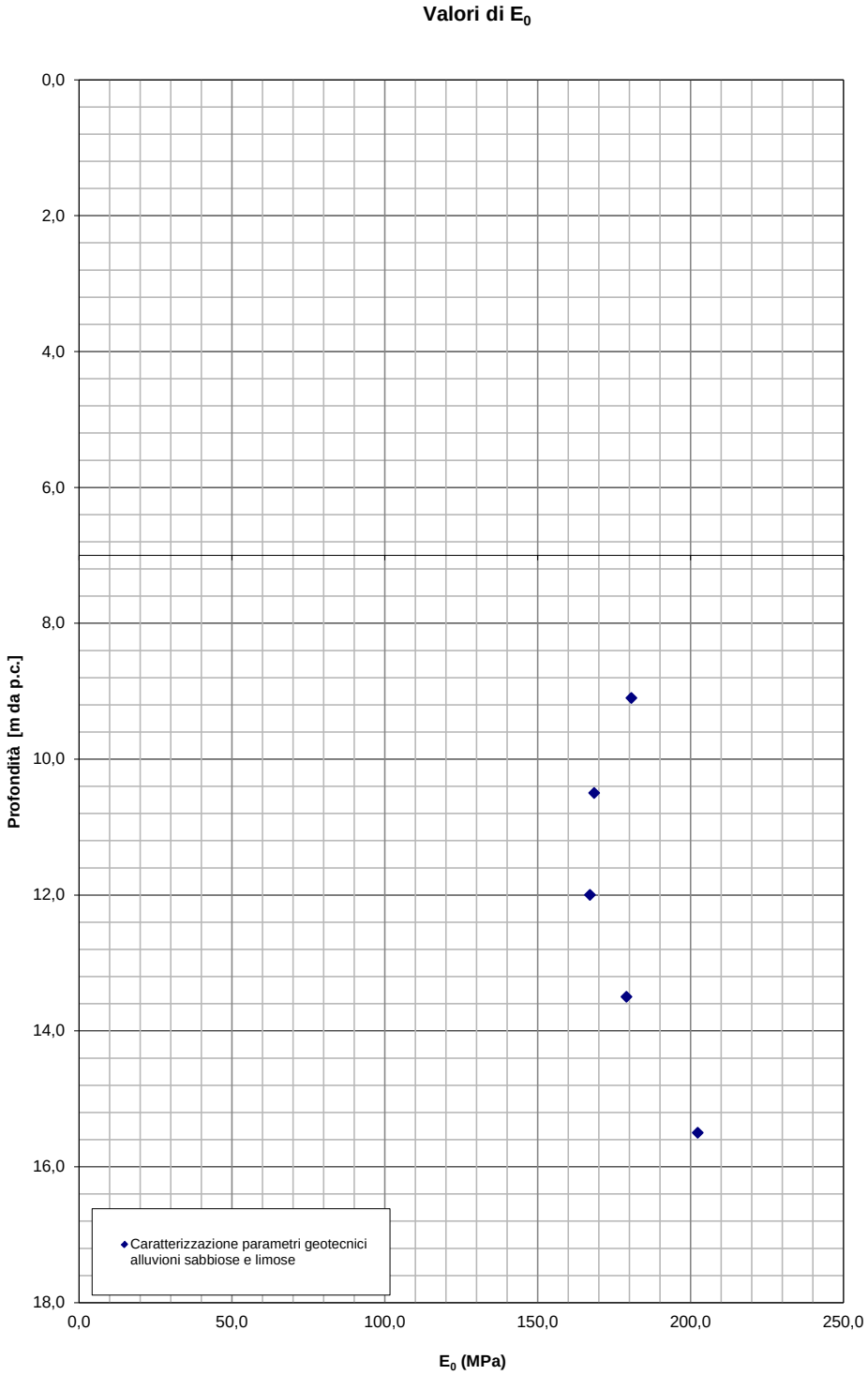


Figura 7. Livello B – valori calcolati di E0

7.4.1. Coefficienti di permeabilità

Sulla base delle procedure indicate in precedenza**,** alle sabbie possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di k = $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-6}$ m/sec.

7.4.2. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi prevalenti nella tratta in esame.

B	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**42** ± 6
φ' (°)	**32** ± 1
vs (m/s)	**185** ± 7
G_o(MPa)	**67** ± 5
E_o(MPa)	**180** ± 14
E' (MPa)	**36** ± 3
k (m/sec)	1.0E-0.5 – 1.0E-06

Simbologia:

- φ' = angolo di attrito operativo;
- Dr = densità relativa;
- vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- Go = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- Eo = modulo di Young secante riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- E' = modulo elastico operativo;
- k = conducibiltà idraulica;

7.5. Argille di Ortovero (A)

La caratterizzazione geotecnica è sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi.

7.5.1. Caratteristiche fisiche

I limi argillosi e le argille limose in oggetto hanno curve granulometriche caratteristiche tipo quelle riportate nella seguente figura, sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 28% ÷ 32%

limo = 59% ÷ 67%

sabbia = 3.5% ÷ 8.0%

ghiaia = 0% ÷ 1.1%

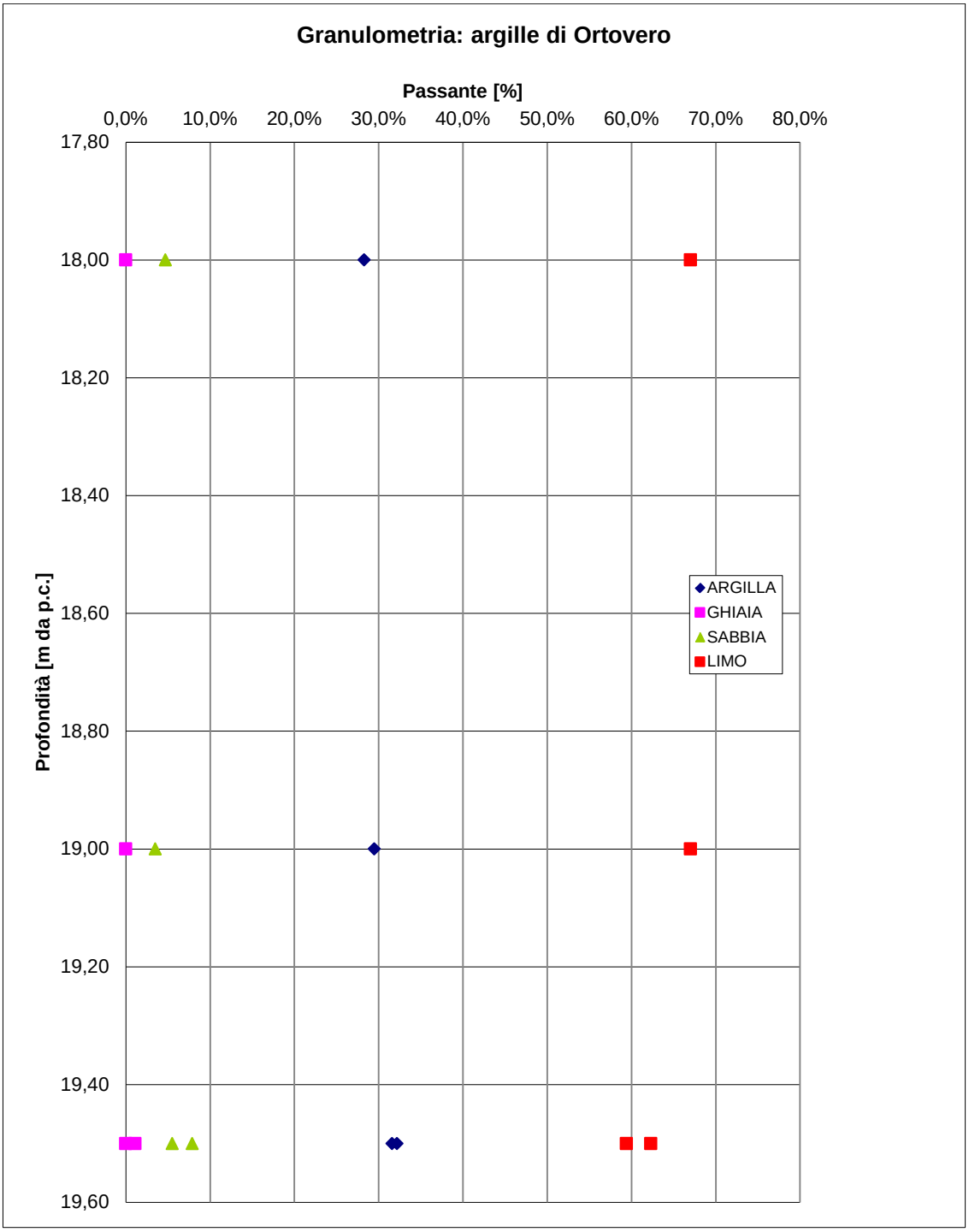


Figura 3: Livello A - Granulometria

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportati nella seguente figura esse possono variare come segue:

LL = limite liquido = 44% ÷ 47%

IP = 13% ÷ 21%

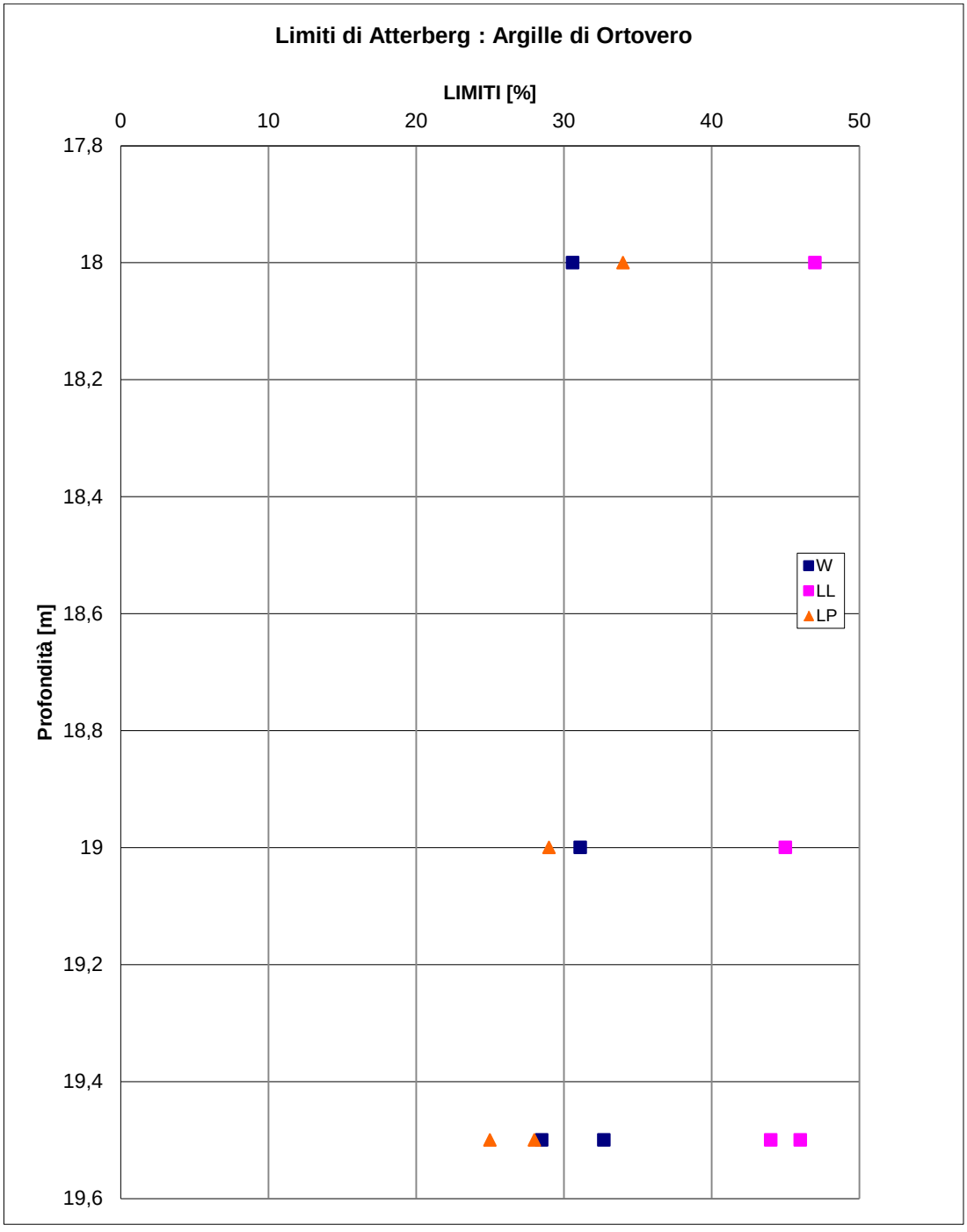


Figura 4: Livello A – Limiti di Atterberrg

Il peso di volume naturale (γn) risulta compreso tra γ_n = 18.95 ÷19.39 kN/m^3.

Il grado di saturazione è sempre prossimo a 1.

Il contenuto d'acqua naturale (w_n), nell'ambito del materiale non alterato, risulta generalmente compreso tra 28% e 32%.

L'indice dei vuoti iniziale (e_o), nell'ambito del materiale non alterato, varia tra 0.81÷0.89.

7.5.2. Stato iniziale

Nelle sottostanti figure sono riportati i valori della pressione di preconsolidazione $\sigma_{vp'}$ determinata dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande. Quest'ultima risulta generalmente compresa entro gli 800 - 1000 kPa.

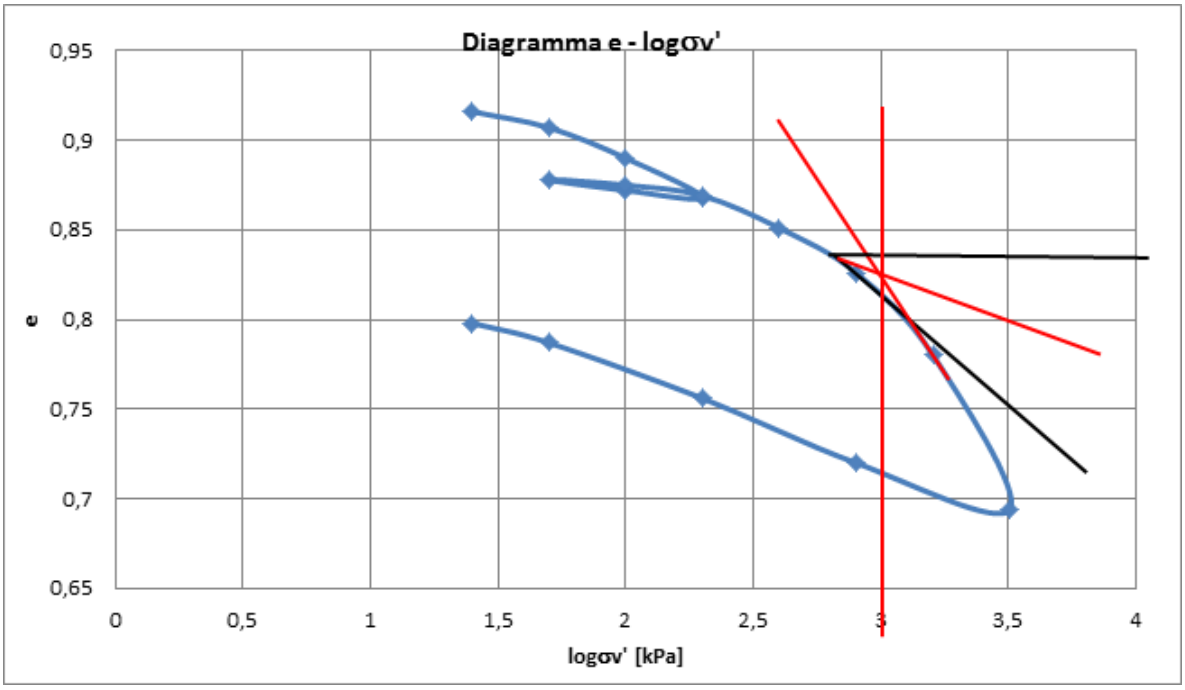


Figure 7-1: sondaggio SM4, campione CI1

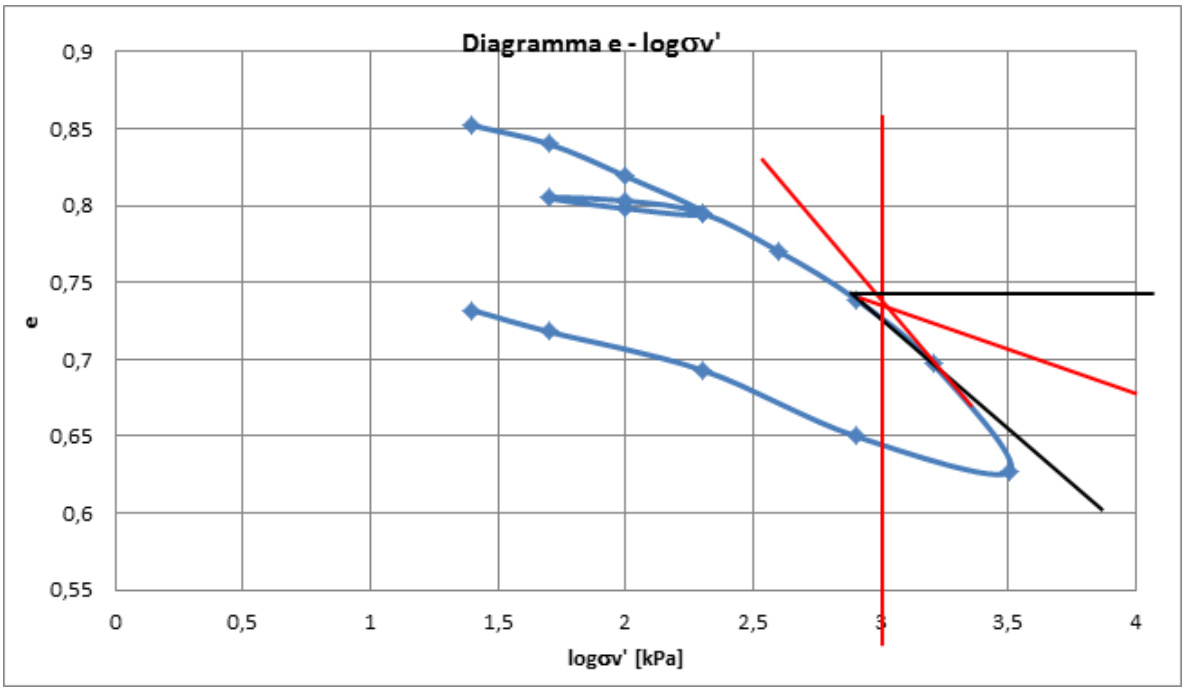


Figure 7-2: sondaggio SM6, campione CI3

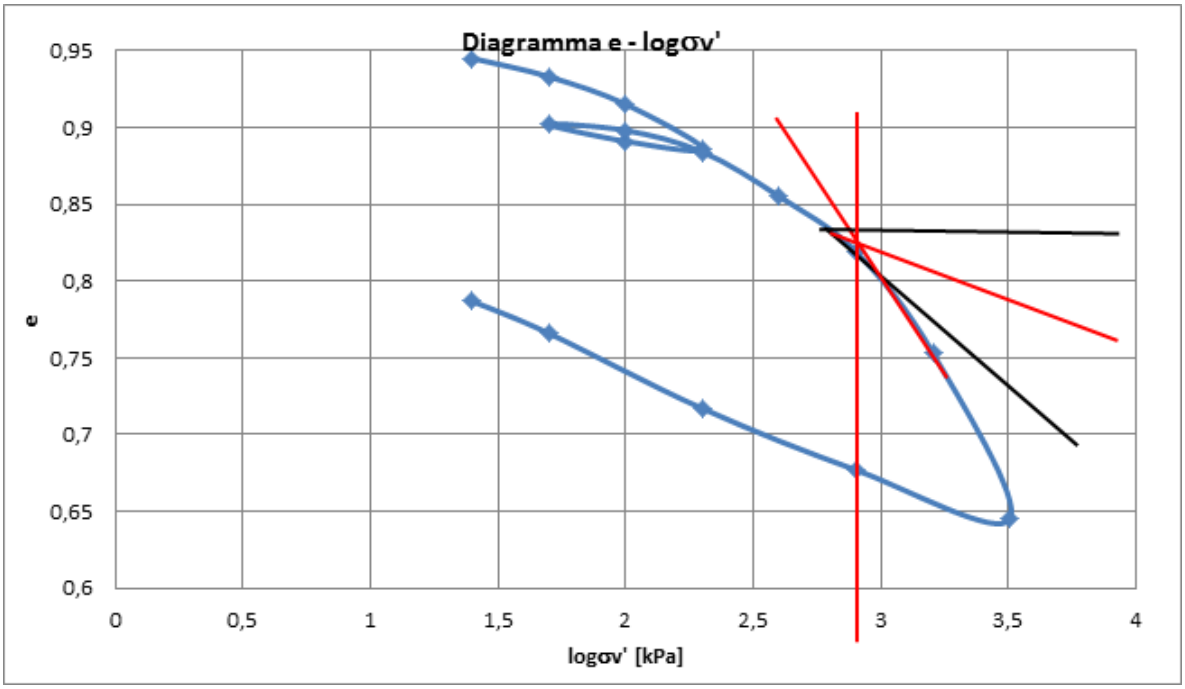


Figure 7-3: sondaggio ST8, campione CI3

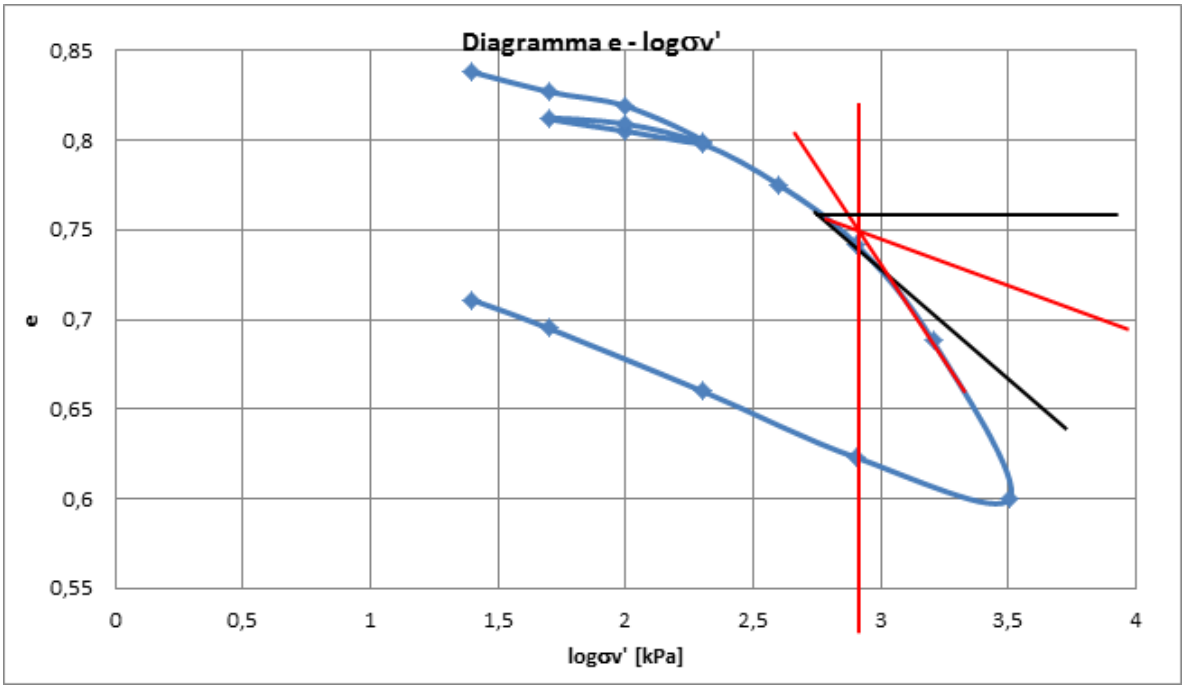


Figure 7-4: sondaggio ST11, campione CI3

Alle pressioni σ_{vp}' soprariportate corrispondono valori del grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$), ovvero generalmente compresi fra 4.0÷5.0.

7.5.3. Resistenza al taglio non drenata

I valori della resistenza al taglio non drenata desunta da Pocket Penetrometer e Torvane Shear Test, eseguiti in corrispondenza dei sondaggi, sono compresi fra 100÷250 kPa.

7.5.4. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Di seguito i risultati delle prove di taglio diretto in termini di resistenze di picco.

Prove di taglio diretto		
Profondità prelievo campione	Coesione c'	Angolo di rottura ϕ'
[m]	[Mpa]	[deg]
19.50	51	31
18.00	81	32
19.00	32	28

Da tali figure possono essere dedotti i seguenti parametri di resistenza al taglio di picco in termini di sforzi efficaci:

$c_{p'}$ = 32÷51 kPa = intercetta di coesione;

$\varphi_{p'}$ = 28÷31° = angolo di attrito.

7.5.5. Caratteristiche di deformabilità

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di:

c_c : indice di compressione vergine nel piano $e - \log(\sigma'_v)$;

c_r : indice di ricarico nel piano $e - \log(\sigma'_v)$;

c_v : coefficiente di consolidazione;

k : permeabilità;

E_{ed} : modulo edometrico.

Si riportano nella seguente tabella tali parametri, desunti dalla prove edometriche, effettuate sui campioni indisturbati prelevati.

Sondaggio	Campiione	Profondità tetto	profondità letto	Cc	Intervallo di carico	Modulo edometrico M	Permeabilità K	Coefficiente di consolidazione primaria Cv	Coefficiente di consolidazione secondaria Ca
		[m]	[m]	-	[kP]	[kPa]	[cm/s]	[m^2/s]	[%]
SM4	CI1	18,20	18,70	0,218	400 - 800	29963	3,83E-10	1,17E-06	0,1
SM6	CI3	25,00	25,50	0,187	401 - 800	20024	3,77E-10	9,24E-07	0,111
ST8	CI3	18,00	18,50	0,289	400 - 800	21622	1,15E-10	2,53E-07	0,124
ST11	CI3	19,50	200,00	0,237	400 - 800	22727	3,38E-10	1,03E-06	0,126

Tabella 7-1: caratteristiche di deformabilità da prove edometriche

Per la caratterizzazione del comportamento deformativo del materiale sono stati esaminati i risultati delle misure della velocità delle onde di taglio da prove "down-hole".

La figura sottostante riporta i valori delle velocità delle onde di taglio Vs misurate in prove "down-hole". Sulla base di tali dati sono stati calcolati, mediante le relazioni dell'elasticità, i valori del modulo di Young iniziale Ei.

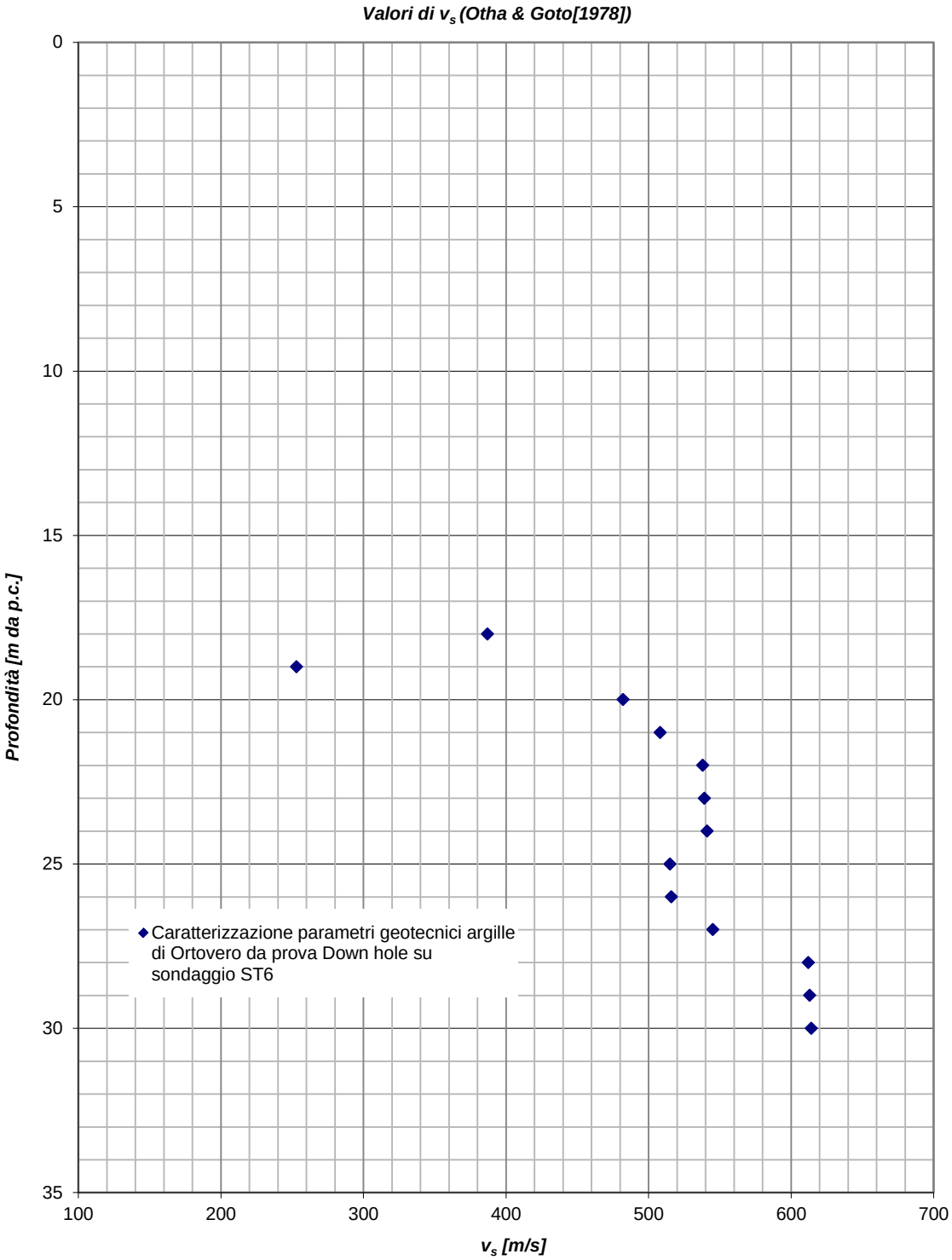


Figura 5: Livello A – Valori di vx

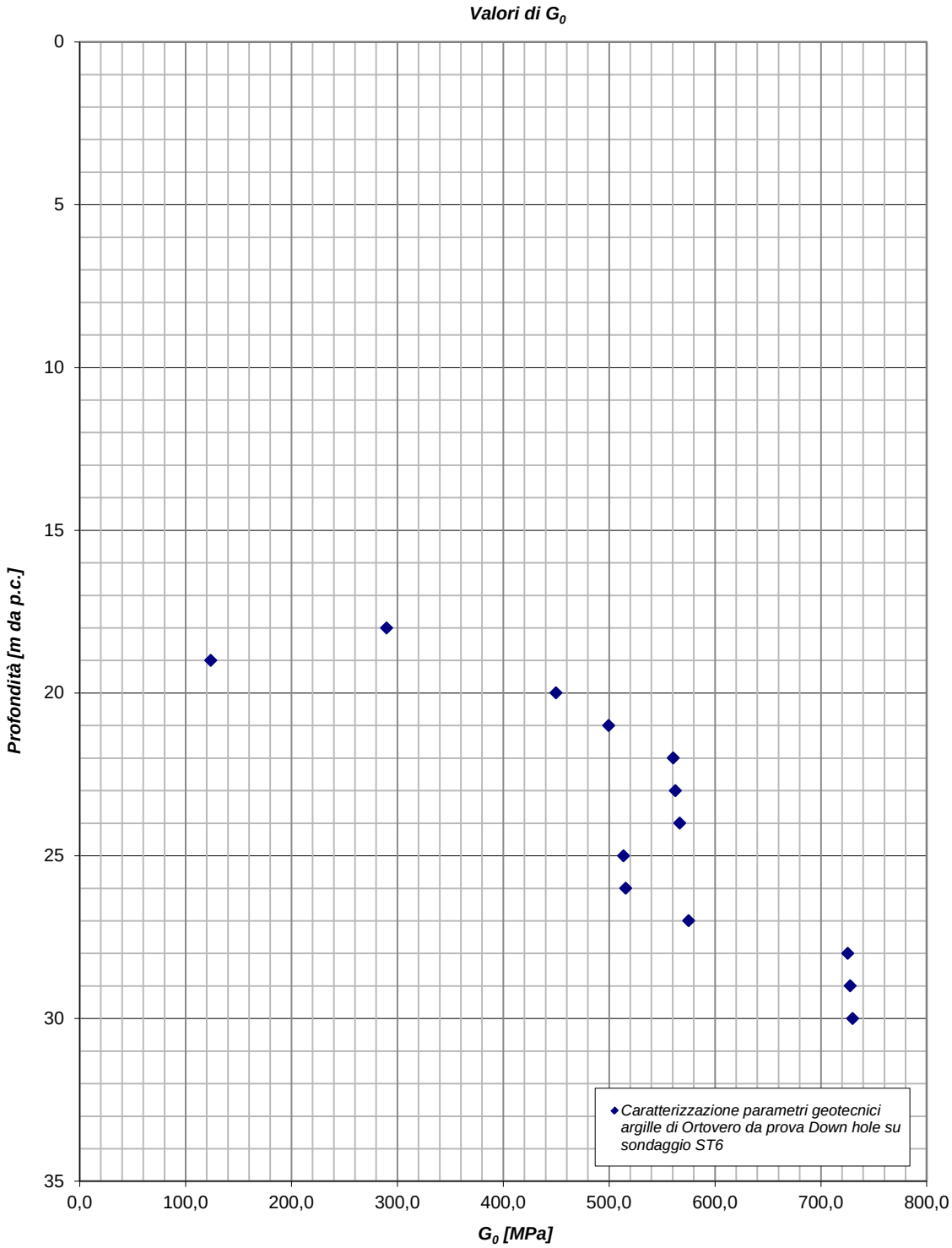


Figura 6: Livello A – Valori di Go

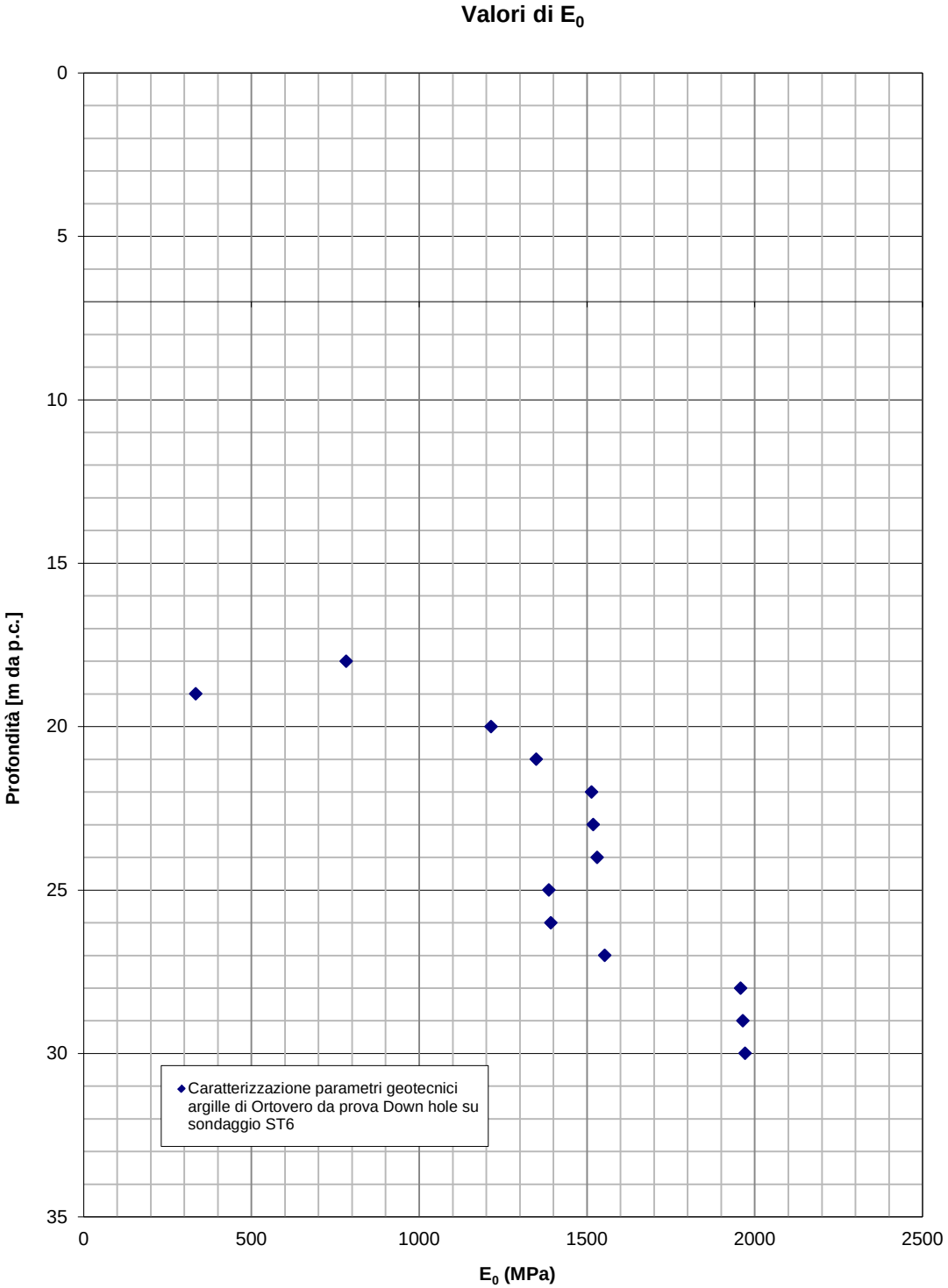


Figura 7: Livello A – Valori di E0

Nell'ambito delle profondità di interesse i valori del modulo di Young iniziale in fase di carico possono essere valutati sulla base della seguente relazione:

Ei,carico = 60z (MPa)

Con riferimento alle opere autostradali in oggetto possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) il modulo di Young "operativo" Eop è pari a 1/3 ÷ 1/5 di quello iniziale;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni il modulo di Young "operativo" Eop è pari a 1/5 di quello iniziale; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura >> 3 e da cedimenti inferiori a 0.01·B, essendo B la dimensione minore della fondazione;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" Eop è pari a 1/10 di quello iniziale.

I moduli di Young operativi (Eop), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di (1/3÷1/5)·Eo.

7.5.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame:

A1	
γ_t (kN/m^3)	**19.20** ± 0.2
e_o (-)	**0.81 – 0.89**
φ' (°)	**29.5°** ± 1.5
c' (kPa)	**41.5** ± 9.5
c_u (kPa)	**175** ± 75
OCR=$\sigma_{vy}'/\sigma_{vo}'$ (-)	**4 - 5**
C_c (-)	**0.232** ± 0.045
C_r (-)	**Cc/5**
C_α (%)	**0.115** ± 0.015
k (m/sec)	**3.0 x 10^{-10}**
c_v (m^2/sec)	**8.44 x 10^{-7}** ± 4.0 x 10^{-7}
V_s (m/sec)	**513** ± 99
G_o (MPa)	**526** ± 171
E0 (MPa)	**1420** ± 460
E1' (MPa)	**280**± 90
E2' (MPa)	**140**± 45
M (MPa)	**23.87** ± 3.8

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

Vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio iniziale;

E_0 = modulo elastico iniziale;

E_1' = modulo elastico operativo opere di sostegno;

E_2' = modulo elastico operativo cedimento fondazioni e rilevati.

8. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel presente paragrafo si valutano gli effetti amplificativi dell'azione sismica generati dalla natura dei terreni del sottosuolo, che si esplica per mezzo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S.

Il calcolo è svolto seguendo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008 al §3.2.2, secondo il quale per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (successive Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il parametro di riferimento risulta pertanto la velocità media pesata sui primi 30m di profondità $V_{s,30}$, che risulta definita come:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} [m/s]$$

Dove h_i è lo spessore di ciascuno strato incontrato nei primi 30m e $v_{s,i}$ è la relativa velocità delle onde di taglio, calcolata come descritto nei paragrafi precedenti.

Nelle seguenti tabelle si riporta il calcolo delle $V_{s,30}$, condotto per ciascuna verticale indagata. Il grafico a fianco mostra l'andamento della velocità media di taglio lungo il tracciato di progetto (il lato di monte è rappresentato a sinistra).

SONDAGGIO:	S1		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	0	159	0,000
G	7,2	214	0,034
B	0	185	0,000
A	22,8	513	0,044
VS,30=	384,2 m/s		

SONDAGGIO:	S6		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	2,4	159	0,015
G	6,8	214	0,032
B	8,7	185	0,047
A	12,1	513	0,024
VS,30=	255,4 m/s		

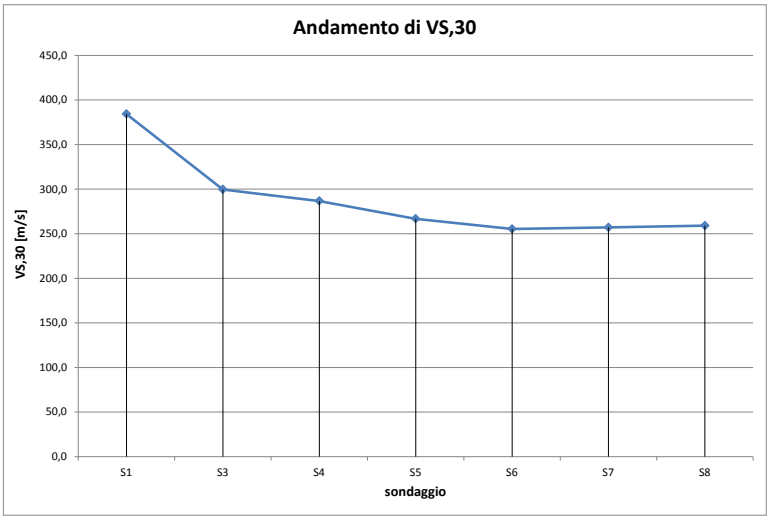
SONDAGGIO:	S3		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	2,8	159	0,018
G	7,4	214	0,035
B	2,7	185	0,015
A	17,1	513	0,033
VS,30=	299,6 m/s		

SONDAGGIO:	S7		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	3	159	0,019
G	5,3	214	0,025
B	8,9	185	0,048
A	12,8	513	0,025
VS,30=	257,1 m/s		

SONDAGGIO:	S4		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	3,3	159	0,021
G	8,4	214	0,039
B	2,6	185	0,014
A	15,7	513	0,031
VS,30=	286,6 m/s		

SONDAGGIO:	S8		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	1,8	159	0,011
G	6	214	0,028
B	9,6	185	0,052
A	12,6	513	0,025
VS,30=	259,0 m/s		

SONDAGGIO:	S5		
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	Vs [m/s]	hi/vsi
R	1,9	159	0,012
G	7,4	214	0,035
B	7,4	185	0,040
A	13,3	513	0,026
VS,30=	266,8 m/s		



Dall'esame dei dati si riscontra che la velocità media $V_{s,30}$ presenta una generale diminuzione procedendo da valle verso monte, con valori compresi tra 255.4m/s e 384.2m/s.
Ad eccezione del primo tratto di monte che si presenta come appartennte alla categoria di sottosuolo B, si può concludere che l'intero sottosuolo del tracciato di caratterizza come appartenente alla categoria **C**. I calcoli geotecnici e strutturali saranno pertanto condotti con tale assunzione.