

AUTOSTRADA (A13): BOLOGNA-PADOVA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO
BOLOGNA INTERPORTO

PROSECUZIONE FINO ALLA VIA APOSAZZA
DEL SISTEMA TANGENZIALE DI BOLOGNA

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. A20155
Responsabile Geotecnica all'aperto

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Fabio Serrau
Ord. Ingg. Bologna n.6007/A

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Piero Bongio
Ord. Ingg. Sondrio N. A538
T.A. - Geologia e Geotecnica

CODICE IDENTIFICATIVO

Ordinatore

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

-

Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS		PARTE D'OPERA	Tipo	Disciplina	Progressivo	Rev.	-
					tipologia	progressivo						
111326	0000	PD	DG	GTA	00000	00000	R	APE	0001	0	0	SCALA -



ENGINEERING COORDINATOR:

Ing. Fabio Serrau
Ord. Ingg. Bologna n.6007/A

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REVISIONE

n.	data
0	FEBBRAIO 2022

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	7
2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.3 BIBLIOGRAFIA	7
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
3.1 CAMPAGNA DI INDAGINE 2011 – A13	11
3.1.1 Sondaggi (S-BF-x-B)	11
3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE 2018 – A13	12
3.2.1 Prove penetrometriche statiche (CPT-x-PE).....	12
3.2.2 Pozzetti esplorativi (PZxx-PE).....	12
3.2.3 Indagini geofisiche (MASWX)	12
3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE 1984 – PASSANTE DI BOLOGNA.....	13
3.3.1 Sondaggio (S59).....	13
3.3.2 Prove Penetrometriche Statiche (CPTU42)	13
3.4 CAMPAGNA DI INDAGINE 2017 – PASSANTE DI BOLOGNA.....	13
3.4.1 Prove Penetrometriche Statiche (CPTU)	13
4. QUADRO PROGETTUALE	14
4.1 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE	14
4.2 INQUADRAMENTO SISMO TETTONICO	16
4.3 SISMICITÀ DELL'AREA.....	17
4.4 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO.....	18
4.4.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento.....	18
4.4.2 Stati limite e probabilità di superamento	19
4.4.3 Accelerazione di riferimento su suolo rigido (ag)	20
4.4.4 Valutazione della risposta sismica locale	21
5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	24
5.1 TERRENI PREVALENTEMENTE GRANULARI	24
5.1.1 Premessa	24
5.1.2 Stato iniziale del deposito.....	26
5.1.3 Angolo di resistenza a taglio.....	27
5.1.4 Parametri di deformabilità	28
5.1.5 Proprietà fisiche dei terreni a grana fine	32
5.1.6 Coefficienti di permeabilità.....	32
5.2 TERRENI PREVALENTEMENTE COESIVI	33
5.2.1 Premessa	33
5.2.2 Proprietà indice dei terreni coesivi	33
5.2.3 Classificazione di Burland	33
5.2.4 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	36
5.2.5 Resistenza al taglio non drenata	37
5.2.6 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	37
5.2.7 Caratteristiche di deformabilità.....	37
5.2.8 Coefficienti di permeabilità.....	38
5.2.9 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria	38

5.3	FALDA DI PROGETTO.....	38
5.4	RISULTATI IN TERMINI DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO E RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO.	38
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	39
6.1	PREMESSA.....	39
6.2	UNITÀ STRATIGRAFICHE: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	39
6.2.1	<i>Unità 1: Limo/limo sabbioso/argilla limosa di color nocciola-ocra</i>	40
6.2.2	<i>Unità 1a: sabbia limosa o sabbia di color nocciola-ocra</i>	41
6.2.3	<i>Unità 2: Argilla limosa/Limo argilloso di color grigio</i>	42
6.2.4	<i>Unità 2a: sabbia limosa o sabbia di color grigio.....</i>	43
6.2.5	<i>Unità 2b: ghiaia, sabbia ghiaiosa di colore grigio</i>	44
6.3	STRATIGRAFIE DI PROGETTO.....	45
7.	ANALISI DI LIQUEFAZIONE	46
7.1	PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	46
7.1.1	<i>Valutazione della sollecitazione ciclica CSR</i>	46
7.1.2	<i>Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT</i>	46
7.1.3	<i>Indice del potenziale di liquefazione.....</i>	49
7.1.4	<i>Stima dei cedimenti in corrispondenza di strati granulari.</i>	50
7.1.5	<i>Risultati delle analisi di liquefazione.....</i>	51
8.	ANALISI DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	57
9.	RILEVATI: ANALISI STABILITÀ E STIMA CEDIMENTI	58
10.	TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	59
11.	MONITORAGGIO GEOTECNICO	60

Appendice 1: Caratteristiche fisiche e meccaniche determinate dalle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio;

Appendice 2: Interpretazione dei dati delle prove CPT;

Appendice 3: Analisi di stabilità dei rilevati stradali;

Appendice 4: Calcolo dei cedimenti dei rilevati stradali;

Appendice 5: Definizione degli spessori di scotico e di bonifica del terreno di fondazione, Trattazione di Burmister;

Appendice 6: Studio di disaggregazione sismica;

Appendice 7: Monitoraggio geotecnico.

Indice delle Tabelle e delle Figure

TABELLA 3-1: SONDAGGI 2011	11
TABELLA 3-2: CPT 2018.....	12
TABELLA 3-3: POZZETTI ESPLORATIVI 2018	12
TABELLA 3-4: PROVE SISMICHE 2017/2018.....	12
TABELLA 3-5: SONDAGGI 1984	13
TABELLA 3-6: PROVE CPTU 2017/2018	13
TABELLA 3-7: PROVE CPTU 2017/2018	13
TABELLA 4- 1: PRINCIPALI PARAMETRI ADOTTATI PER L'ELABORAZIONE PROBABILISTICA AI FINI DELLA REDAZIONE DELLA MAPPA DI PERICOLOSITÀ DEL TERRITORIO ITALIANO, PER QUANTO RIGUARDA LE ZS ADIACENTI.....	16
TABELLA 4-1: NTC-2018, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO V_R PER DIFFERENTI STATI LIMITE	20
TABELLA 4-2: NTC-2018, TEMPO DI RITORNO T_R PER DIFFERENTI STATI LIMITE	20
TABELLA 4-3: VALORI DEI PARAMETRI A_c , F_0 , T_c^* PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO (OTTENUTI ATTRAVERSO L'IMPIEGO DEL FOGLIO DI CALCOLO SPETTRI-NTCVER.1.0.3.XLS, CSLPP 2019) PER LE OPERE DELL'ASSE PRINCIPALE E AD ESSE INTERFERENTI CARATTERIZZATE DA $V_R = 100$ ANNI	21
TABELLA 4-4: TAB. 3.2.IV DELLE NORME TECNICHE (ESPRESSIONI DI SS E DI CC)	22
TABELLA 4-5: TAB. 3.2.III DELLE NORME TECNICHE (CATEGORIE TOPOGRAFICHE)	22
FIGURA 4-1–CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DA $V_{s,30}$ IN CORRISPONDENZA DELLA PROVA MASW + REMI (2018).....	23
FIGURA 5-1– DEGRADO DEL MODULO G PER VARI TIPI DI TERRENO	30
FIGURA 5-2: DIAGRAMMA DI STATO PER I MATERIALI A GRANULOMETRIA FINE (LIMI E ARGILLE).....	34
FIGURA 3: - FATTORE DI SCALA MSF (BOULANGER E IDRIS, 2007)	47
FIGURA 4: - RELAZIONE TRA IL RAPPORTO DI SFORZO CICLICO E LA RESISTENZA ALLA PUNTA PENETROMETRICA Q_{c1N} (VALORI PER $M = 7.5$) (ROBERTSON & WRIDE, 1998).	49
TABELLA 7 – CORRELAZIONE TRA I VALORI DELL'INDICE DI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE PER IL SITO (SONMEZ, 2003).	50
FIGURA 5: - STIMA DELLA DEFORMAZIONE VOLUMETRICA POST-LIQUEFAZIONE DI SABBIE PULITE (ISHIHARA E YOSHIMINE, 1991)	51
TABELLA 7-8 - RISULTATI DELLE ANALISI DI LIQUEFAZIONE	52
FIGURA 6: - VERTICALE CPT-1-PE (A) ANDAMENTO DI Q_{c1} CON LA PROFONDITÀ E (B) ANALISI DI LIQUEFAZIONE	53
FIGURA 7: - VERTICALE CPT-2-PE (A) ANDAMENTO DI Q_{c1} CON LA PROFONDITÀ E (B) ANALISI DI LIQUEFAZIONE	54
FIGURA 8: - VERTICALE CPT-3-PE (A) ANDAMENTO DI Q_{c1} CON LA PROFONDITÀ E (B) ANALISI DI LIQUEFAZIONE	55
FIGURA 9: - VERTICALE CPT-4-PE (A) ANDAMENTO DI Q_{c1} CON LA PROFONDITÀ E (B) ANALISI DI LIQUEFAZIONE	56

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni geologiche presenti lungo il tracciato del cosiddetto “Potenziamento di Via Aposazza” nell’ambito del Progetto Definitivo della prosecuzione fino alla via Aposazza del sistema Tangenziale di Bologna.

Per maggiore dettaglio si rimanda alle immagini di seguito.

Tale potenziamento interferisce con:

- il Progetto Esecutivo del Passante di Bologna in prossimità dell’ampliamento del sottovia Sottovia 89T Km 14+248, Complanare Nord Svincolo Arcoveggio A14-A13.

Per maggiore dettaglio si rimanda la Progetto Esecutivo del Passante di Bologna [doc. rif. 2.2.1.6];

- il Progetto Esecutivo del Prolungamento del sottovia di Via Aposazza nell’ambito dell’ampliamento della terza corsia dell’A13 nel tratto Bologna Ferrara.

Per maggiore dettaglio si rimanda al Progetto Esecutivo dell’A13 [doc. rif. 2.2.1.5].

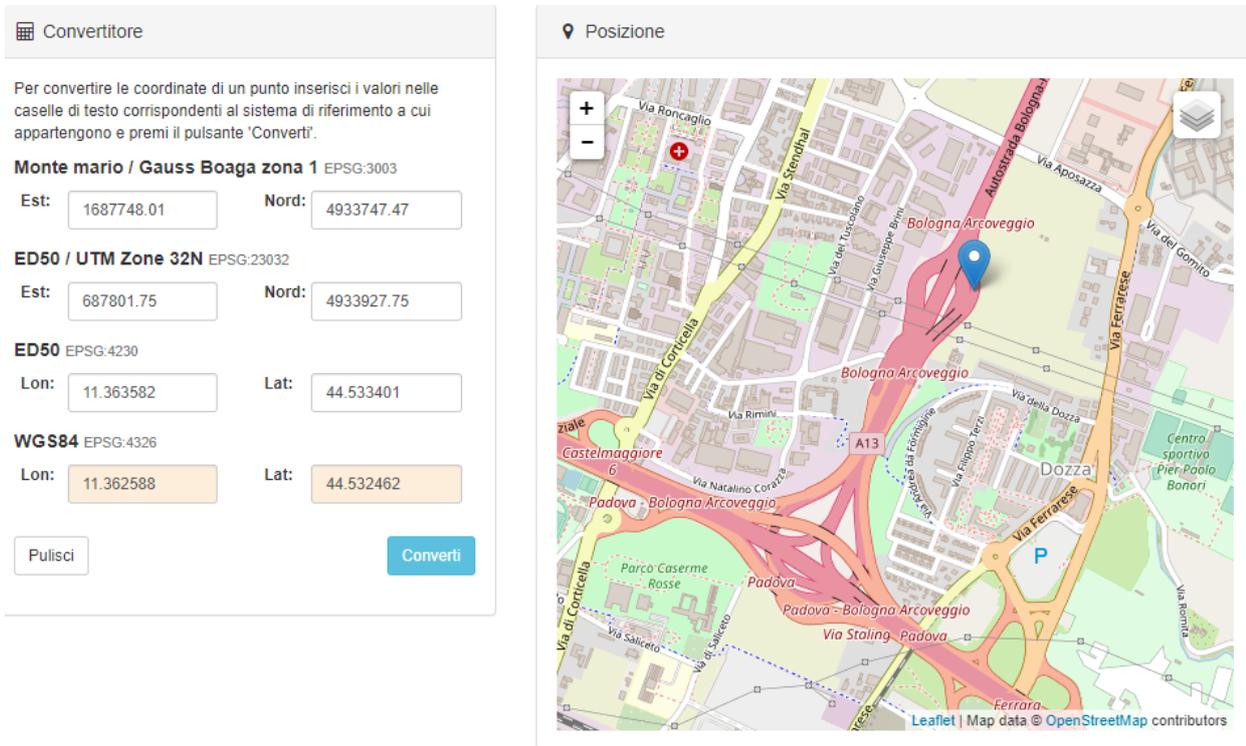


Figura 1-1– Aposazza - Autostrada A13: Bologna – Padova

Tratto: Bologna Arcoveggio - Bologna interporto – Mappa Chiave – Immagine da Google Earth



Figura 1-2– Aposazza - Autostrada A13: Bologna – Padova
Tratto: Bologna Arcoveggio - Bologna interporto – Immagine da Google Earth



*Figura 1-3– Aposazza - Autostrada A13: Bologna – Padova
 Tratto: Bologna Arcoveggio - Bologna interporto – Coordinate*

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

2.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

- 2.1.1.1 D.M. 17.01.2018, "Norme tecniche per le costruzioni";;
- 2.1.1.2 Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. " (pubblicato sulla GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5).;
- 2.1.1.3 Capitolato Speciale di Appalto – Autostrade per l'Italia – Dicembre 2018;
- 2.1.1.4 EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design: Part 1: General rule. Part 2: Ground investigation and testing. Part 3: Standards for field testing
- 2.1.1.5 ASTM D4253 "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table.
- 2.1.1.6 ASTM D4254 "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density
- 2.1.1.7 ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
- 2.1.1.8 CNR UNI 10006 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".
- 2.1.1.9 CNR n. 36 "Stabilizzazione delle terre con calce".
- 2.1.1.10 CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità M_d e M_d' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.
- 2.1.1.11 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".
- 2.1.1.12 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.
- 2.1.1.13 CNR UNI 10009 "Prove sui materiali stradali. Indice di portanza cbr di una terra."
- 2.1.1.14 A.I.C.A.P. – "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni ", GIUGNO 2012.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- 2.2.1.1 Indagini in sito e prove di laboratorio - Progetto definitivo dell'ampliamento alla 3a corsia del tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud (Imprefond - 2011– Fase B).
- 2.2.1.2 Campagna di indagine del progetto del Passante di Bologna – Riqualfica SP3 (SubSoil 2017/2018).
- 2.2.1.3 Campagna di indagine del progetto Tangenziale Di Bologna - 1984 – Tecnosol.
- 2.2.1.4 Campagna di indagine del progetto del Passante Di Bologna: Prog. Definitivo 2017.
- 2.2.1.5 Autostrada A14 Bologna - Bari - Taranto Tratto Borgo Panigale – Bologna San Lazzaro Potenziamento In Sede Del Sistema Autostradale E Tangenziale Di Bologna "Passante Di Bologna" Progetto Esecutivo.
- 2.2.1.6 Autostrada "A13": Bologna – Padova - Ampliamento Della Terza Corsia - Tratto: Bologna Arcoveggio–Ferrara Sud – relazione geotecnica.

2.3 BIBLIOGRAFIA

- 2.3.1.1 Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica",

Patron Editore, Bologna.

2.3.1.2 Berardi R., Lancellotta R., "Stiffness of Granular Soils from Field Performance"; (1991), Geotechnique.

2.3.1.3 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.

2.3.1.4 Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema*.

2.3.1.5 Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.

2.3.1.6 Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2007). "Evaluation of cyclic softening in silts and clays." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133(6), 641-652*.
 Briaud, J.L. (1992): "The pressuremeter" - ed. A. A. Balkema – Rotterdam.

2.3.1.7 Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.

2.3.1.8 Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.

2.3.1.9 Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito", II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.

2.3.1.10 Colombo P., Colleselli F. (1996) "Elementi di geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.

2.3.1.11 Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" *CIRIA Report n° 143, 1995*.

2.3.1.12 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*.

2.3.1.13 EPRI (Electric power research institute). (1990) – "Manual on estimating soil properties for foundation design", 1990

2.3.1.14 Idriss and Boulanger (2004). "Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes", *Department of Civil & Environmental Engineering University of California, Davis, CA 95616-5924*.

2.3.1.15 Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., and Sato, H.: *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation, Seattle, 1319–1330, 1982*

2.3.1.16 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*.

2.3.1.17 Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". *Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl*.

2.3.1.18 Jamiolkowski M., Ladd, C.C., Germaine, J. T. E Lancellotta R. (1985), *New Development in Field and Laboratory Testing of Soils. Theme Lecture, vol. 1, XI ICSMF, San Francisco*.

2.3.1.19 Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.

2.3.1.20 Liao, S.C. e Whitman, R.V., 1986, "Overburden correction factors for SPT in sand", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112(3), 373-377*.

2.3.1.21 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*.

- 2.3.1.22 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.*
- 2.3.1.23 Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- 2.3.1.24 Lunne, T and Christophersen H.P (1983), "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands". *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper N° 4464;*
- 2.3.1.25 Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.*
- 2.3.1.26 NAVFAC (1975) – *The standard penetration test and the engineering properties of Glacial Materials, Conf. On Engineering behavior of glacial materials University of Birmingham.*
- 2.3.1.27 Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc..
- 2.3.1.28 Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". *Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.*
- 2.3.1.29 Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.*
- 2.3.1.30 Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" *Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.*
- 2.3.1.31 Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" *Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.*
- 2.3.1.32 Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". *Canadian Geotechnical Journal, n° 1.*
- 2.3.1.33 Robertson P.K., and Wride C.E. (1998) - *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Can. Geotech. J., Ottawa, 35(3), 442-459 "*
- 2.3.1.34 Schmertmann J.H. (1975), "Measurement of In-Situ Shear Strength". *State-of-the-Art Report, Proc. ASCE Specialty Conf. on in situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol.2, pp. 57-138.*
- 2.3.1.35 Shmertmann, J.H. "Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design", report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Trasportation, Washington, (1978);
- 2.3.1.36 Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273;*
- 2.3.1.37 Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA;*
- 2.3.1.38 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.*
- 2.3.1.39 Sonmez H. (2003) – *Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). Environ. Geology 44(7): 862-871*
- Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum densities of sands" *Proc. Symposium Eval. Dens., ASTM STP 523.*
- 2.3.1.40 Stroud M.A., Butler F.G. (1975) – *The standard penetration test and the engineering properties of Glacial Materials, Conf. On Engineering behavior of glacial materials University of Birmingham.*
- 2.3.1.41 Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*

Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

2.3.1.42 Youd et all (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le campagne di indagine disponibili per la redazione del progetto definitivo relativo al potenziamento di via Aposazza sono:

- Campagna di indagine 3^a corsia A13 - Tratto: "Bologna - Ferrara" - fase B 2011 - Imprefond
- Campagna di indagine 3^a corsia A13 Tratto: "Bologna - Ferrara" - 2018 – Subsoil
- Campagna di indagine “Tangenziale Di Bologna - 1984 – Tecnosol”
- Campagna di indagine “Passante Di Bologna: Prog. Definitivo 2017.

3.1 CAMPAGNA DI INDAGINE 2011 – A13

Per” Campagna 2011” si fa riferimento alla Campagna di indagine del progetto definitivo dell'ampliamento alla 3^a corsia del tratto Bologna/Ferrara A13 – (Imprefond 2011 - Fase B), [Doc. Rif. 2.2.1.1].

3.1.1 Sondaggi (S-BF-x-B)

Con riferimento a questa campagna, in area Aposazza, è disponibile un solo sodaggio geognostico le cui caratteristiche principali sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 3-1: Sondaggi 2011

Sondaggio	Data	Quota (m slm)	Profondità (m)	STP	Prova Lefranc	Attrezzatura installata
S-BF1 B	2011	33.15	40.00	18	1	Piezometro Pressiometro

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE 2018 – A13

Per "Campagna 2018" si fa riferimento alla Campagna del progetto della terza corsia della A13 – Tratto Bologna Ferrara (Subsoil 2018), [Doc. Rif. 2.2.1.2].

Con riferimento a questa campagna, sono stati considerati nella caratterizzazione oggetto di questa relazione le prove penetrometriche statiche e i pozzetti descritti ai punti seguenti.

3.2.1 Prove penetrometriche statiche (CPT-x-PE)

Tabella 3-2 sono riportate le caratteristiche delle prove CPTU della campagna 2018 e considerate in questo contesto per la caratterizzazione geotecnica

Tabella 3-2: CPT 2018

CPTU	DATA	Quota (m slm)	Profondità (m)
CPTU-1 -PE	02/08/2018	34.448m slm	36
CPTU-2-PE	25/07/2018	34.500m slm	25
CPTU-3-PE	16/07/2018	33.968m slm	32
CPTU-4-PE	26/07/2018	33.009m slm	20

3.2.2 Pozzetti esplorativi (PZxx-PE)

In Tabella 3-3 sono riportate le caratteristiche del pozzetto esplorativo eseguito durante la campagna di indagini 2018 e considerati in questo progetto per la caratterizzazione geotecnica e nello specifico per definire lo spessore degli scotici e dei bonifici da eseguire lungo la tratta.

Tabella 3-3: Pozzetti esplorativi 2018

Pozzetto	DATA	Quota pozzetto (m slm)	Profondità (m)	Prove
PZ24-PE	21/09/2018	33.43	4	Prove di carico su piastra

3.2.3 Indagini geofisiche (MASWX)

In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. è riportato l'elenco delle indagini geofisiche della campagna di indagini 2018 utilizzate per la caratterizzazione geotecnica e la definizione dei profili della velocità delle onde di taglio con la profondità (V_s).

Tabella 3-4: Prove sismiche 2017/2018

CPTU	DATA	Quota (m slm)	Profondità (m)
MASW1	26/04/2018	34.99	-
MASW2	26/07/2018	35.62	-
REMI	26/07/2018	35.28	30

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE 1984 – PASSANTE DI BOLOGNA

Per "Campagna 1984" si fa riferimento alla Campagna del progetto della tangenziale di Bologna (Tecnosoil Soil 1984), [Doc. Rif. 2.2.1.3].

Con riferimento a questa campagna sono stati considerati nella caratterizzazione oggetto di questa relazione le indagini descritte ai punti seguenti.

3.3.1 Sondaggio (S59)

In Tabella 3-5 sono riportate le caratteristiche del sondaggio afferente alla campagna 1984 e considerati in questo ambito per la caratterizzazione geotecnica dei materiali rinvenuti.

Tabella 3-5: Sondaggi 1984

Sondaggio	Data	Quota (m slm)	Profondità (m)	STP	Prova Lefranc	Attrezzatura installata
S59	26/11/1984	35.00	46	13	-	-

3.3.2 Prove Penetrometriche Statiche (CPTU42)

In Tabella 3-6 sono riportate le caratteristiche della prova penetrometrica statica CPTU eseguite durante la campagna di indagini 1984 e considerata in questo progetto per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-6: Prove CPTU 2017/2018

CPTU	DATA	Quota (m slm)	Profondità (m)
CPTU-42	1984	37.30	35

3.4 CAMPAGNA DI INDAGINE 2017 – PASSANTE DI BOLOGNA

Per "Campagna 2017" si fa riferimento alla Campagna del progetto definitivo del Passante di Bologna (2017). [Doc. Rif. 2.2.1.4].

Con riferimento a questa campagna sono stati considerati nella caratterizzazione oggetto di questa relazione le indagini descritte ai punti seguenti.

3.4.1 Prove Penetrometriche Statiche (CPTU)

In Tabella 3-7 sono riportate le caratteristiche della prova penetrometrica statica CPTU eseguita durante la campagna di indagini 2017 e considerata in questo progetto per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-7: Prove CPTU 2017/2018

CPTU	DATA	Quota (m slm)	Profondità (m)
CPTU-2	2018	34.90	35.00

4. QUADRO PROGETTUALE

4.1 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE

L'intero tracciato si sviluppa sui terreni appartenenti al Substema di Ravenna (AES8) ed all'Unità di Modena (AES8a), che è contenuta in AES8 secondo limiti inconformi e che ne costituisce il tetto stratigrafico.

In planimetria si evidenzia la presenza dell'Unità di Modena.

Nei successivi paragrafi verranno definite le proprietà geotecniche dei materiali rinvenuti, nel presente paragrafo si riportano le sole proprietà stratigrafiche.

L'utilizzo di indagini geognostiche disponibili, indica una predominanza della porzione di terreni coesivi rispetto ai corpi come sabbie e ghiaie. Nel profilo geotecnico sono stati evidenziati i corpi di maggiore spessore e le sottili intercalazioni, ove possibile, con sabbie e ghiaie.

Le nuove indagini evidenziano la presenza, lungo l'intero tratto autostradale in esame, di depositi alluvionali quaternari, con prevalenza di materiali fini, costituiti da argille e limi (argilla, argilla da limosa passante a limoso-sabbiosa e sabbiosa, limo da argilloso a sabbioso-argilloso, a sabbioso-debolmente argilloso), entro cui si rinvengono localmente lenti ed orizzonti di materiali granulari (ghiaia da argilloso-sabbiosa a limoso-sabbiosa a sabbiosa e da sabbia passante da limosa a ghiaiosa), discontinue e difficilmente correlabili spazialmente.

Altro elemento stratigrafico ricorrente lungo tutta la tratta è rappresentato dalla presenza di una crosta in superficie fino a circa 1.5m di profondità dal piano campagna.

Tale crosta e, più in generale, il materiale più superficiale sono sovrastati da terreno vegetale e talora materiale di riporto: tali materiali (terreno vegetale e materiale di riporto) sono stati inclusi in un unico strato d'interesse progettuale ai fini geotecnici, che è stato denominato con la sigla R; tale strato non corrisponde ad una unità deposizionale, ma ha unicamente significato ai fini della sua individuazione.

In particolare, le successioni stratigrafiche individuate dai dati ottenuti dalle carote e delle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sono nel seguito elencate:

Unità R/V: Terreno di riporto e vegetale

Materiale piuttosto eterogeneo, da argillosi a ghiaiosi, con inclusioni vegetali e/o materiali di riporto di origine antropica come calcinacci e mattoni frammentati. Tali materiali sono solo stati descritti all'interno delle schede stratigrafiche e non sono stati caratterizzati in termini di parametri geotecnici in quanto dovranno essere rimossi durante le fasi di scotico e di bonifica del materiale di sottofondo.

Unità 1: Limo - Limo sabbioso –Argilla Limosa

Argilla, da limosa a con limo, debolmente sabbiosa, e limo argilloso localmente da debolmente sabbioso a sabbioso, da plastica a consistente. Colore da marrone a grigio, con patine di ossidazione ocracee; talora con resti vegetali nerastrati in decomposizione e calcinelli.

Unità 2: Argilla limosa o Debolmente limosa - Limo argilloso o debolmente argilloso

Limo sabbioso da moderatamente consistente a consistente e/o sabbia limosa moderatamente addensata, generalmente saturo, di colore variabile da grigio/grigio-verdastro a marrone -nocciola.

Unità 1a: Sabbia limosa o sabbia

Sabbia da fine a grossolana, da debolmente ghiaiosa a con ghiaia, mediamente addensata (densità relativa generalmente ≤ 70), con locali livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo sabbioso. Colore ocra.

Unita 2a: Sabbia limosa o sabbia

Sabbia da fine a grossolana, da debolmente ghiaiosa a con ghiaia, scarsamente addensata (densità relativa generalmente ≤ 45), con locali livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo sabbioso. Colore da nocciola a grigio.

Unita 3: Argilla limosa o Argilla limosa o Limo argilloso con torba o debolmente torboso

Limo con argilla, argilla grigio – azzurra con creazioni calcaree di colore azzurro chiaro, poco consistente, plastico. Si riscontra la presenza di orizzonti calcaree e ossidazioni bruno rossicce, bande scure e intercalazioni color nocciola, resti vegetali inclusi e livelletti di torba.

4.2 INQUADRAMENTO SISMO TETTONICO

Il territorio dell'Emilia-Romagna è costituito dal versante padano dell'Appennino settentrionale e dalla Pianura Padana a sud del Po; il limite regionale infatti coincide per lunghi tratti con lo spartiacque appenninico verso sud e con il corso del Po verso nord.

Il fronte della catena appenninica non coincide però con il limite morfologico catena-pianura ma è individuabile negli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi sepolte dai sedimenti quaternari padani (Figura 6.1 in appendice n.6).

Per quanto attiene agli aspetti sismo-tettonici, le evidenze geologiche, le sezioni sismiche e gli studi morfo-tettonici indicano come la tettonica sia generalmente caratterizzata dalla presenza di strutture compressive attive, come sovrascorrimenti e piegamenti, come segnalato anche dalle soluzioni dei meccanismi focali di terremoti.

L'analisi della sismo-tettonica dell'Emilia-Romagna ha messo in evidenza come parte delle strutture individuate da profili sismici che interessano il riempimento sedimentario Plio-Pleistocenico siano caratterizzate da attività molto recente ad attuale. In particolare, risultano attivi i sovrascorrimenti sepolti che danno luogo agli archi di Piacenza - Parma, Reggio Emilia e di Ferrara (Boccaletti et alii, 2004).

A tali strutture (in particolare alla dorsale Ferrarese) possono essere associati i fenomeni di fagliazione superficiale osservati in alcune aree di Pianura Padana, nelle province di Reggio Emilia e Modena (Pellegrini & Mezzani, 1978). Lungo il margine, risulta attivo il *thrust* pede-appenninico tra Bologna e Parma, mentre blind thrusts attivi caratterizzano il settore a Sud Est di Bologna. L'attività del thrust pede-appenninico è in accordo con quanto osservato da Amorosi et alii (1996) sulla base dell'analisi delle correlazioni tra terrazzi fluviali del margine e conoidi alluvionali nella pianura nelle vicinanze della città di Bologna.

Con riferimento ai recenti studi condotti sull'intero territorio nazionale per la realizzazione di un modello delle sorgenti sismo-genetiche, l'area in esame è compresa interamente nella zona sismo-genetica 912 (nella posizione riportata in Figura 6.2 in appendice n.6), che risulta caratterizzata da un tasso di sismicità annuo relativamente alto (parametro ν in tabella 4.1) e da una magnitudo massima non elevata.

In Tabella 4- 1 sono riportati i valori di M_{wmin} magnitudo minima considerata nel catalogo, di M_{wmax} magnitudo massima per la ZS, del parametro b della relazione di Gutenberg-Richter e del numero di terremoti per anno di magnitudo superiore da M_{wmin} (ν).

A parte la ZS 906 del Garda-Veronese e la ZS 915 della Garfagnana-Mugello, caratterizzate da terremoti di magnitudo massima intorno a 6.5-6.6, nelle altre ZS non si ritiene che possano avvenire terremoti di magnitudo di molto superiori a 6.

Nome ZS	#	M_{wmin}	M_{wmax}	b	ν
Garda - Veronese	906	4.76	6.6	-1.14	0.11
Dorsale Ferrarese	912	4.76	6.14	-1.35	0.12
Appennino Emiliano-Romagnolo	913	4.76	5.91	-1.8	0.07
Forlivese	914	4.76	5.91	-1.33	0.14
Garfagnana - Mugello	915	4.76	6.6	-1.34	0.11
Rimini - Ancona	917	4.76	6.14	-1.04	0.12

Tabella 4- 1: Principali parametri adottati per l'elaborazione probabilistica ai fini della redazione della mappa di pericolosità del territorio italiano, per quanto riguarda le ZS adiacenti

Per quanto attiene la definizione della magnitudo dell'evento sismico con assegnata probabilità di non superamento nell'intervallo temporale considerato, da utilizzare per le verifiche del potenziale di liquefazione si rimanda al capitolo n.7.

4.3 SISMICITÀ DELL'AREA

Come si può ricavare dalle Figure da 6.3 a 6.5 incluse nell'Appendice 6, secondo le elaborazioni del Gruppo di Lavoro MPS (2004), in corrispondenza del tracciato autostradale, il valore medio della accelerazione massima al suolo in condizione di sito roccioso risulta compreso:

- tra 0.125 g e 0.175 g, con probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=475$ anni);
- tra 0.175 g e 0.225 g, con probabilità di eccedenza pari al 5% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=975$ anni);
- tra 0.275 g e 0.350 g, con probabilità di eccedenza pari al 2% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=2475$ anni).

Nella Tabella 6.1 riportata in Appendice 6 sono altresì riportati gli eventi sismici rilevanti per il territorio in esame estratti dal catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI, 2004) che hanno avuto epicentro entro una distanza di circa 100 km dal baricentro del tracciato stradale con magnitudo maggiore di 4.76 e intensità epicentrale maggiore di 6.

Per quanto attiene alla definizione della magnitudo dell'evento sismico con assegnata probabilità di non superamento nell'intervallo temporale considerato, da utilizzare per le verifiche del potenziale di liquefazione, è stato fatto riferimento alle analisi di disaggregazione della pericolosità sismica in termini di magnitudo-distanza condotte nell'ambito degli studi per la redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 e disponibili ai nodi della griglia adottata al sito internet <http://esse1-gis.mi.ingv.it>.

I punti della maglia per lo studio di disaggregazione sono stati scelti in relazione alla vicinanza del tracciato. La mappa della griglia INGV con sovrapposto il tracciato ed evidenziati i punti scelti per l'analisi di disaggregazione è riportata in Figura 6.5 in Appendice 6.

4.4 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

In accordo alle NTC2018, l'azione sismica da considerare nelle verifiche dei diversi stati limite di progetto è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale (a_g);
- ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione $S_e(T)$ "ancorato" al valore di a_g , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di interesse per la verifica, la forma spettrale è definita attraverso i valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

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

Nei paragrafi seguenti saranno stabiliti il periodo di riferimento per l'azione sismica sulla base della classificazione delle opere in progetto e gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, insieme ai periodi di ritorno corrispondenti. Infine, nel paragrafo 4.4.3, sarà ricavato il valore di a_g .

La determinazione della categoria di sottosuolo attraverso l'interpretazione delle indagini geotecniche disponibili, delle condizioni topografiche e quindi il calcolo dell'azione sismica corrispondente ai diversi stati limite nei punti di interesse costituiranno l'oggetto del paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

4.4.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La Vita Nominale di progetto di un'opera (V_N), intesa come il numero di anni in cui la stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così stabilita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per costruzioni temporanee e provvisorie;
- $V_N \geq 50$ anni, per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari;
- $V_N \geq 100$ anni per costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

Le verifiche sismiche di opere con $V_N \leq 10$ anni o di opere in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto prevede che la condizione provvisoria permanga per meno di 2 anni.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, per tutte le opere interferenti con la sede stradale in caso di collasso in questa sede si assumerà:

$V_N = 50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le Norme Tecniche distinguono le costruzioni in classi d'uso, legate ad esigenze di operatività nelle fasi immediatamente successive ad un evento sismico.

Le classi d'uso, caratterizzate mediante il coefficiente d'uso (C_U), sono così definite:

- Classe I ($C_U=0.7$): costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II ($C_U=1.0$): [...] Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. [...];

- Classe III ($C_U = 1.5$): [...] Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza [...].
- Classe IV ($C_U = 2.0$): [...] 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 il nodo di Funo è attribuita la Classe IV ($C_U=2.0$).

L'azione sismica da considerare nelle verifiche è fissata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che, per ciascun tipo di opera, si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Alla luce di quanto sopra esposto, il periodo di riferimento V_R rispetto al quale calcolare l'azione sismica di progetto è, per tutte le opere:

$$V_R = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni.}$$

4.4.2 Stati limite e probabilità di superamento

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite relativi all'opera in progetto ed alle corrispondenti probabilità P_{V_R} di verificarsi nel periodo di riferimento V_R .

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in condizioni sismiche (par. 3.2.1 delle Norme Tecniche) sono:

- Stati Limite Ultimi (SLU), che comprendono:
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (SLV), definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidezza 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), definito come lo 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.
- Stati limite di Esercizio (SLE), che comprendono:
 - Stato Limite di immediata Operatività (SLO), relativo alla condizione che, per effetto del terremoto, la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti) non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
 - Stato Limite di Danno (SLD), relativo alla condizione che, per effetto del terremoto, la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature rilevanti) subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

La norma vigente assegna al progettista il compito di stabilire il livello di prestazione della struttura da verificare per ogni stato limite considerato. Le probabilità di superamento cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite considerati sono (cfr Tab 3.2.I Norme Tecniche):

Tabella 4-1: NTC-2018, probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per differenti stati limite

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

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$

Per le opere in progetto ($V_R = 100$ anni), il tempo di ritorno dell'azione sismica si ricava dalla tabella seguente.

Tabella 4-2: NTC-2018, Tempo di ritorno T_R per differenti stati limite

Stato Limite		P_{VR} %	T_R anni
SLE	SLO	81%	60
	SLD	63%	101
SLU	SLV	10%	949
	SLC	5%	1950

4.4.3 Accelerazione di riferimento su suolo rigido (a_g)

I valori dei parametri a_g , F_0 , e T_c^* da considerare per la determinazione dell'azione sismica, definiti al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, sono quelli forniti in allegato al DM 14/01/20081 in punti ubicati ai nodi di una griglia che copre l'intero territorio nazionale. I valori degli stessi parametri in un sito di coordinate geografiche note che non sia ubicato su un nodo della griglia si ottengono per interpolazione dei valori ai quattro nodi della griglia più vicini.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i valori di a_g , F_0 , e T_c^* ricavati per via Apoazza. I valori sono stati ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2019).

¹ Par. 3.2 delle NTC2018: "Per i valori di a_g , F_0 e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti."

Tabella 4-3: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP 2019) per le opere dell'asse principale e ad esse interferenti caratterizzate da $VR = 100$ anni

SL	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.070	2.484	0,275
SLD	101	0.087	2.473	0,285
SLV	949	0.213	2.439	0,306
SLC	1950	0.270	2.434	0,312

4.4.4 Valutazione della risposta sismica locale

In accordo alle Norme Tecniche, le categorie di sottosuolo vengono distinte principalmente in funzione dei valori di V_s che caratterizzano il volume significativo del terreno con cui l'opera interagisce. La scelta deriva dal fatto che l'amplificazione sismica di un deposito è dipendente dal modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0), a sua volta legato alla velocità di propagazione delle onde di taglio a piccole deformazioni mediante la ben nota relazione:

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

essendo ρ la densità del materiale che costituisce il deposito.

Per un dato sito, le Norme definiscono la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) mediante la formula:

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

essendo H lo spessore complessivo del deposito sopra al substrato, h_i =spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso e $V_{S,i}$ =velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato.

Per i siti nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m (condizione sempre riscontrata lungo il tracciato), si pone $H=30$ m e nella formula si considereranno gli strati fino a 30 m. La velocità equivalente viene indicata come $V_{S,30}$.

In accordo alle NTC2018, l'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base si valuta mediante il coefficiente di sito (S), funzione sia della categoria di sottosuolo sopra determinata (S_s) sia dell'andamento piano altimetrico della superficie topografica (S_T):

$$S = S_s \cdot S_T.$$

Il coefficiente S_s per ciascuna categoria di sottosuolo si ricava dalle espressioni fornite in Tabella 3.2.IV al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** seguente).

Tabella 4-4: Tab. 3.2.IV delle Norme Tecniche (espressioni di S_S e di C_C)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, al coefficiente S_T possono essere assegnati i valori seguenti in funzione della categoria topografica corrispondente (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** seguente).

Tabella 4-5: Tab. 3.2.III delle Norme Tecniche (categorie topografiche)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

I valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto

$$a_{max} = S a_g$$

Considerato che il tracciato insiste su terreni sostanzialmente pianeggianti (cat. T1), si assume, indipendentemente dall'ubicazione dell'opera, $S_T = 1$.

Per la definizione della categoria di sottosuolo, per il prolungamento di via Aposazza, si è fatto riferimento alla misurazione diretta delle velocità delle onde di taglio tramite le indagini geofisiche di cui in Tabella 3-4.

Il valore di $V_{S,eq}$ misurato è pari a 180m/s pertanto per le opere in progetto è da assumere la categoria di suolo D.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i valori di accelerazione massima attesa al sito $a_{max}[g]$ in accordo alla categoria di sottosuolo individuata e in accordo agli stati limite elencati.

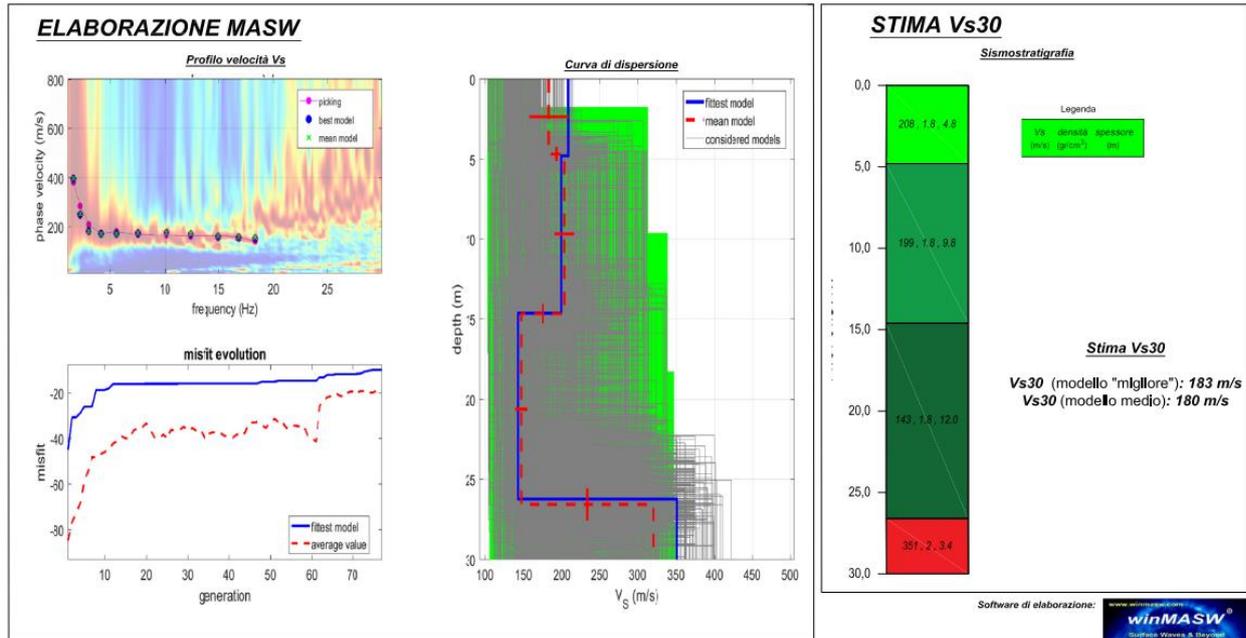


Figura 4-1–categoria di sottosuolo da $V_{s,30}$ in corrispondenza della prova MASW + REMI (2018)

Tabella 4.6 Coefficienti di sito S e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 100$ anni)

Categoria sottosuolo	SL	T_R [anni]	a_g [g]	S [-]	a_{max} [g]
D	SLO	60	0.070	1.800	0.126
	SLD	101	0.087	1.800	0.157
	SLV	949	0.213	1.621	0.345
	SLC	1950	0.270	1.414	0.382

5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione dei terreni è stata condotta sulla base dei risultati delle differenti campagne geognostiche eseguite (sito e laboratorio) e descritte al capitolo 3.

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche oggetto di questo capitolo tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti fundamentalmente depositi limoso-argillosi e sabbioso nell'ambito dei quali sono stati effettuati:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro;
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati, esecuzione di prove di carico su piastra PLT;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità su campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti;

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica sono state distinte tre tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (sabbie più o meno limose);
- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbiose);

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

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- dalle evidenze da CPTU;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno.

5.1 TERRENI PREVALENTEMENTE GRANULARI

5.1.1 Premessa

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a circa 50%.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

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

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 \cong 50%.
- Terreni sottofalda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a \cong 35÷40%.

L'interpretazione dei dati delle prove in situ in correlazione con le prove di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- grado di addensamento;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità.

5.1.2 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_o e/o densità relativa D_r .

Le valutazioni sulle tensioni geostatiche vengono effettuate sulla base delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere geologico; in questa sede si fa l'ipotesi che i corpi ghiaioso-sabbiosi non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno pertanto trattati come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') = 0.4 \div 0.5.$$

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base di quanto indicato nei profili e nelle sezioni geotecniche vale a dire sulla base dei risultati della strumentazione messa in opera (piezometri) e/o delle indicazioni provenienti dagli studi di carattere geologico.

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) vengono ricavati dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

5.1.2.1 Densità relativa D_r da Interpretazione prove SPT

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 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 5.1
- σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)
- N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$ = 0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)
- $(k_o)_{sc}$ = $0,5 \cdot (GSC)^{0,5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)
- GSC = grado di sovraconsolidazione (-)
- D_r = densità relativa (-)

Tabella 5.1 Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

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

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

5.1.3 Angolo di resistenza a taglio

5.1.3.1 Angolo di resistenza a taglio da interpretazione prove SPT

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

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

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

essendo:

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

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

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

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

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di

deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 5.2)

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

D_r = densità relativa (-)

Tabella 5.2 Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m(\cdot)$
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 attrito φ_{cv}' sono ipotizzabili in base a quanto indicato nella **Tabella 5.3** (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988)

Tabella 5.3 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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

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

In questa sede l'interpretazione delle prove verrà effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

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

$\varphi_{cv}' = 33^\circ$ per le sabbie e ghiaie

$m = 3$.

5.1.4 Parametri di deformabilità

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

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

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

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 “down hole” e “cross hole” o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nei seguenti paragrafi.

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

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

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

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 5.4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 5.5)

Tabella 5.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5.5 : Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

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

5.1.4.1 Moduli elastici “operativi” da prove SPT

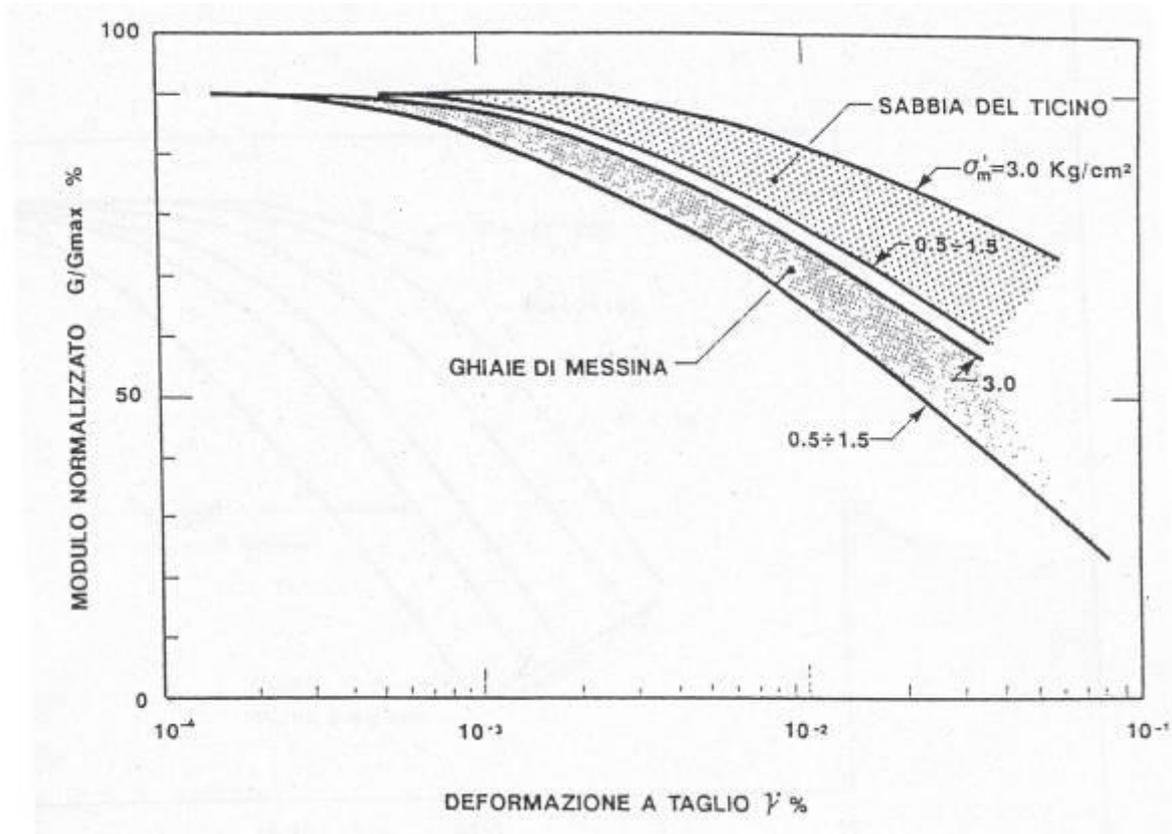
Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

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

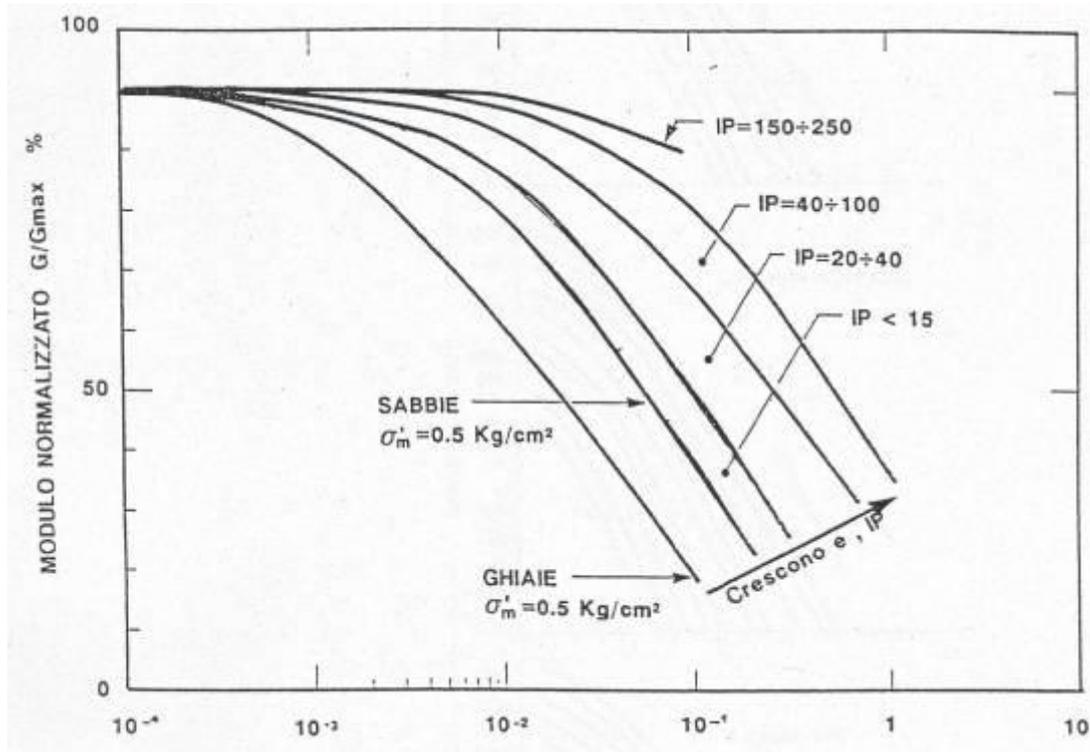
Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 5.1.4.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 5-1 (a) e (b).

Figura 5-1– Degrado del modulo G per vari tipi di terreno



(a): Degrado del modulo G per terreni incoerenti



(b): Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nelle Figure 5-1 (a) e (b), risulta rigorosamente applicabile in condizioni 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 iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso di 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 fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre, i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.
- 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:
 - in base alla normativa vigente tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante superiori a $2.5 \div 3$;
 - 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).
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

5.1.4.2 Moduli elastici a piccole e a grandi deformazioni da prove SPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

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

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

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

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

5.1.5 Proprietà fisiche dei terreni a grana fine

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata in primo luogo facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- pesi di volume naturale e secco.

5.1.6 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

I valori di riferimento per tipologia di terreno sono comunque riportati in Tabella 5.6.

Tabella 5.6: 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

5.2 TERRENI PREVALENTEMENTE COESIVI

5.2.1 Premessa

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

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

5.2.2 Proprietà indice dei terreni coesivi

La classificazione dei terreni a grana fine, e pertanto a prevalente comportamento coesivo, è stata effettuata in primo luogo facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- umidità naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

5.2.3 Classificazione di Burland

Utili indicazioni sull'unità litostratigrafica considerata, in termini di eventuale sovraconsolidazione, struttura ed eventuale presenza di legami di cementazione si possono avere con riferimento all'esperienza di Burland (1990(rif. 2.3.1.8)).

In particolare, si confronta lo stato iniziale in sito rappresentato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_v , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), con la curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990).

Tale curva viene considerata da Burland una proprietà intrinseca del materiale (Intrinsic Compression Line – ICL) in quanto luogo dei punti relativi a campioni rimaneggiati e ricostituiti ad una umidità pari a (1.0÷1.5) volte il limite liquido LL; infatti tale metodo di ricostituzione del campione “annulla” idealmente qualsiasi memoria inerente la struttura del terreno originario e pertanto le proprietà relative possono essere definite come “intrinseche”.

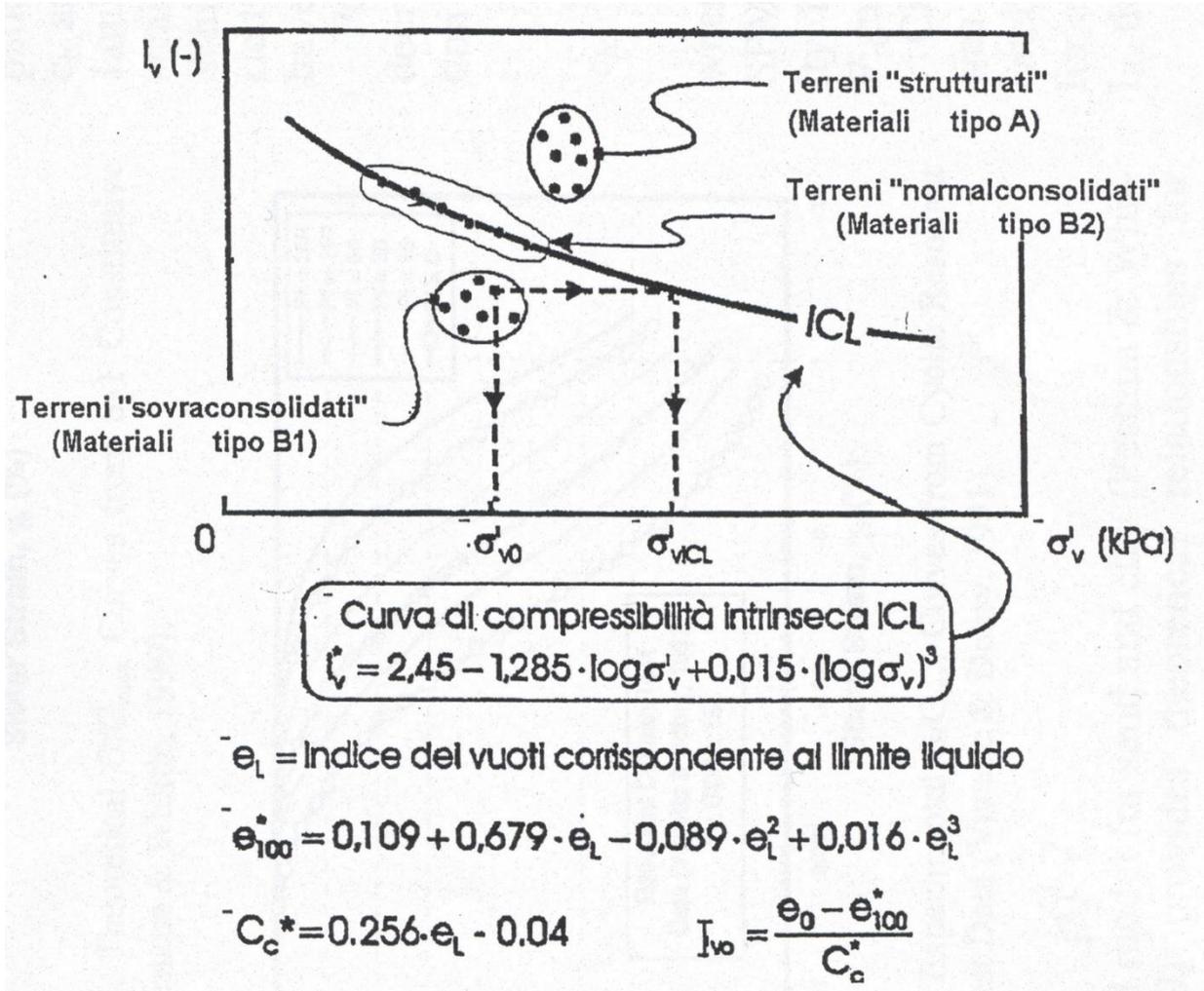
L'equazione della curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) è la seguente (Figura 5-2):

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

in cui:

- I_v = indice dei vuoti normalizzato;
- σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

Figura 5-2: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)



Per il generico campione dell'unità litostratigrafica considerata, il punto sul piano di Burland $I_v - \log(\sigma'_{v0})$ presenta le seguenti coordinate:

ascissa: $\log(\sigma'_{v0})$;

ordinata: $I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*}$ Indice dei vuoti iniziale normalizzato del campione

dove:

- e_0 = indice dei vuoti del campione;
- e_{100}^* = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 100$ kPa:

$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \cdot e_L - 0,089 \cdot e_L^2 + 0,016 \cdot e_L^3$$

in cui: e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

$$e_L = G_s \cdot LL$$

dove:

- G_s = peso specifico dei grani;
- LL = limite liquido (frazione dell'unità);
- C^*_c è dato invece dalla seguente formula:

$$C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000} = 0.256 \cdot e_L - 0.04$$

in cui e^*_{1000} = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 1000$ kPa.

Si sottolinea che l'espressione della *Intrinsic Compression Line* (ICL) definita da Burland (1990) è applicabile in generale a materiali che si collocano al di sopra della linea A della carta di Casagrande (argille inorganiche).

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 5-2 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ al di sotto della curva ICL_{oed} sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, presentano:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci). Tale comportamento è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione;
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o viscoplastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione. Tali materiali, in assenza di legami di cementazione, hanno:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni 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.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ al di sopra della curva ICL_{oed} 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). Questi materiali 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.

5.2.4 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sottofalda, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$), 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:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC} \quad \text{essendo: } \varphi' = \text{angolo di attrito.}$$

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:

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

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 seguente;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

5.2.4.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

L'indice dei vuoti in sito (e_0) è fornito direttamente dalle prove di laboratorio.

5.2.5 Resistenza al taglio non drenata

5.2.5.1 Premessa

La resistenza al taglio non drenata C_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento:

- ai risultati delle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU e delle prove dinamiche SPT;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sulle carote estratte durante la fase di sondaggi;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sui campioni di laboratorio.

5.2.5.2 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, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

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

5.2.5.3 Valutazione di C_u da prove CPTU

Si forniscono le caratteristiche usate per le stime della resistenza non drenata c_u e del modulo di deformazione edometrico.

Di seguito si riportano le espressioni utilizzate per la stima delle due grandezze succitate:

$$c_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt}$$

in cui:

σ_{vo} è la tensione verticale totale in sito;

q_t è la resistenza alla punta del penetrometro statico, corretta con la pressione interstiziale mediante la seguente espressione:

$$q_t = q_c + u(1-a)$$

in cui u è la sovrappressione ed a è assunto variabile in un intervallo da 0.58 a 0.66.

il fattore N_k assume valori usualmente compresi fra 10 e 25, nel caso in esame è stato assunto pari a 15.

5.2.6 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 (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

5.2.7 Caratteristiche di deformabilità

5.2.7.1 Moduli di compressione in condizione non drenate

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

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

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda.

5.2.7.2 Modulo edometrico da prove CPT

Il modulo edometrico da prove CPT è stato calcolato mediante la correlazione di Mayne et al. (Rif. 2.3.1.25) di seguito riportata:

$$M_{DS} = 8.25 \times (q_t - \sigma_{vo})$$

dove

σ_{vo} è la tensione verticale totale in sito;

q_t è la resistenza alla punta del penetrometro statico, corretta con la pressione interstiziale mediante la seguente espressione:

$$q_t = q_c + u(1-a)$$

in cui u è la sovrappressione ed a è assunto pari a 0.66 o 0.58.

5.2.7.3 Modulo edometrico da prove SPT

Il valore del modulo edometrico o modulo elastico drenato confinato, M , da prove SPT viene calcolato mediante la relazione di Stroud e Butler (Rif 2.3.1.40)

$$M_{ds} = 0.6 N_{spt} \quad (\text{MPa})$$

5.2.8 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili con riferimento ai risultati delle prove edometriche di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

5.2.9 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v e secondaria c_{α} , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

5.3 FALDA DI PROGETTO

Ai fini dei dimensionamenti delle opere geotecniche, si è assunta una quota falda a circa 4m da piano campagna.

5.4 RISULTATI IN TERMINI DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO E RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO.

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito e delle prove di laboratorio in Appendice 1 e 2 sono riportati tutti i risultati di interpretazione ottenuti.

- **Appendice 1:** parametri di caratterizzazione geotecnica. In particolare, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio e delle prove SPT ;
- **Appendice 2:** parametri di caratterizzazione geotecnica ricavati dall'interpretazione delle prove statiche CPTU.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali unità litostratigrafiche individuate in area di interesse.

La caratterizzazione geotecnica si è basata principalmente su:

- descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
- prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati;
- interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

6.2 UNITÀ STRATIGRAFICHE: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le unità litostratigrafiche sono state suddivise nelle seguenti unità geotecniche:

- **Riporto:** Materiale piuttosto eterogeneo, da argillosi a ghiaiosi, con inclusioni vegetali e/o materiali di riporto di origine antropica come calcinacci e mattoni frammentati. Tali materiali sono solo stati descritti all'interno delle schede stratigrafiche e non sono stati caratterizzati in termini di parametri geotecnici in quanto dovranno essere rimossi durante le fasi di scotico e di bonifica del materiale di sottofondo
- **Unità 1:** Limo – limo sabbioso - argilla limosa – argilla di color nocciola/ocra. Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo;
- **Unità 1a:** Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color nocciola/ ocra; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare;
- **Unità 2:** Argilla limosa o debolmente limosa/ Limo argilloso o debolmente argilloso –sabbioso – color grigio. Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo;
- **Unità 2a:** Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di colore grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare;
- **Unità 2b:** Ghiaia o sabbia ghiaiosa di colore grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare.

I criteri adottati per l'interpretazione dei dati ottenuti dalle indagini in sito e dalle indagini di laboratorio sono illustrati nei precedenti paragrafi.

La definizione delle unità geotecniche è stata introdotta al fine di sintetizzare le proprietà dei materiali intercettati lungo il tracciato. Come illustrato nel profilo geotecnico, il sottosuolo presente nel tratto di strada esaminato, risulta molto stratificato con intercalazioni granulari, che frequentemente interrompono la continuità del materiale coesivo. Nel seguito vengono elencate le principali peculiarità di tale tratta:

- individuazione non sistematica ma diffusa di lenti di sabbia. Le profondità di rinvenimento di lenti di sabbia sono piuttosto variabili. Per lo più le lenti di sabbia risultano superficiali (da circa 2 m dal p.c.) ed in altri casi si approfondiscono molto fino anche oltre i 20 m dal piano campagna.

- presenza di una crosta superficiale fino ad una profondità di 1.5 - 2m dal piano campagna (le prove CPTU e i risultati delle prove di pocket penetrometer e torvane ne attestano la presenza). Si segnala che una leggera sovraconsolidazione (crosta) potrebbe essere presente a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) nei materiali a granulometria più fine.

6.2.1 Unità 1: Limo/limo sabbioso/argilla limosa di color nocciola-ocra

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'unità definita come "1" descritta come:

Limo – limo sabbioso - argilla limosa – argilla di color nocciola/ocra, da plastica a consistente. Colore da marrone a grigio, con patine di ossidazione ocracee; talora con resti vegetali nerastri in decomposizione e calcinelli.

Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

Nella tabella di seguito vengono riportati valori dei parametri geotecnici utili per il dimensionamento delle opere. Oltre alle prove di laboratorio specifiche sui sondaggi di riferimento per la tratta, si è fatto riferimento ai valori dichiarati nella relazione geotecnica dell'A13 (doc rif. 2.2.1.6).

Unità 1		
γ_t (kN/m ³)	18.5 ÷ 20.0	
FC (%)	60 ÷ 100	
W _n	19 ÷ 35	
LL	35-60	
LP	20 ÷ 30	
IP	15 ÷ 30	
N _{SPT} (colpi/30 cm)	2 ÷ 17	
ϕ' (°)	22	
c' (kPa)	5 ÷ 10	
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$	0 < z < 5	2 – 5
	6 < z < 15	2
	z > 15	1
Cu (kPa)	70 ÷ 80	
C α ϵ (-)	0.0005 – 0.0029	
k (m/s)	5 x 10 ⁻¹¹ ÷ 7 x 10 ⁻¹⁰	

CR (-)	0.10 ÷ 0.19
RR (-)	0.005 ÷ 0.045

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
 FC = contenuto di fine;
 W_n = contenuto d'acqua naturale;
 LL = Limite Liquido;
 LP = Limite Plastico;
 IP = Indice Plastico;
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 φ' = angolo di attrito "operativo";
 c' = intercetta di coesione "operativa";
 c_u = resistenza al taglio non drenata;
 OCR = grado di sovraconsolidazione;
 $C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria;
 k_v = coefficiente di permeabilità verticale;
 CR = rapporto di compressione;
 RR = rapporto di ricomprensione.

6.2.2 Unità 1a: sabbia limosa o sabbia di color nocciola-ocra

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'unità definita come "1a" descritta come sabbia limosa o sabbia di color nocciola/ ocra; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare.

Oltre alle prove di laboratorio specifiche sui sondaggi di riferimento per la tratta, si è fatto riferimento ai valori dichiarati nella relazione geotecnica dell'A13 (doc rif. 2.1.1.3).

Unità 1a	
γ_t (kN/m³)	18
FC (%)	10 ÷ 30
N_{SPT} (colpi/30 cm)	4
Dr (%)	30 ÷ 60
φ' (°)	30 ÷ 32
c' (kPa)	0
E₂₅ (M Pa)	3 ÷ 25

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
- FC = contenuto di fine
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT
- ϕ' = angolo di attrito “operativo”;
- c' = intercetta di coesione “operativa”.

6.2.3 Unità 2: Argilla limosa/Limo argilloso di color grigio

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'unità definita come "2" descritta come Argilla limosa o debolmente limosa/ Limo argilloso o debolmente argilloso –sabbioso – color grigio.

Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

Oltre alle prove di laboratorio specifiche sui sondaggi di riferimento per la tratta, si è fatto riferimento ai valori dichiarati nella relazione geotecnica dell'A13 (doc rif. 2.1.1.6).

Unità 2		
γ_t (kN/m ³)	18 ÷ 19	
FC (%)	60 ÷ 100	
W _n	25 - 40	
LL	25 - 40	
LP	35 - 65	
IP	10 -25	
N_{SPT} (colpi/30 cm)	4 - 12	
q_c (M Pa)	-	
ϕ' (°)	20 - 25	
c' (kPa)	0 - 5	
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$	0<z<14	3.00
	14<z<60	1.25
Cu (kPa)	120 per z > 15 m da p c	
$C\alpha\varepsilon$ (-)	(0.0005) – (0.0055)	
k (m/s)	(1.15 x 10 ⁻¹¹) - (5 x 10 ⁻¹⁰)	
CR (-)	0.07-0.255	
RR (-)	0.0005-0.0325	

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
 FC = contenuto di fine;
 Wn= contenuto d'acqua naturale;
 LL=Limite Liquido;
 LP=Limite Plastico;
 IP=Indice Plastico;
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT
 φ' = angolo di attrito "operativo";
 c' = intercetta di coesione "operativa";
 c_u = resistenza al taglio non drenata;
 OCR = grado di sovraconsolidazione;
 $C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria;
 k_v = coefficiente di permeabilità verticale;
 CR = rapporto di compressione;
 RR = rapporto di ricompressione.

6.2.4 Unità 2a: sabbia limosa o sabbia di color grigio

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'unità definita come "2a" sabbia limosa o sabbia di colore grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare.

Oltre alle prove di laboratorio specifiche sui sondaggi di riferimento per la tratta, si è fatto riferimento ai valori dichiarati nella relazione geotecnica dell'A13 (doc rif. 2.1.1.3).

Unità 2a	
γ_t (kN/m ³)	18 (*)
FC (%)	10 ÷ 30
N_{SPT} (colpi/30 cm)	2 ÷ 13
q_c (M Pa)	-
Dr (%)	20 ÷ 70
φ' (°)	28 ÷ 35
c' (kPa)	0
E_{25} (M Pa)	2 ÷ 10

(*) Valore da letteratura

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
 FC = contenuto di fine
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT
 φ' = angolo di attrito “operativo”;
 c' = intercetta di coesione “operativa”.

6.2.5 Unità 2b: ghiaia, sabbia ghiaiosa di colore grigio

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'unità definita come "2b" s Ghiaia o sabbia ghiaiosa di colore grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare.

Unità 2b (z>35m da pc)	
γ_t (kN/m ³)	19.5
FC (%)	-
N_{SPT} (colpi/30 cm)	44 ÷ 61
Dr (%)	60 - 75
φ' (°)	37-39
c' (kPa)	0
E_{25} (M Pa)	35 – 45

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;
 FC = contenuto di fine
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 φ' = angolo di attrito “operativo”;
 c' = intercetta di coesione “operativa”.

6.3 STRATIGRAFIE DI PROGETTO

Si riporta di seguito la stratigrafia di riferimento per le verifiche geotecniche dei nuovi sottovia di via Aposazza (ST01S e ST01N).

Profondità	Unità	z_w	SPT	γ_n	ϕ' (*)	c' (*)	c_u (MIN)	c_u (MEDIO)
(Q.A. p.c.: 33,15 m slm)	(-)	(m da pc)		(kN/m^3)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
0.00 - 1.00	V	4	-	-	-	-	-	-
1.00 - 5.00	1		min 4 media 28	19			70	80
5.00 - 6.00	1a		4	19	30-32	0		
6.00 - 10.30	1		min 3 media 8	18.5			30	50
10.30 - 11.50	2		4	19	30-32	0		
11.50 - 12.80	2a		min 2 media 6	19.5			40	50
12.80 - 21.00	2						100	120
21.00 - 24.20	2a		min 8 media 10	19	31-33	0		
24.20 - 26.00	2		min 8 media 12	18.5			100	120
26.00 - 28.20	2a		min 12 media 12	19	32-34	0		
28.20 - 35.10	2		min 19 media 36	19			100	120
35.10 - 40.00	2b		min 44 media 61	19.5	37-39	0		

7. ANALISI DI LIQUEFAZIONE

7.1 PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

7.1.1 Valutazione della sollecitazione ciclica CSR

Le analisi sono state svolte attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro statico (CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL) come rapporto tra la resistenza ciclica "Cyclic Resistance Ratio" (CRR) e la sollecitazione ciclica "Cyclic Stress Ratio" (CSR). Il metodo si considera applicabile fino a profondità pari a circa 20 m. Successivamente è stato stimato l'indice di potenziale di liquefazione (LPI).

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Un metodo semplificato per la valutazione della sollecitazione ciclica CSR indotta dallo scuotimento sismico è quello di Seed ed Idriss (1971), secondo cui essa è approssimabile ad una sollecitazione uniforme composta da una serie avente un numero equivalente di cicli di carico uniformi, con un valore di accelerazione di ampiezza pari al 65% del valore di picco (a_{max}), come:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

in cui:

a_{max} accelerazione di picco al sito;

g accelerazione di gravità;

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

σ_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

σ'_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità dal piano campagna, calcolato come segue (Youd et al., 2001):

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m}$$

7.1.2 Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT

La resistenza alla liquefazione di un terreno può essere vista come il valore di CSR per il quale avviene la liquefazione in un numero specificato di cicli di carico; a questo valore, per convenzione, ci si riferisce in termini di resistenza alla liquefazione (CRR).

Le procedure per la valutazione del CRR sulla base di prove in situ (nello specifico CPT) fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando alla stima del CRR per magnitudo 7.5 (CRR_{7.5}) un fattore di scala MSF (“Magnitude Scaling Factor”) che viene differenziato a seconda della composizione granulometrica del deposito (vedi Figura 3).

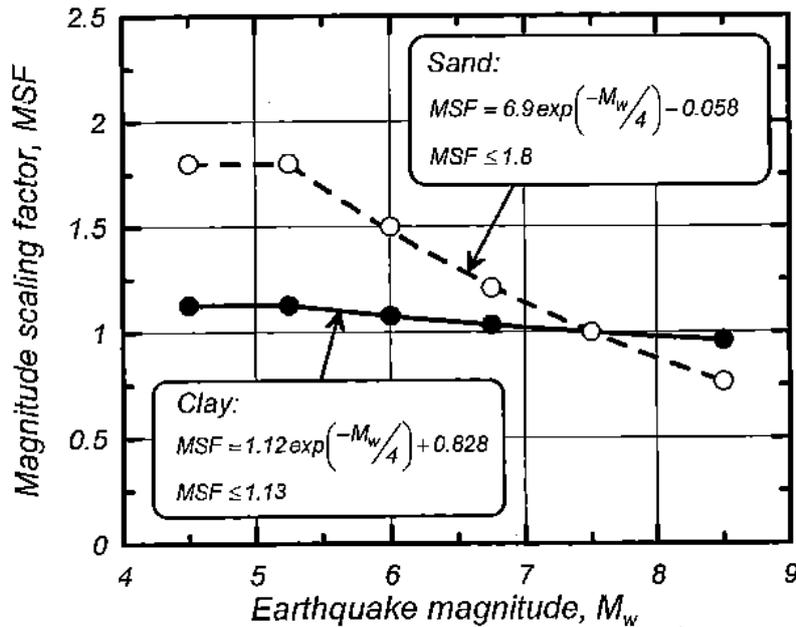


Figura 3. - Fattore di scala MSF (Boulanger e Idriss, 2007)

La relazione tra la resistenza ciclica CRR e la resistenza penetrometrica alla punta adottata per le analisi di liquefazione è mostrata, nel caso di sabbie pulite, in Figura 4 ed è esprimibile come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

per $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

per $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Nel caso di materiali coesivi la resistenza ciclica CRR viene espressa in funzione del valore di (c_u) - Youd et al., 2001-:

$$CRR_{7.5} = 0.8 \cdot \frac{c_u}{\sigma_{v'}}$$

La resistenza alla punta è espressa in termini di valori normalizzati di q_{c1N} , rispetto alla pressione atmosferica P_a , come segue:

$$q_{c1N} = (q_c/P_a) \times (P_a/\sigma'_{v0})^n$$

dove (σ'_{v0}) è lo sforzo verticale efficace alla profondità di prova, mentre n è un esponente funzione del tipo di terreno, variabile da $n = 0.5$ (per materiali sabbiosi) a $n = 1.0$ (per materiali argillosi).

La natura del terreno (sabbioso, argilloso o intermedio) e quindi il corrispondente valore di n sono determinati secondo una procedura iterativa, attraverso l'indice del tipo di materiale I_c , determinato come segue:

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

dove:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n,$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

La procedura iterativa prevede i seguenti passi: inizialmente n è posto pari a 1.0 e se risulta $I_c > 2.6$, il terreno è classificato come argilloso ed n è confermato pari a 1.0; nel caso risulti $I_c < 2.6$, il calcolo viene ripetuto ponendo $n = 0.5$. Se nella seconda iterazione risulta $I_c < 2.6$, il terreno è classificato come sabbioso e n è confermato pari a 0.5, altrimenti se $I_c > 2.6$, il terreno viene classificato come "intermedio" e n assume il valore di 0.75.

La resistenza penetrometrica alla punta normalizzata (q_{c1N}) per sabbie limose viene corretta al valore equivalente per sabbie pulite ($q_{c1N})_{cs}$ attraverso la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

dove K_c , il fattore correttivo per le caratteristiche dei grani è definito dalla seguente equazione (Robertson & Wride, 1998):

per $I_c \leq 1.64$ $K_c = 1.0$;

per $I_c > 1.64$ $K_c = -0.403 \cdot (I_c)^4 + 5.581 \cdot (I_c)^3 - 21.63 \cdot (I_c)^2 + 33.75 \cdot (I_c) - 17.88$.

Si noti che per $I_c > 2.6$, il materiale è tipicamente troppo argilloso o plastico per liquefare.

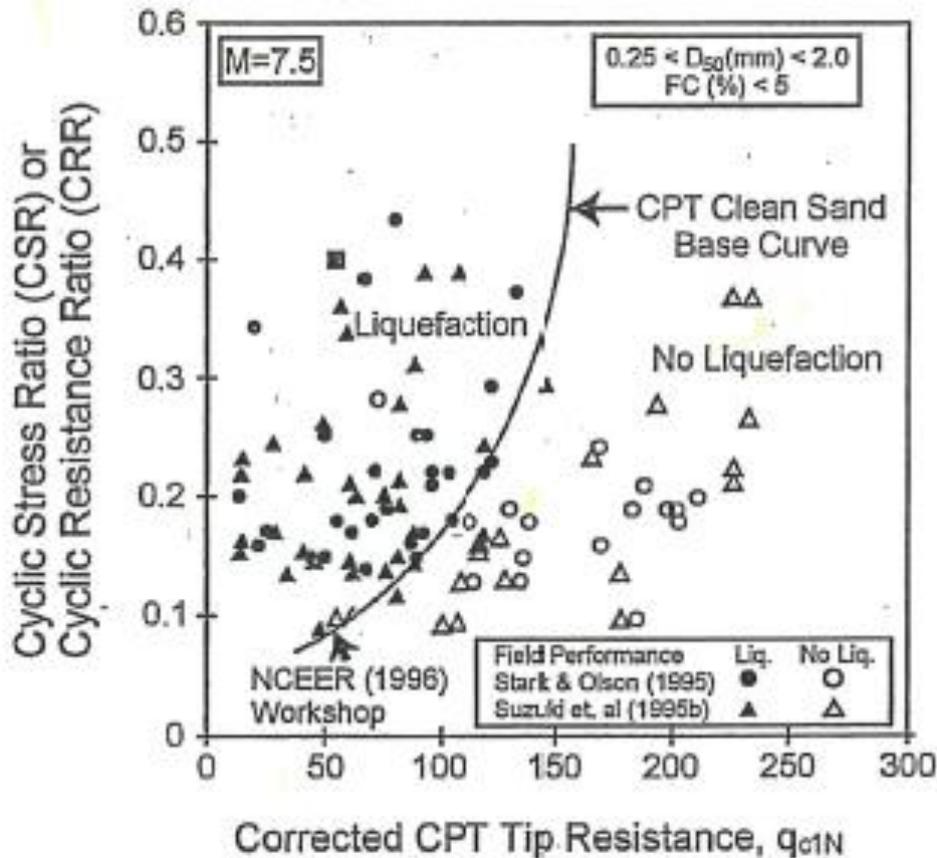


Figura 4: - Relazione tra il rapporto di sforzo ciclico e la resistenza alla punta penetrometrica q_{c1N} (valori per $M = 7.5$) (Robertson & Wride, 1998).

7.1.3 Indice del potenziale di liquefazione

Data la particolarità della natura del sottosuolo, fortemente stratificata (si veda nel seguito al par.1.3), ma comunque di carattere prevalentemente coesiva (strati sabbiosi disposti in modo non sistematico in profondità o in superficie e di spessore prevalentemente prossimo ad 1 m) si ritiene che le analisi di liquefazione eseguite considerando il valore del coefficiente di sicurezza debbano tener conto dalla presenza di materiale coesivo ricorrente con frequenza all'interno degli stessi strati sabbiosi non propriamente puliti (cerchi azzurri nelle figure).

Al fine quindi di meglio definire l'importanza del fenomeno di liquefazione in presenza di un terreno fortemente stratificato e prettamente coesivo si è calcolato l'indice del potenziale di liquefazione LPI che fornisce una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale, fino ad una profondità critica assunta pari a 20 m (limite oltre il quale non si sono mai osservati fenomeni di liquefazione e per cui è stata determinata la procedura di

Robertson & Wride per la verifica alla liquefazione e le metodologie di calcolo adottate non risulterebbero affidabili oltre tale profondità).

I risultati delle analisi per ciascuna CPT sono esprimibili in termini di indice del potenziale di liquefazione LPI. È un indice globale della suscettibilità alla liquefazione per ciascun sondaggio (Iwasaki et al. (1982), determinabile come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove $W(z)$ è una funzione pesata, linearmente decrescente con la superficie del terreno fino alla profondità di 20m; il peso maggiore è attribuito agli strati superficiali come segue:

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}} \right)$$

La funzione $F(z)$ riflette il potenziale di liquefazione ad ogni strato e dipende dal fattore di sicurezza alla liquefazione F_L :

La variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

$F(z) = 0$	per	$F_L \geq 1.2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per	$1.2 > F_L \geq 0.95$
$F(z) = 1 - F_L$	per	$F_L \leq 0.95$

Sulla base degli studi di Iwasaki et al. (2003) e di Sonmez (2003), l'indice di potenziale di liquefazione LPI è correlato alla suscettibilità di liquefazione secondo le classi definite in Tabella 7.

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Suscettibilità alla liquefazione
$0 \leq LPI \leq 1$	Nulla
$1 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Elevato
$LPI > 15$	Molto elevato

Tabella 7 – Correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

7.1.4 Stima dei cedimenti in corrispondenza di strati granulari.

Laddove l'indice LPI stimato risulta "elevato" o "molto elevato" si è calcolato il possibile cedimento indotto dal fenomeno di liquefazione secondo il metodo di Ishihara e Yoshimine (1991). Tale metodo correla la deformazione volumetrica (ε_v) con il coefficiente di sicurezza (FSL) in funzione della resistenza alla punta normalizzata (q_{c1N}). Nella Figura 5 è riportato il grafico di correlazione, si precisa che la grandezza (q_{c1}) riportata nella figura è il valore della resistenza normalizzata (q_{c1N}).

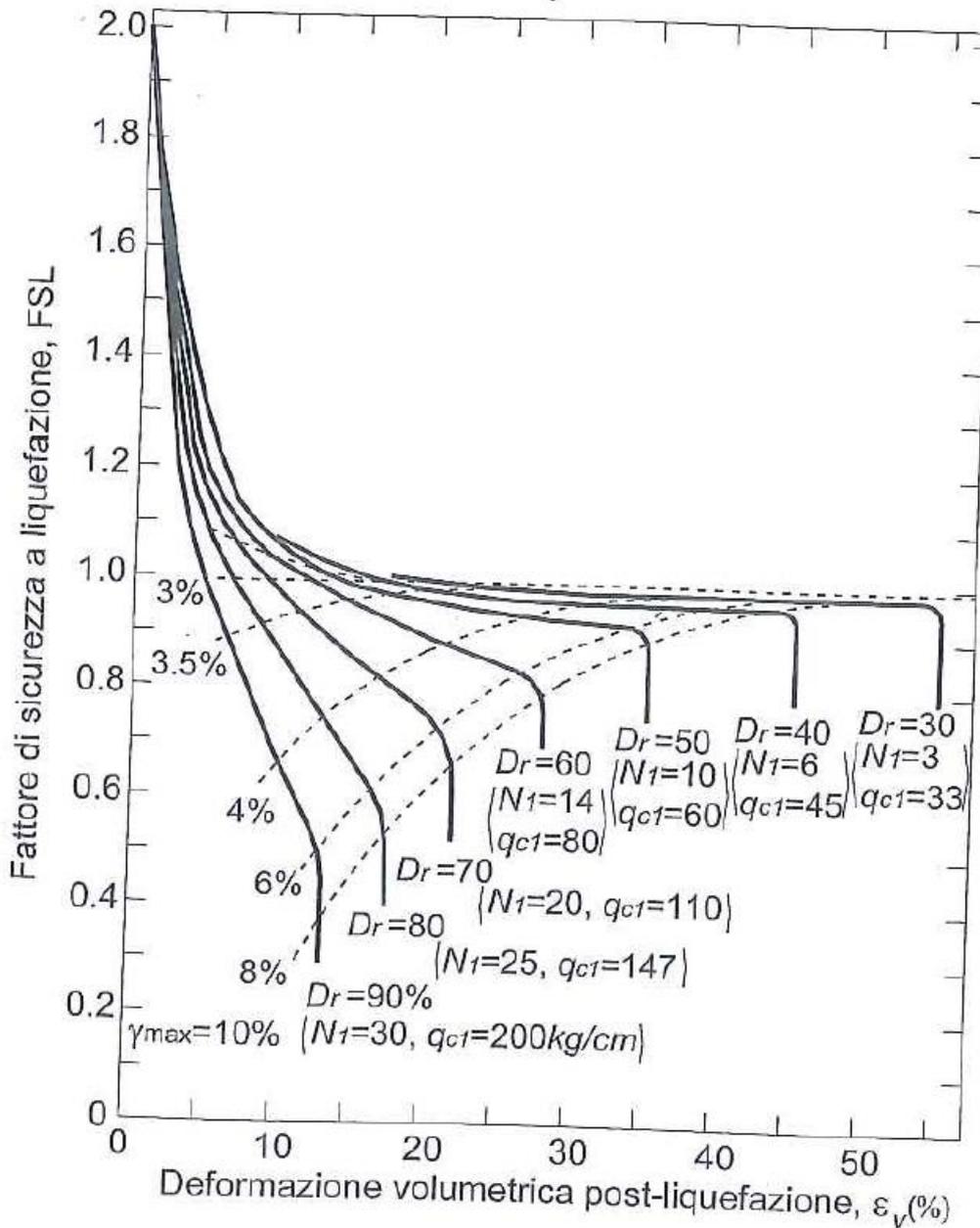


Figura 5: - Stima della deformazione volumetrica post-liquefazione di sabbie pulite (Ishihara e Yoshimine, 1991)

7.1.5 Risultati delle analisi di liquefazione

In Tabella 7-8, sono sintetizzati i risultati delle analisi di liquefazione in termini di indice (LPI), per la CPT in area di interesse.

I risultati in termini di andamento con la profondità della resistenza alla punta q_c normalizzati (q_1) e in termini di CRR e CSR sono riportati nella figura riportata in Tabella 7-8 dove nel primo grafico è rappresentato l'andamento di q_1 in funzione della profondità mentre nel secondo grafico la curve CRR (continua) e i punti CSR calcolati in corrispondenza della (q_c). Il materiale è liquefacibile se CSR è minore di CRR con un potenziale calcolato riportato in tabella.

Essendo il valore di (LPI) associato a una suscettibilità alla liquefazione "Moderata" non è stato stimato il cedimento indotto.

SONDAGGIO	LPI		CEDIMENTO	FIGURA DI RIFERIMENTO
	VALORE	GIUDIZIO		
-			cm	
CPTU-1-PE	4.5	Moderato	-	Figura 6
CPTU-2-PE	6.3	Moderato	-	Figura 7
CPTU-3-PE	0.3	Moderato	-	Figura 8
CPTU-4-PE	4.1	Moderato	-	Figura 9

Tabella 7-8 - Risultati delle analisi di liquefazione

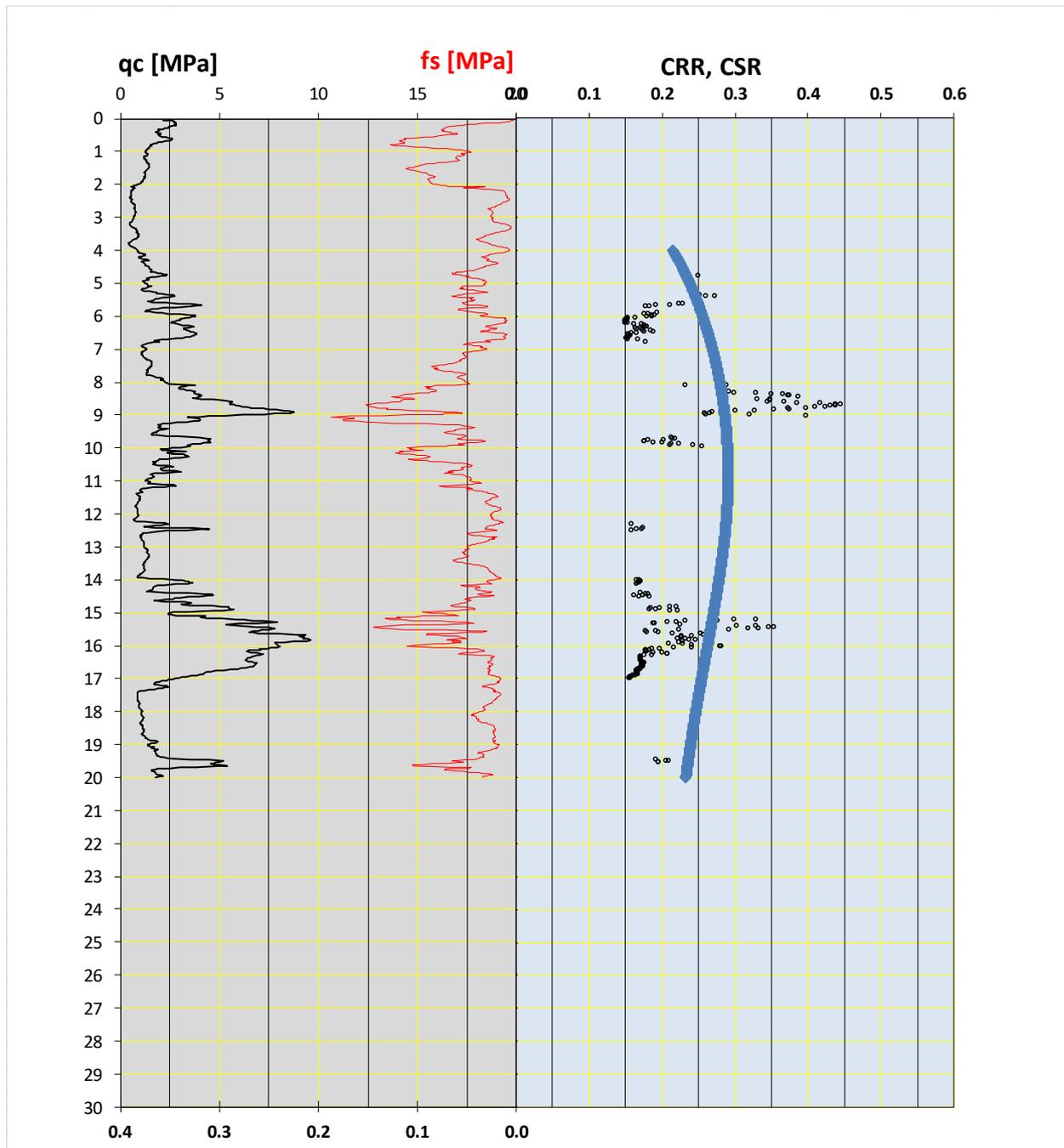


Figura 6: - verticale CPT-1-PE (a) andamento di q_{c1} con la profondità e (b) analisi di liquefazione

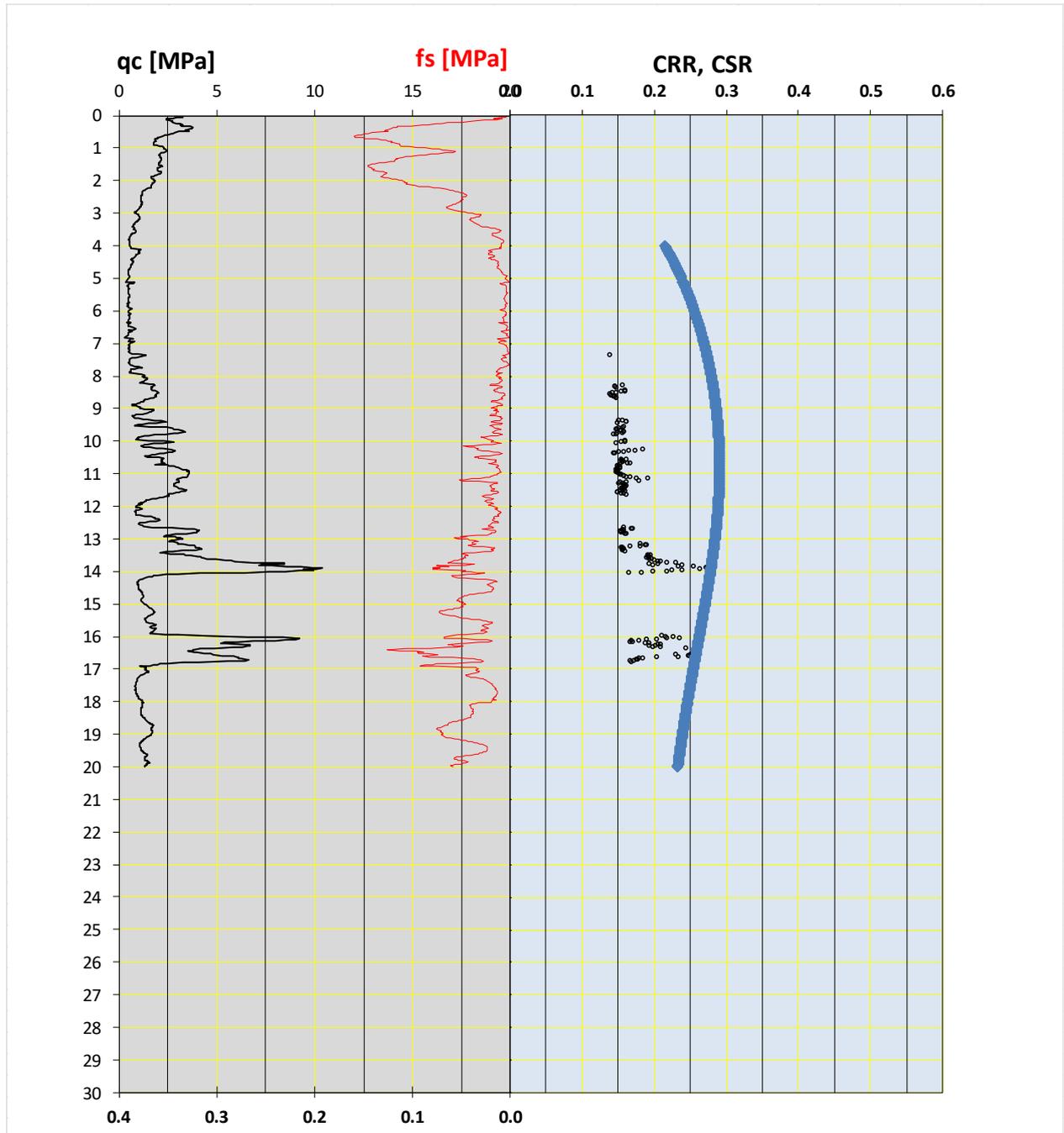


Figura 7: - verticale CPT-2-PE (a) andamento di q_{c1} con la profondità e (b) analisi di liquefazione

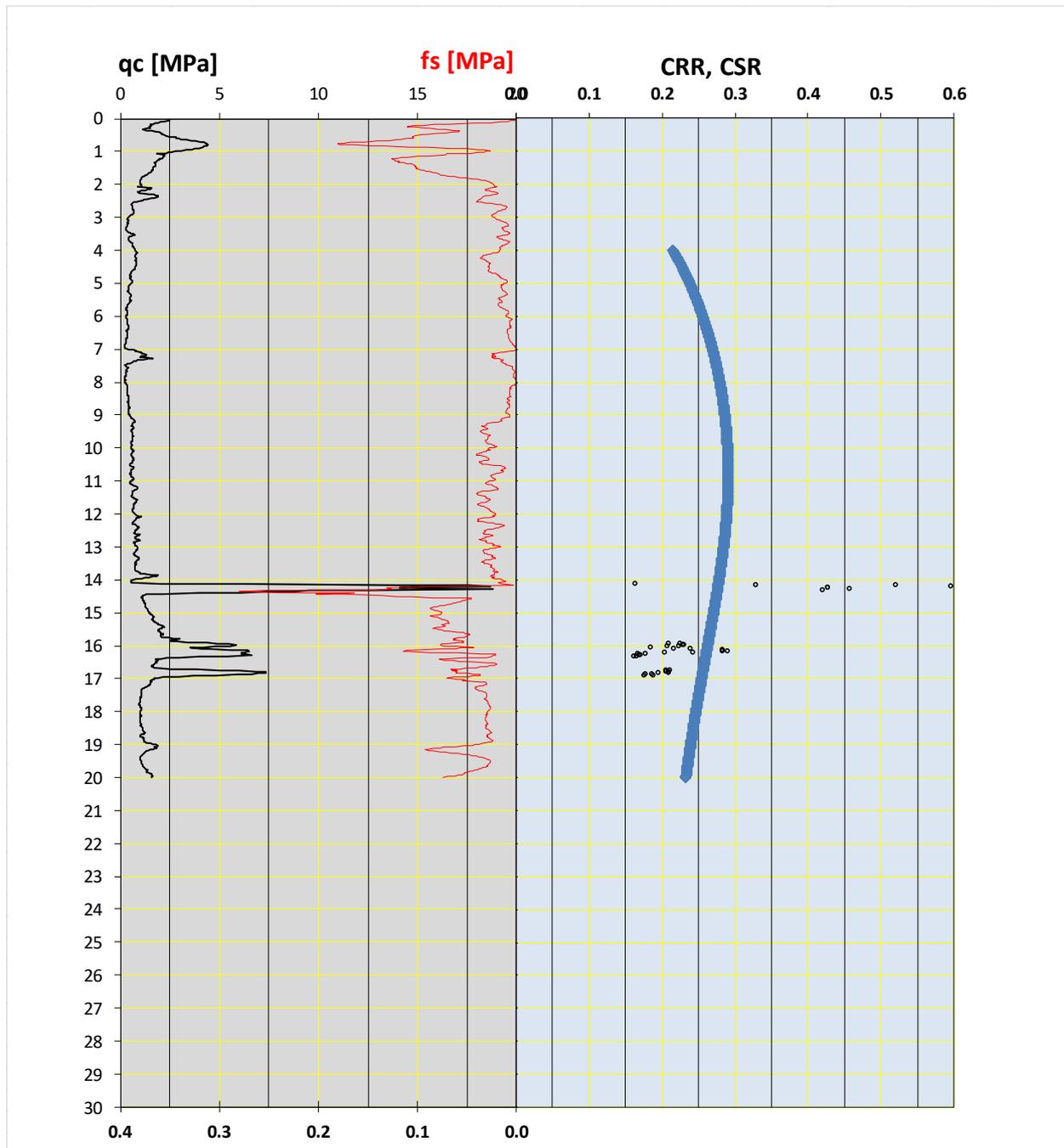


Figura 8: - verticale CPT-3-PE (a) andamento di q_{c1} con la profondità e (b) analisi di liquefazione

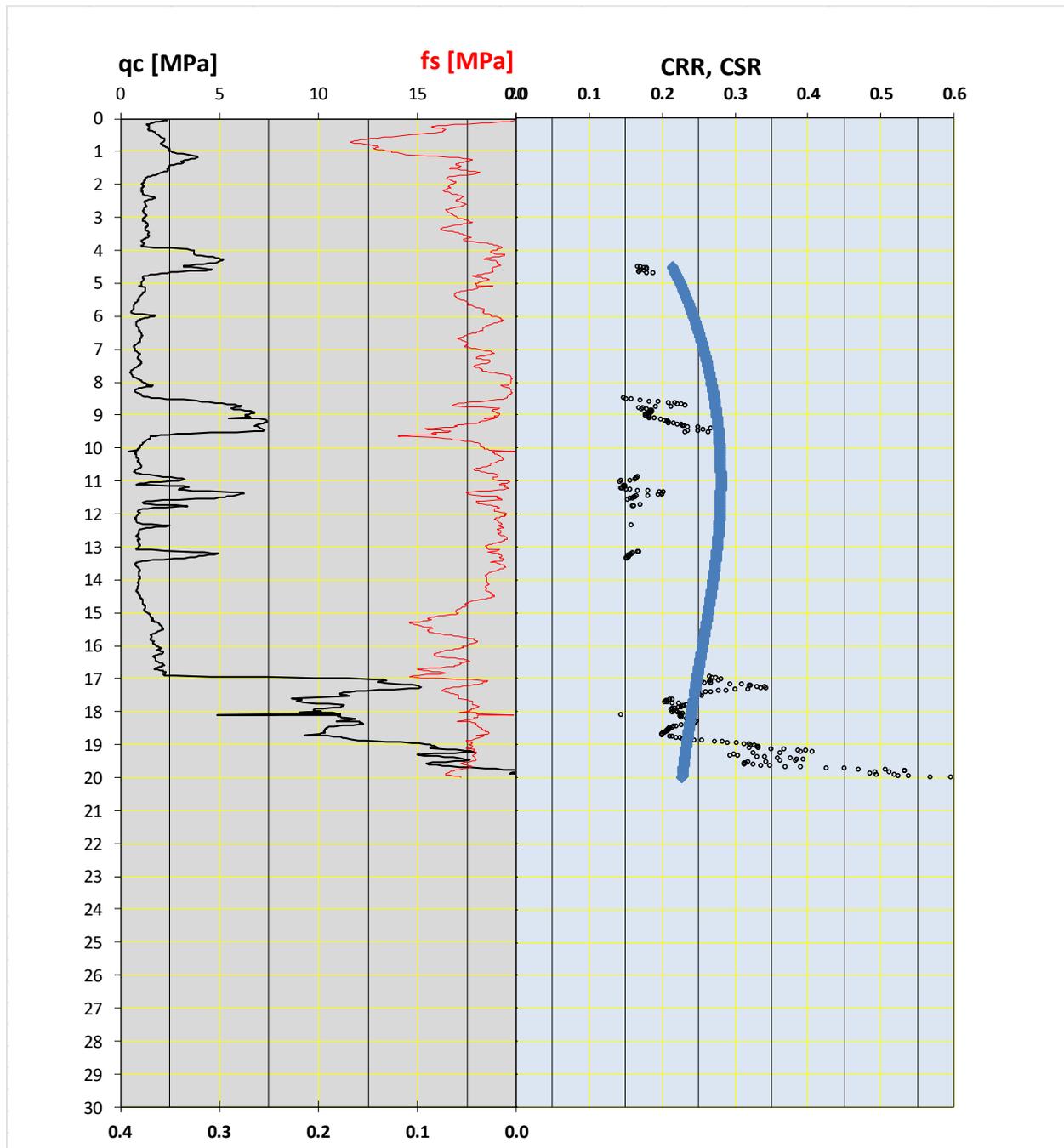


Figura 9: - verticale CPT-4-PE (a) andamento di q_{c1} con la profondità e (b) analisi di liquefazione

8. ANALISI DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Per l'analisi di stabilità dei rilevati si rimanda all'Appendice 3.

9. RILEVATI: ANALISI STABILITÀ E STIMA CEDIMENTI

Per l'analisi di stabilità dei rilevati e per la stima dei cedimenti si rimanda rispettivamente all'Appendice 3 e 4.

10. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

In Appendice 5 si riportano i risultati delle analisi volte a determinare gli spessori di scotici e bonifici per il tracciato del cosiddetto "Potenziamento di Via Aposazza" nell'ambito del Progetto Definitivo della prosecuzione fino alla via Aposazza del sistema Tangenziale di Bologna.

Al fine di valutare gli spessori di bonifica è stata fatta una analisi delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati di indagine sia del pozzetto che dei sondaggi, in tali certificati il terreno superficiale (entro il metro di profondità) è descritto come terreno vegetale; in particolare, nel log di sondaggio del pozzetto PZ-24-PE si dichiara la presenza di riporto antropico di varia natura misto a materiale vegetale.

Alla luce di quanto osservato, si prescrive uno spessore di scotico pari a 0.2m e uno spessore di bonifica pari a 1m.

Per maggiore dettaglio si rimanda all'appendice.

Date le caratteristiche sopra descritte si ritiene che:

- Il materiale da scavo non possa essere riutilizzato;
- Non sia applicabile un trattamento a calce. Si rimanda alle fasi successive del progetto l'eventualità di predisporre prove mirate a tale fine.

11. MONITORAGGIO GEOTECNICO

In Appendice 7 si riportano le osservazioni circa il monitoraggio geotecnico per il tracciato del cosiddetto “Potenziamento di Via Aposazza” nell’ambito del Progetto Definitivo della prosecuzione fino alla via Aposazza del sistema Tangenziale di Bologna.

APPENDICE 1

Caratteristiche fisiche e meccaniche determinate dalle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio.

Caratteristiche fisiche e meccaniche determinate dalle prove SPT	Figura di riferimento
Numero di colpi	Figura 1
Densità relativa	Figura 2
Angolo di attrito	Figura 3
Coesione non drenata	Figura 4
Velocità onde si taglio	Figura 5
Modulo elastico piccole deformazioni	Figura 6
Modulo elastico E25	Figura 7

Aposazza

Prova Penetrometrica SPT

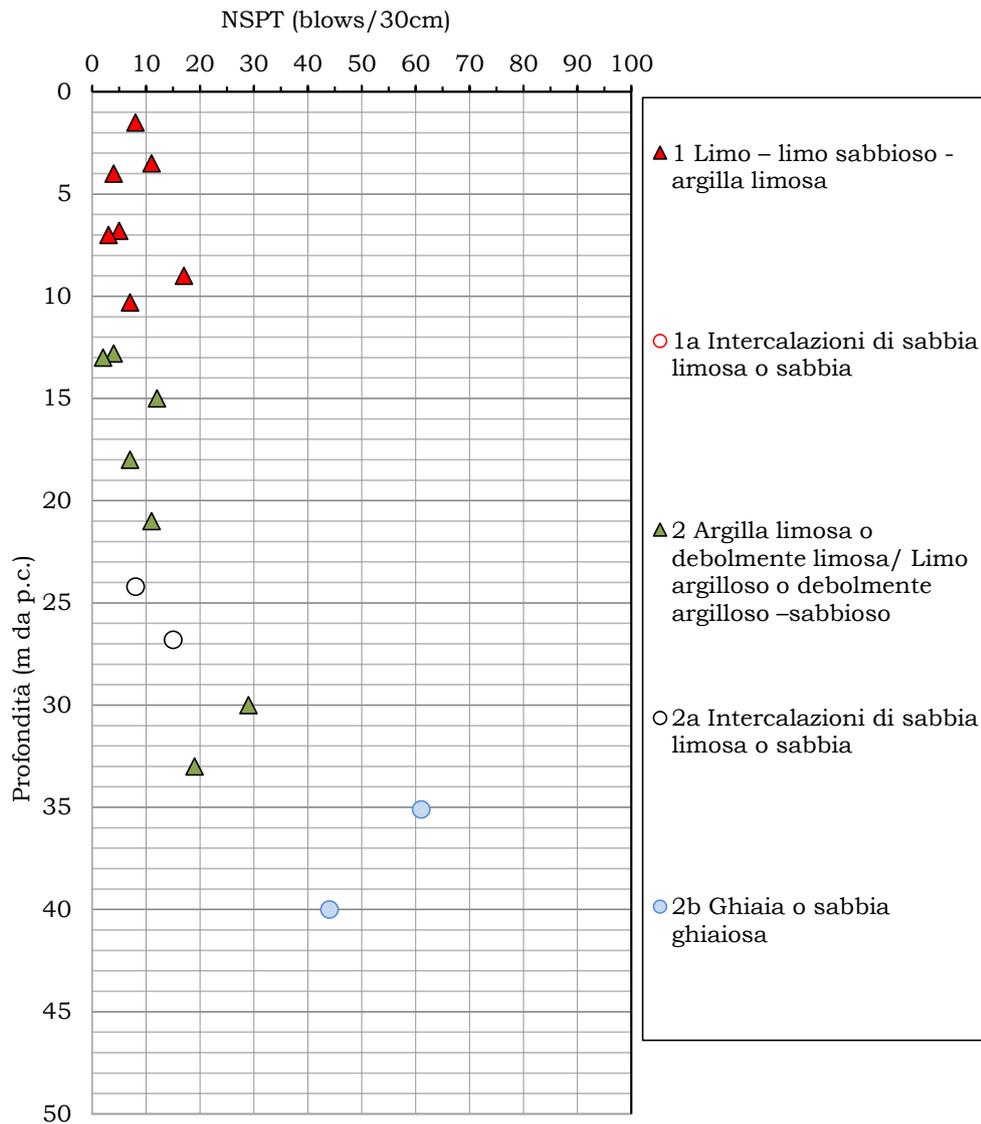


Figura 1: Numero di colpi da prova SPT

Aposazza

Densità relativa da prove SPT
SABBIA [Skempton (1986)] e Ghiaie [Cubrinowski & Ishihara (1999)]

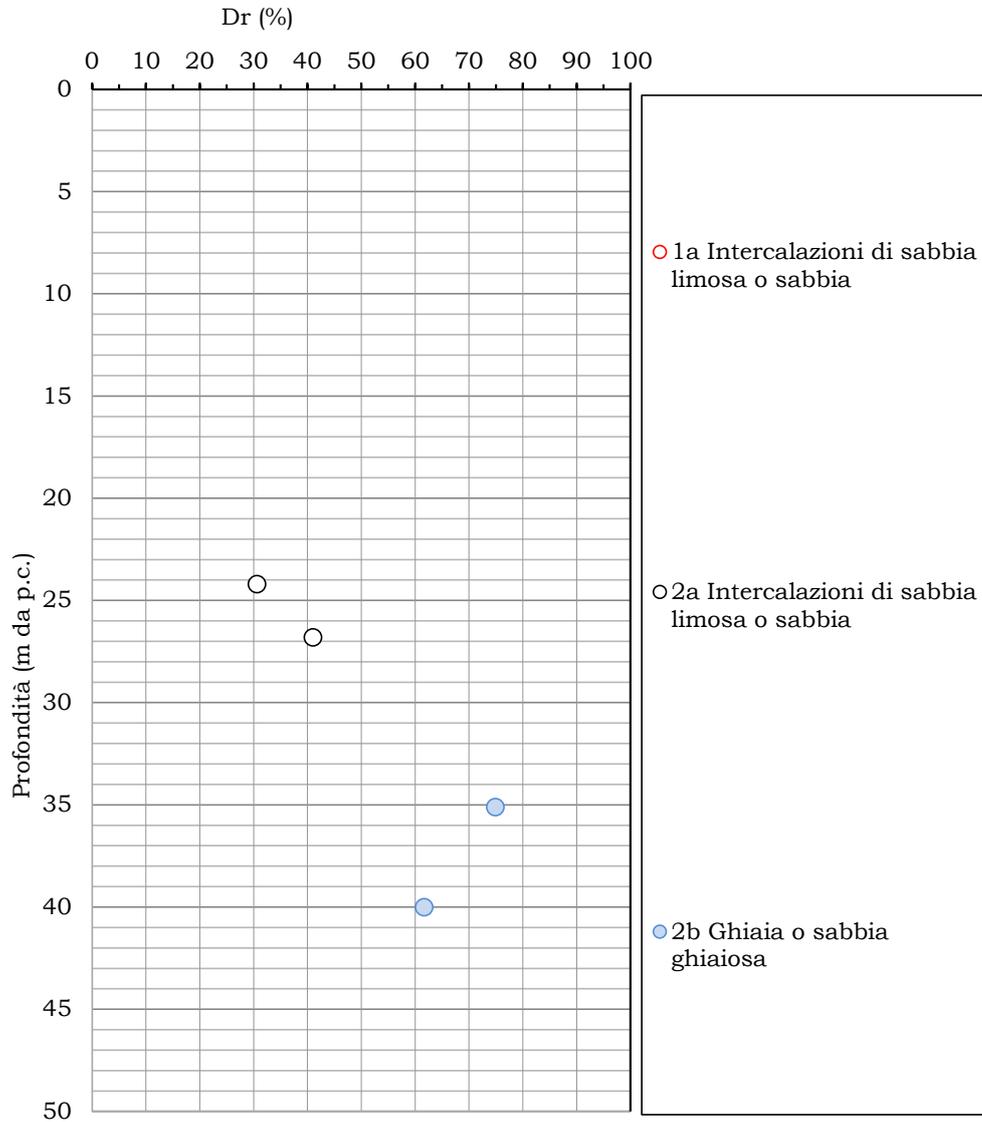


Figura 2: Densità relativa da prova SPT

Aposazza

Angolo di resistenza a taglio da prove SPT
 Bolton (1986)

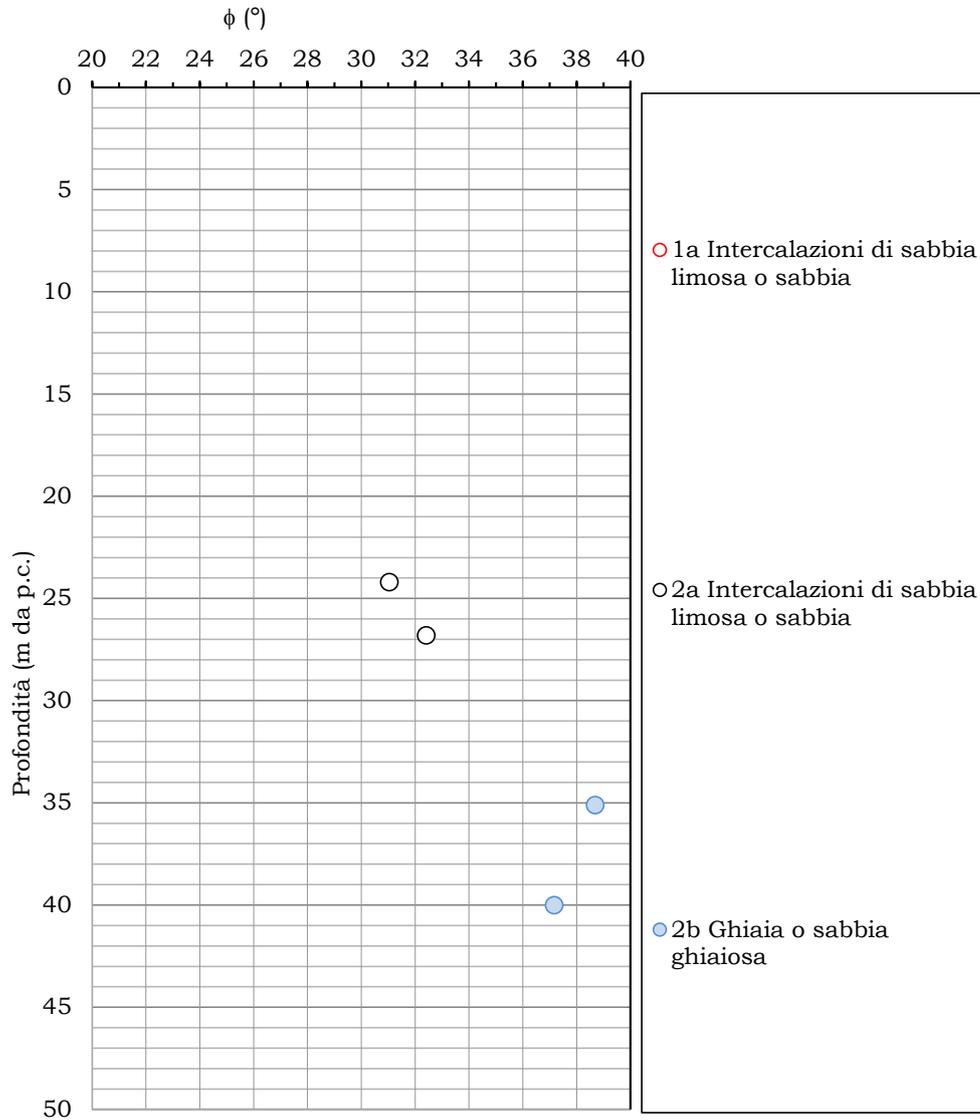


Figura 3: Angolo di attrito da prova SPT

Aposazza

Coesione non drenata da prove SPT
 Stroud (1974)

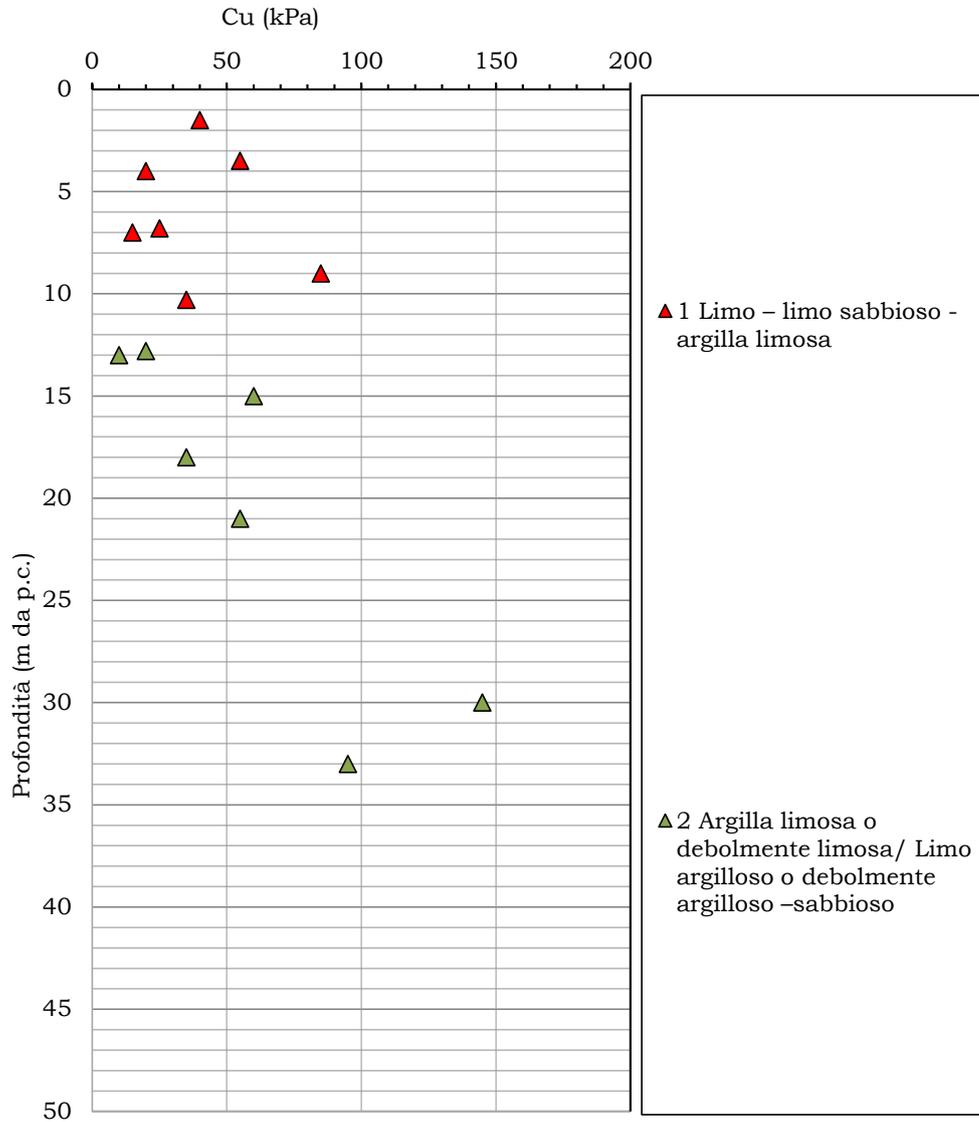


Figura 4: Coesione non drenata da prova SPT

Aposazza

Velocità onde di taglio da prove SPT
 Ohta & Goto (1978)

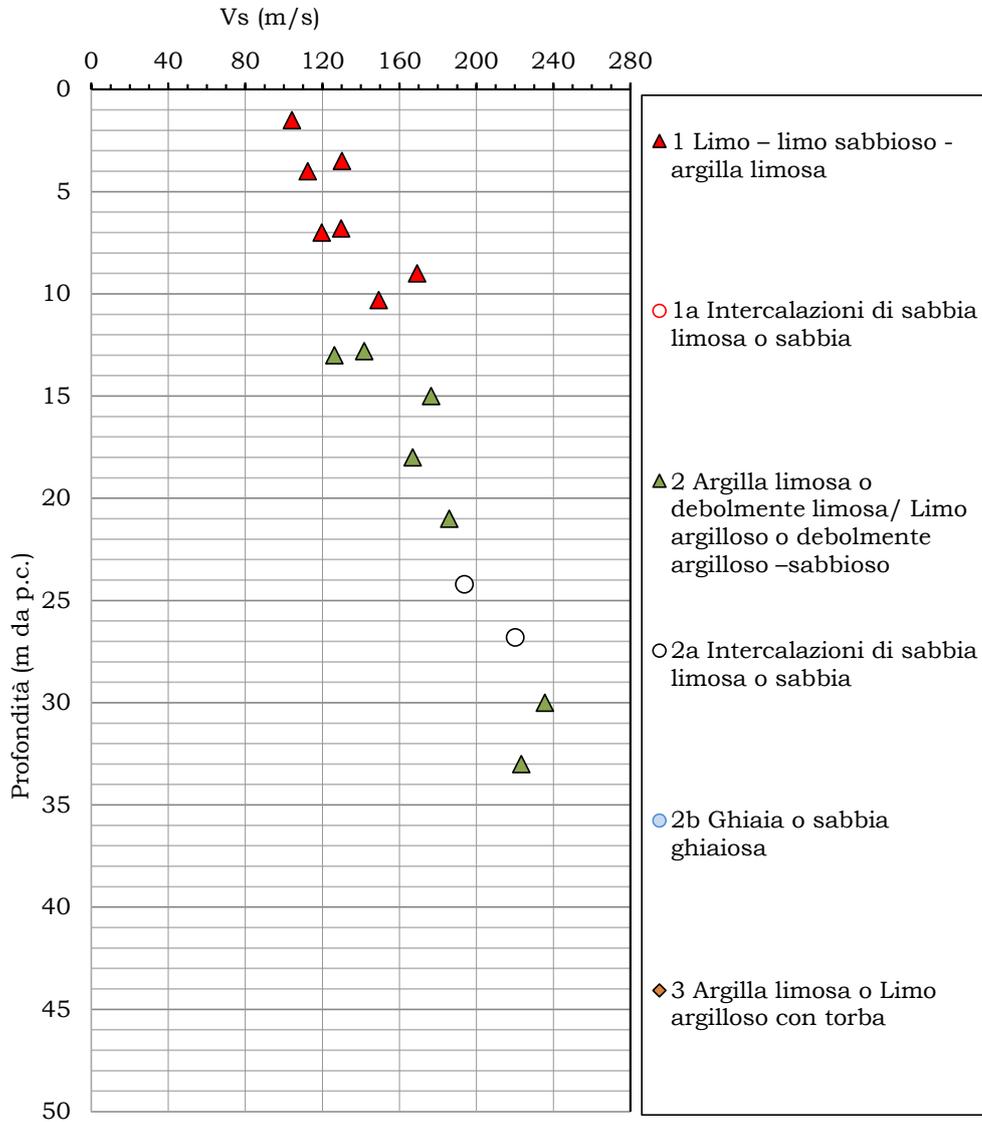


Figura 5: Velocità onde di taglio da prova SPT

Aposazza

Modulo Elastico piccole deformazioni da prove SPT
Modulo elastico correlato a VS da Ohta & Goto (1978)

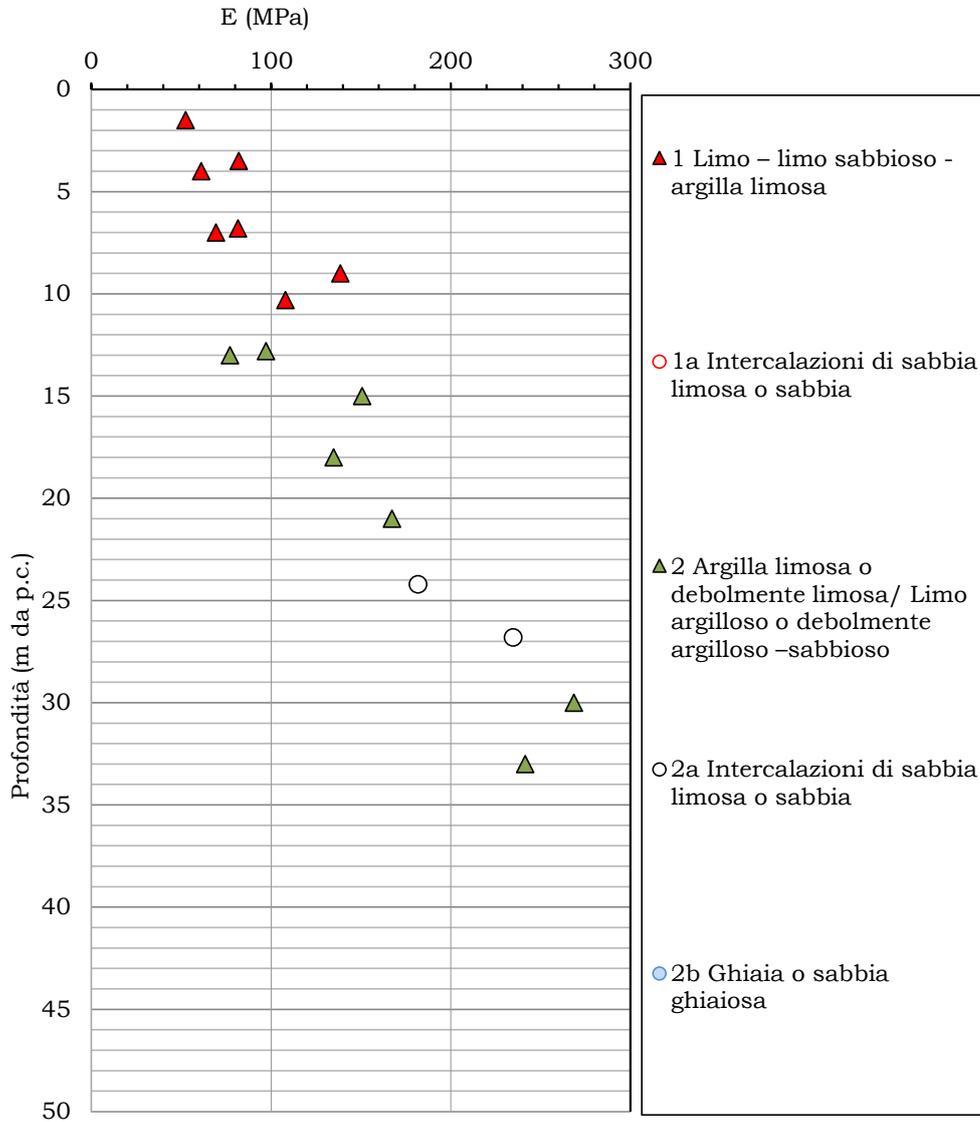


Figura 6: Modulo elastico piccole deformazioni da prova SPT

Aposazza

Modulo Elastico operativo da prove SPT
 Jamiolkowski (1988)

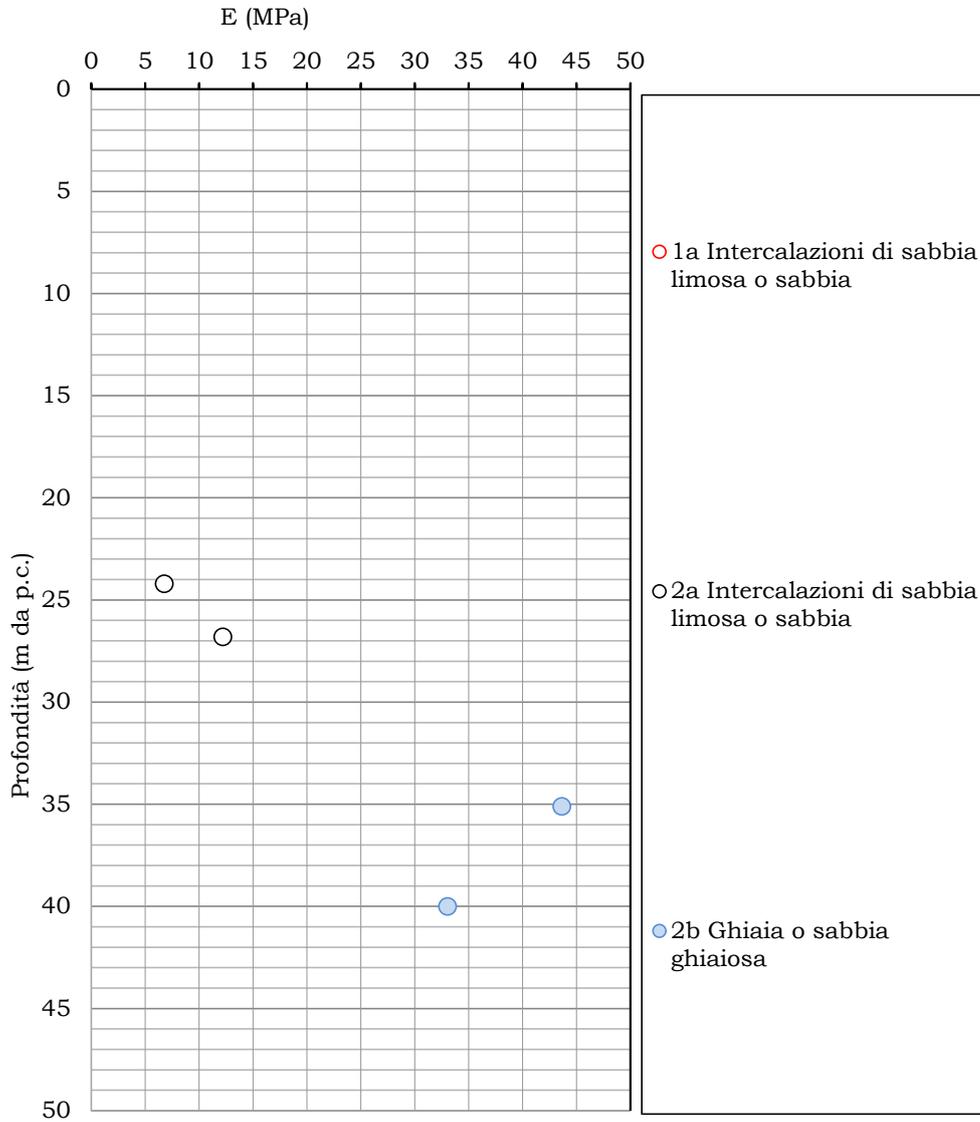


Figura 7: Modulo elastico E25 da prova SPT

\

APPENDICE 2

Interpretazione dei dati delle prove CPT

CPT1	Figura di riferimento
CPT1 – (resistenza alla punta e friction ratio)	Figura 1
CPT1 – OCR	Figura 2
CPT1 – Coesione non drenata	Figura 3
CPT1 – Densità relativa	Figura 4
CPT1 – Angolo di attrito	Figura 5
CPT1 – Velocità onde di taglio Vs	Figura 6
CPT1 – Modulo G_0	Figura 7
CPT1 – Modulo Operativo	Figura 8

CPT2	Figura di riferimento
CPT2 – (resistenza alla punta e friction ratio)	Figura 9
CPT2 – OCR	Figura 10
CPT2 – Coesione non drenata	Figura 11
CPT2 – Densità relativa	Figura 12
CPT2 – Angolo di attrito	Figura 13
CPT2 – Velocità onde di taglio Vs	Figura 14
CPT2 – Modulo G_0	Figura 15
CPT2 – Modulo Operativo	Figura 16

CPT3	Figura di riferimento
CPT3 – (resistenza alla punta e friction ratio)	Figura 17
CPT3 – OCR	Figura 18
CPT3 – Coesione non drenata	Figura 19
CPT3 – Densità relativa	<i>Figura 20</i>
CPT3 – Angolo di attrito	<i>Figura 21</i>
CPT3 – Velocità onde di taglio Vs	<i>Figura 22</i>
CPT3 – Modulo G0	<i>Figura 23</i>
CPT3 – Modulo Operativo	Figura 24

CPT4	Figura di riferimento
CPT4 – (resistenza alla punta e friction ratio)	Figura 25
CPT4 – OCR	Figura 26
CPT4 – Coesione non drenata	Figura 27
CPT4 – Densità relativa	Figura 28
CPT4 – Angolo di attrito	Figura 29
CPT4 – Velocità onde di taglio Vs	Figura 30
CPT4 – Modulo G0	Figura 31
CPT4 – Modulo Operativo	Figura 32

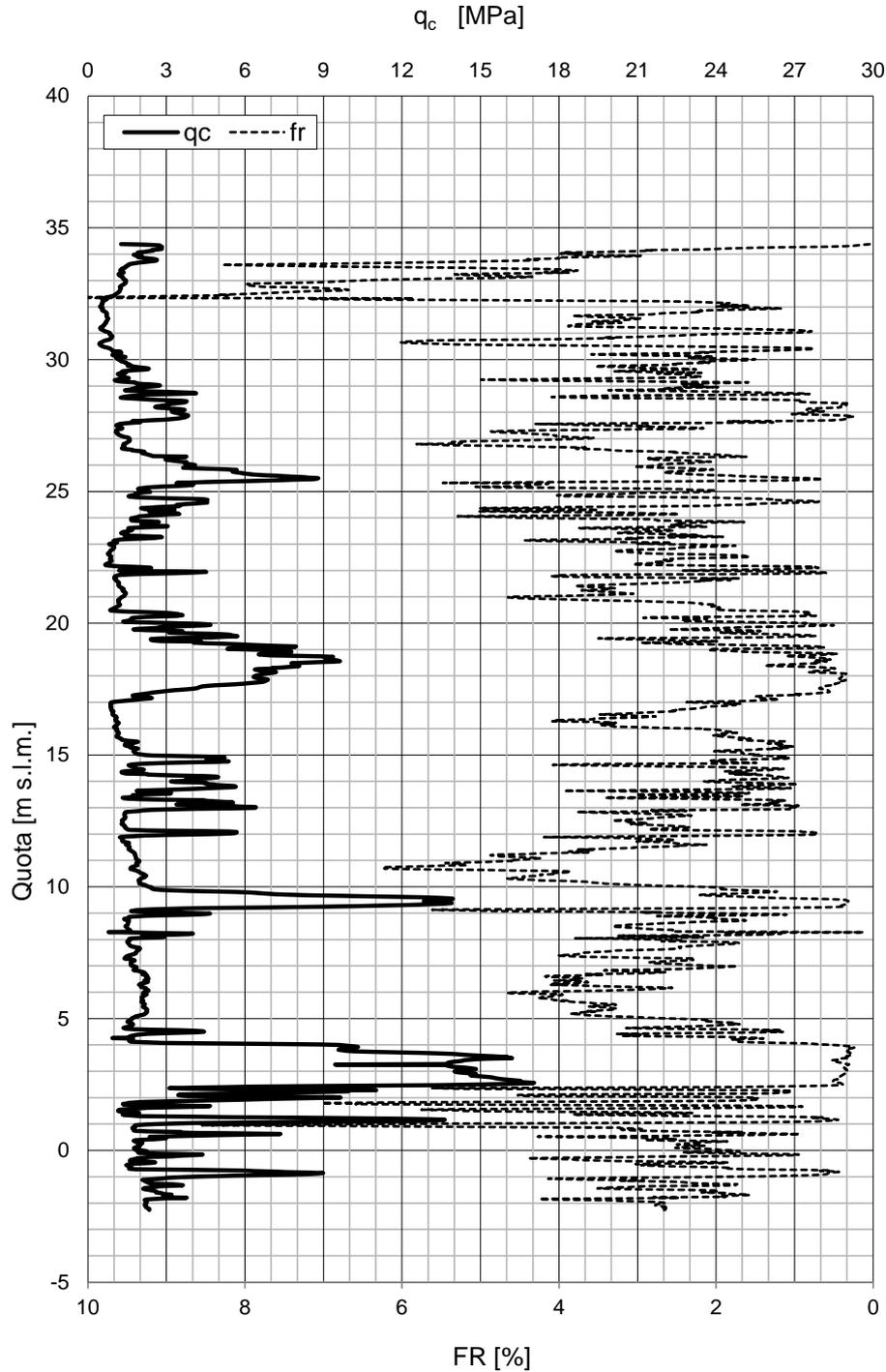


Figura 1: CPT1 – Resistenza alla punta e friction ratio

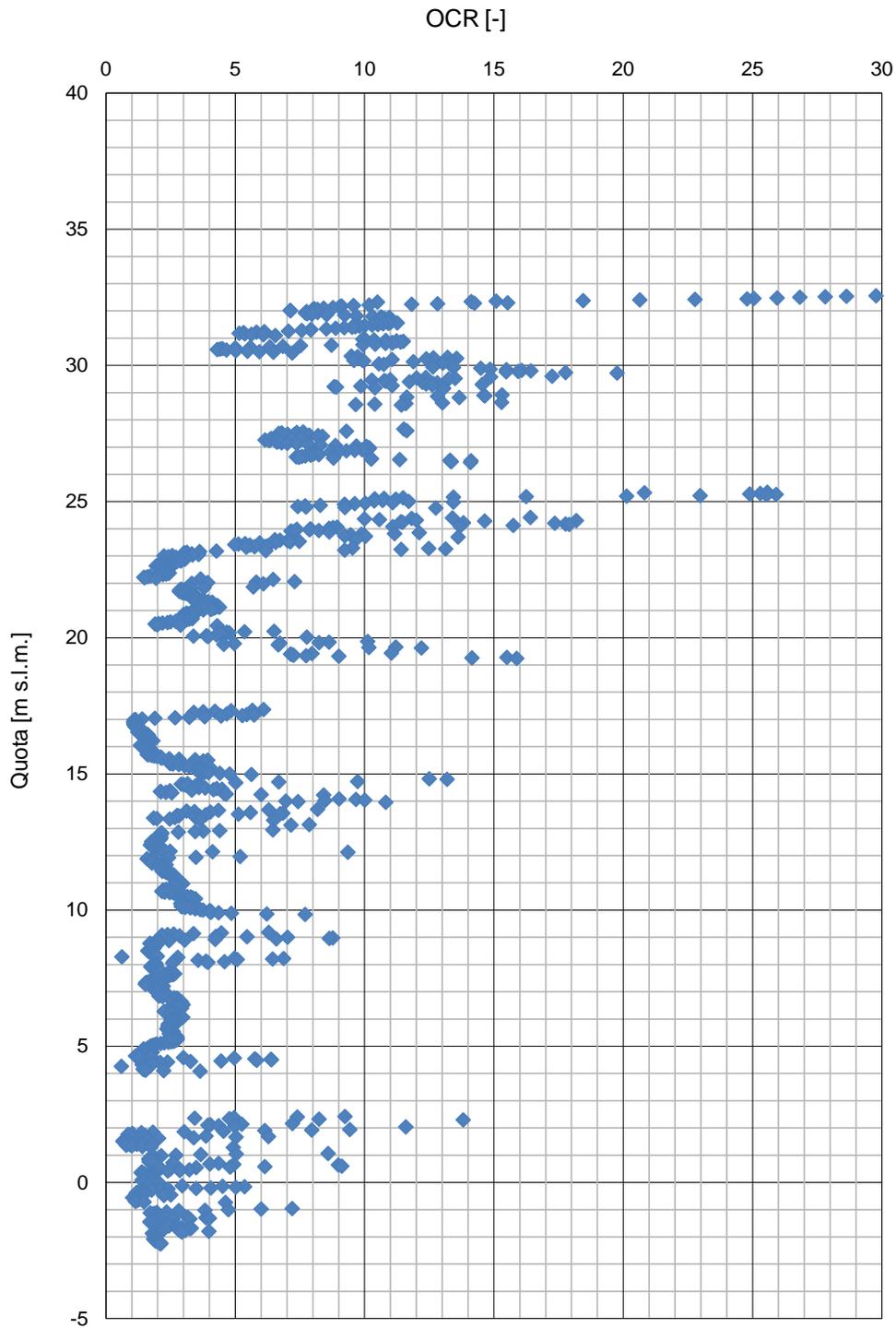


Figura 2: CPT1 – OCR

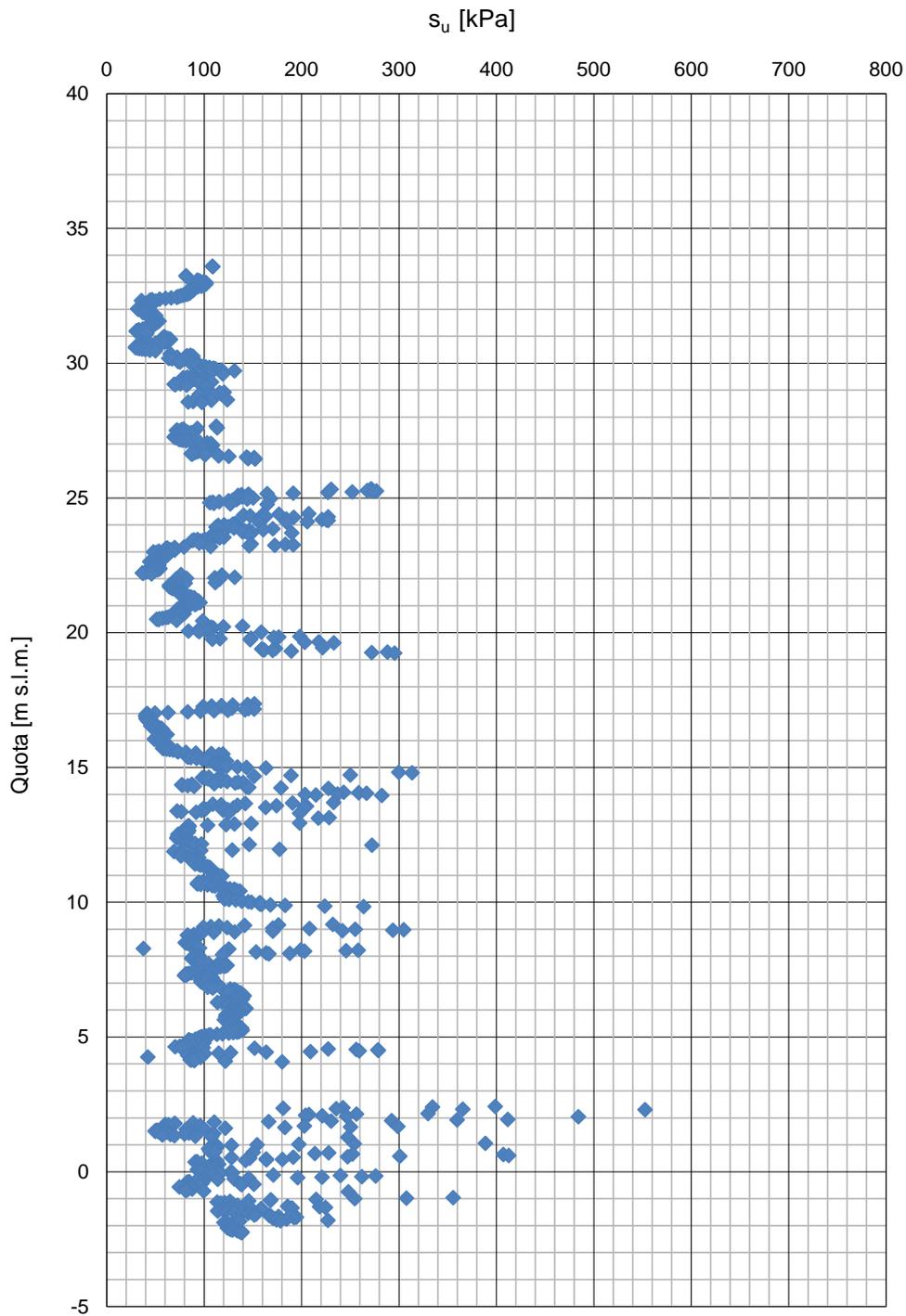


Figura 3: CPT1 – Coesione non drenata

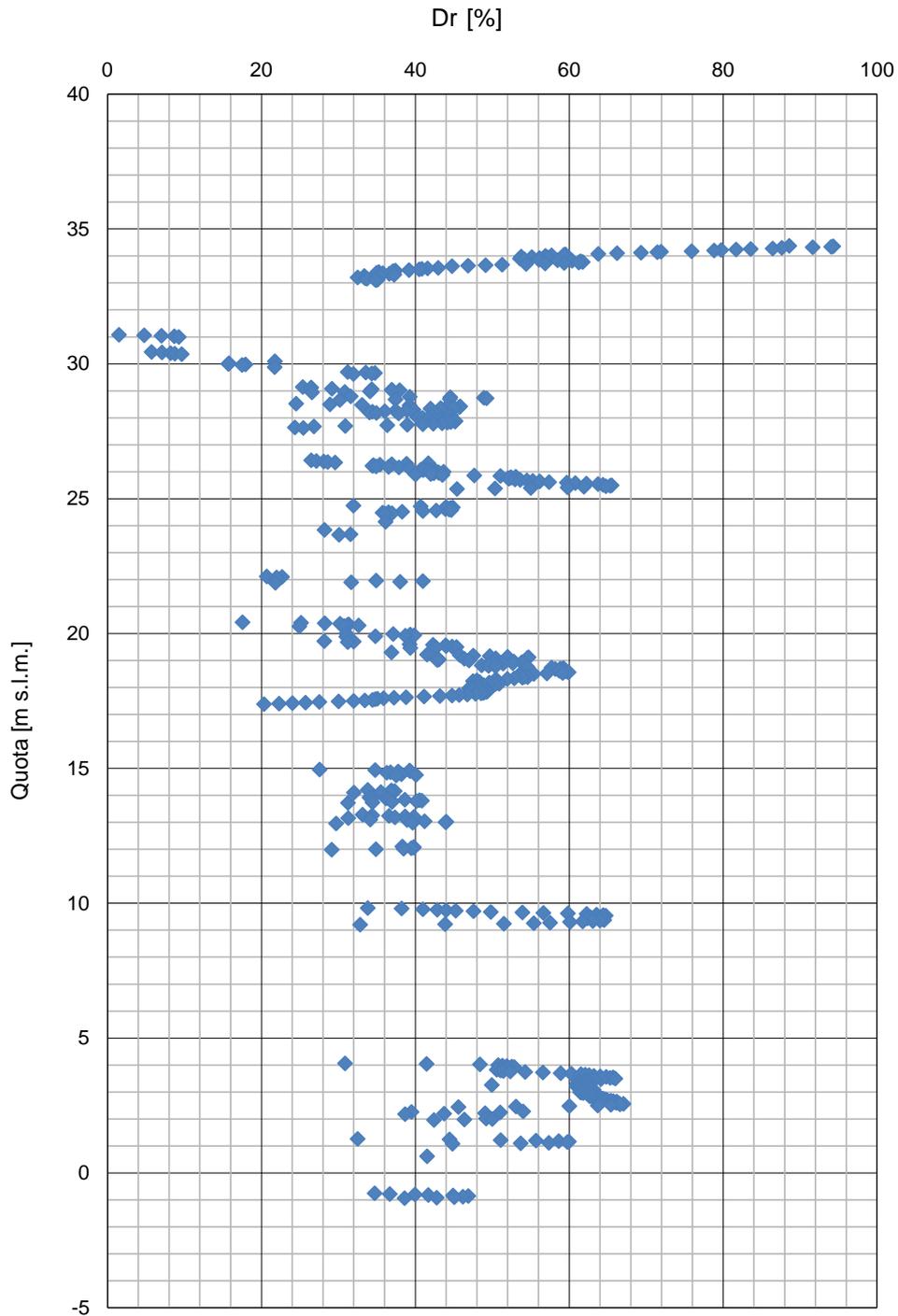


Figura 4: CPT1 – Densità relativa

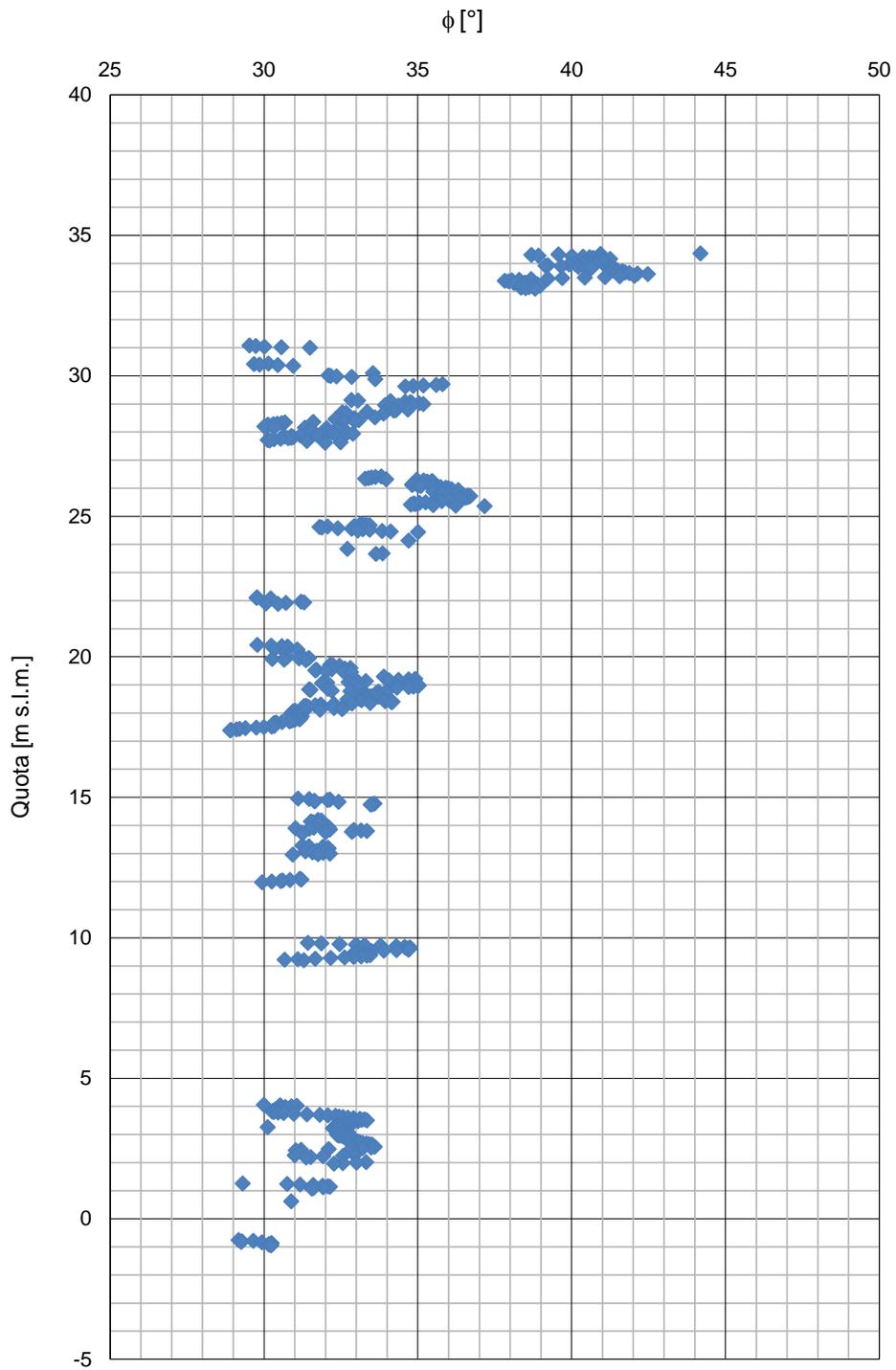


Figura 5: CPT1 – Angolo di attrito

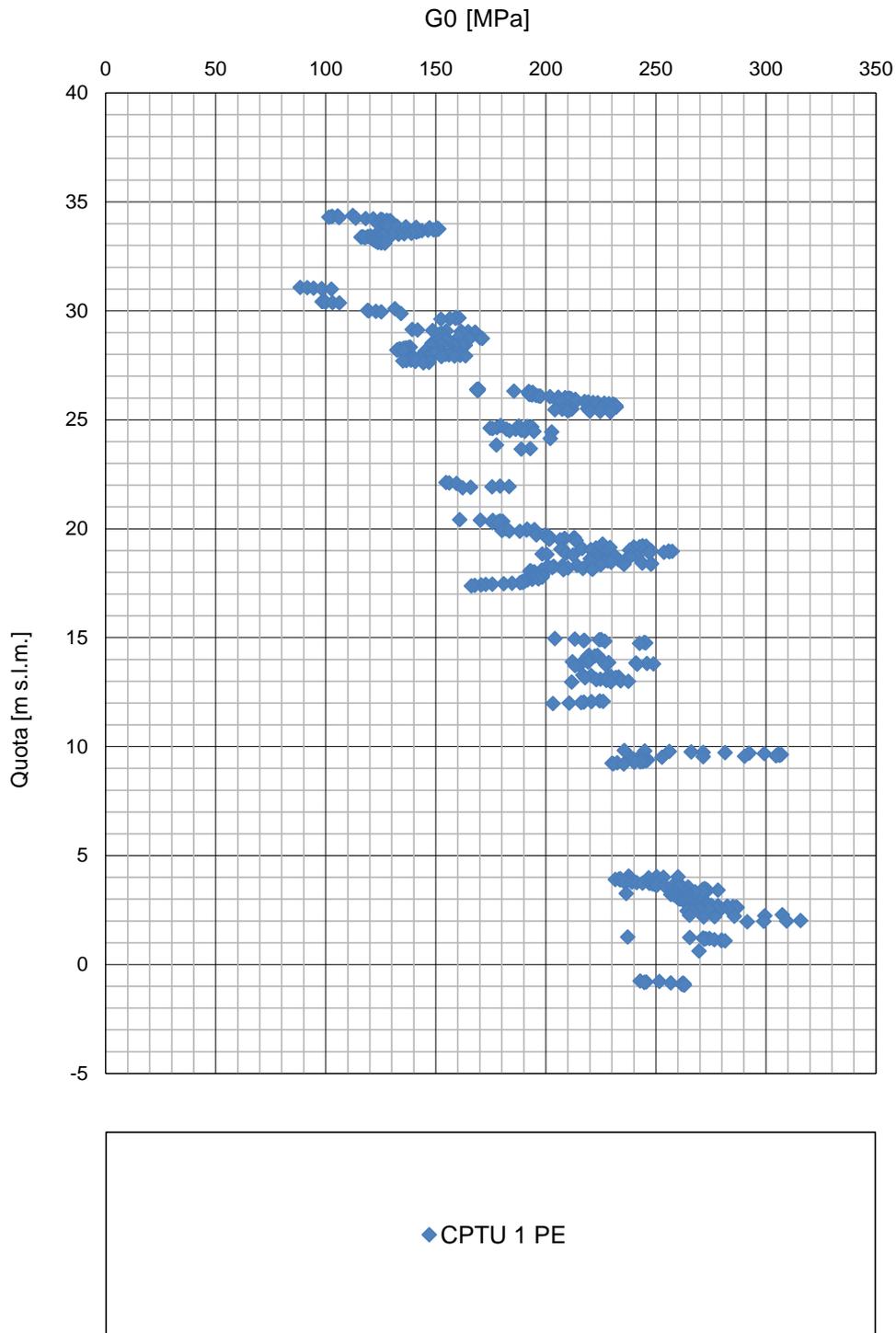


Figura 6: CPT1 – – Velocità onde di taglio Vs

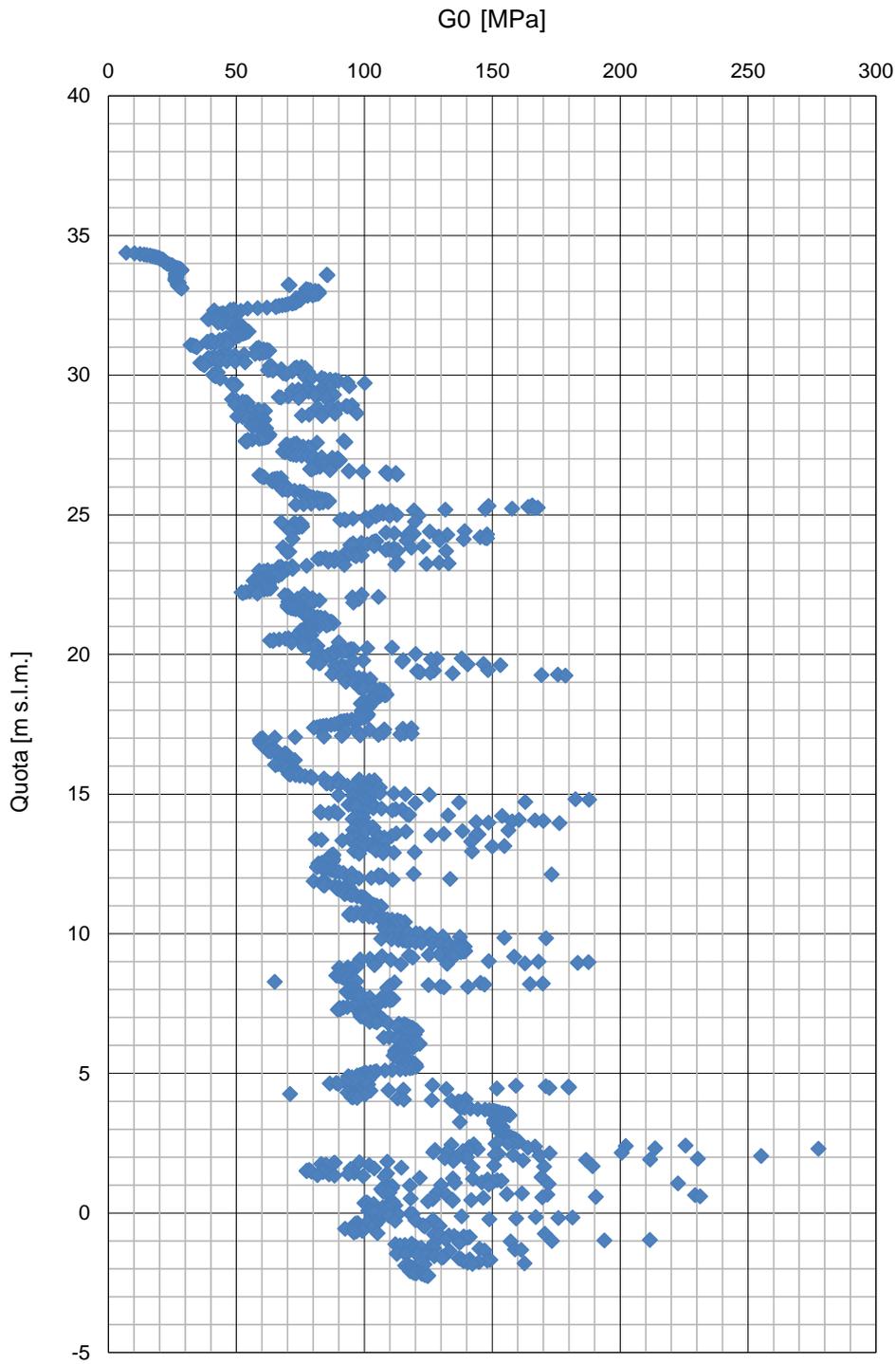


Figura 7: CPT1 – Modulo G0

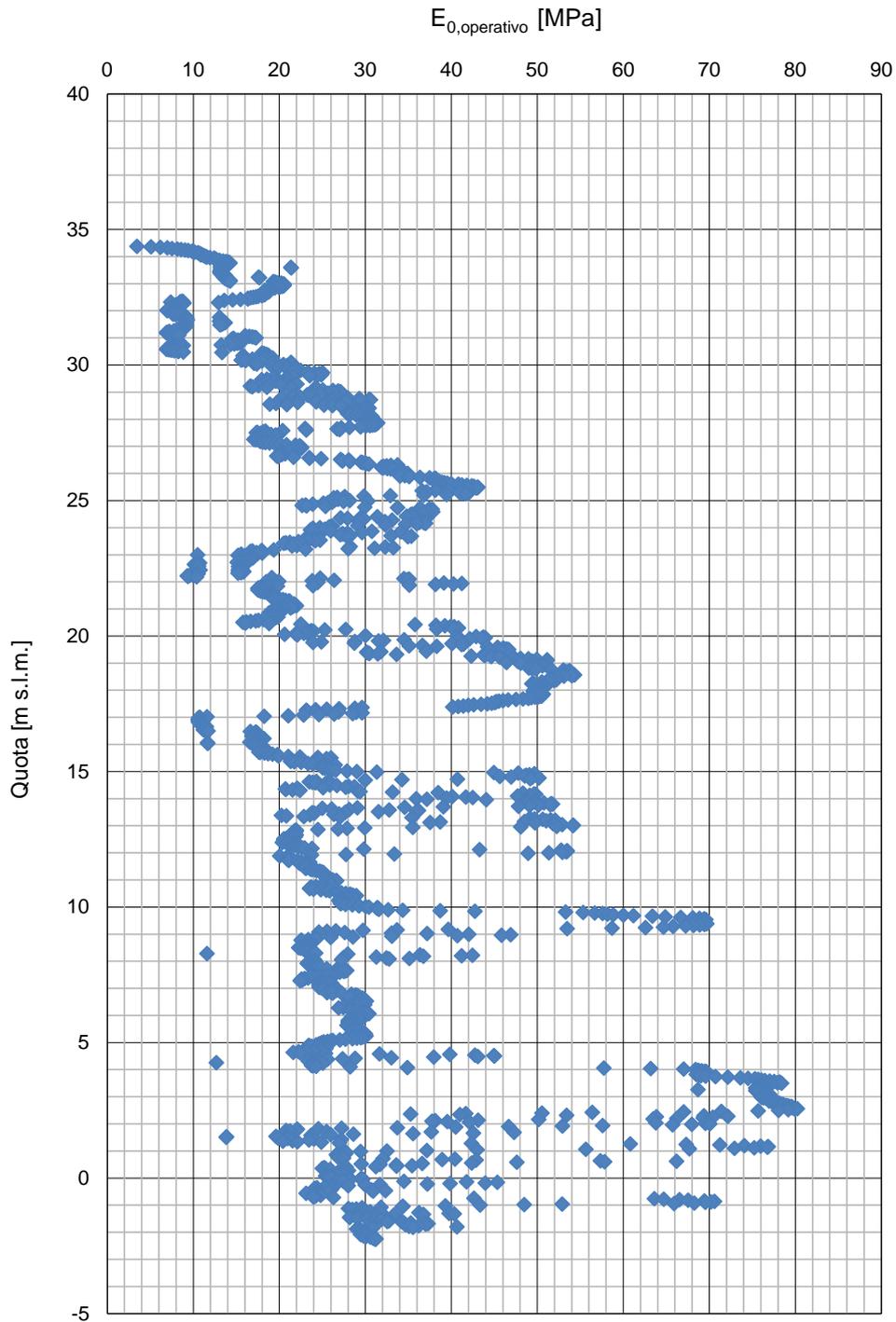


Figura 8: CPT1 – Modulo Operativo

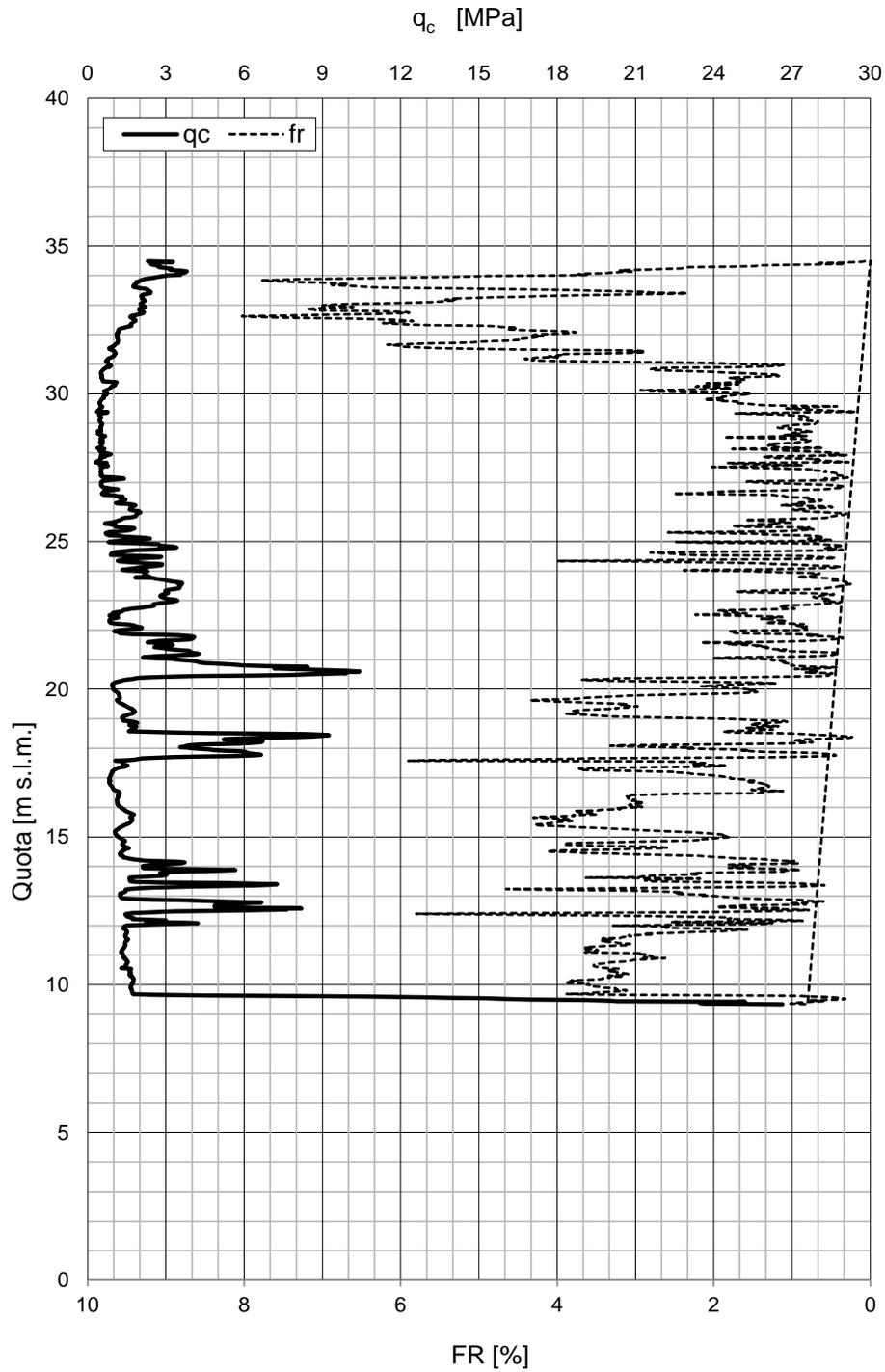


Figura 9: CPT2 – Resistenza alla punta e friction ratio

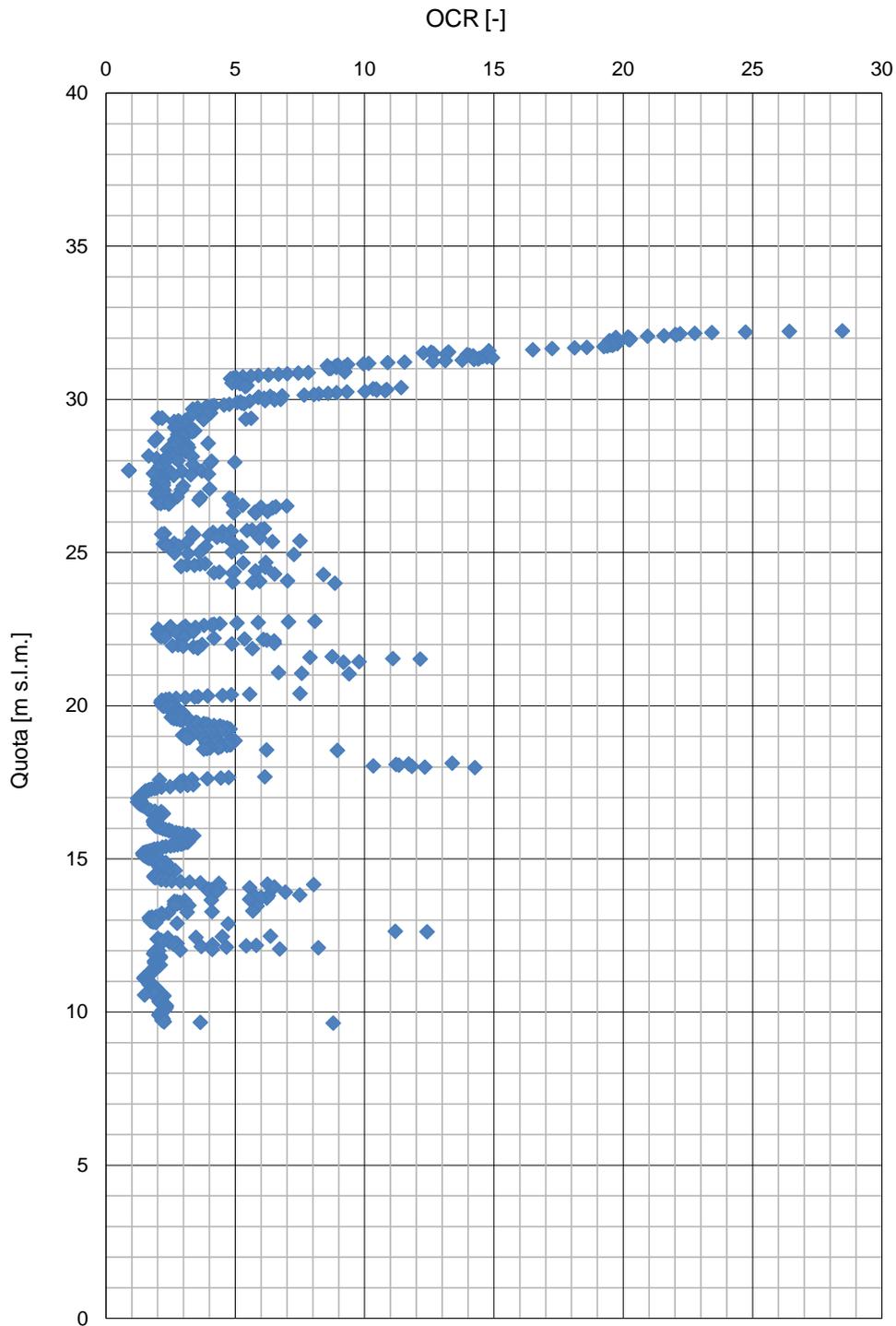


Figura 10: CPT2 – OCR

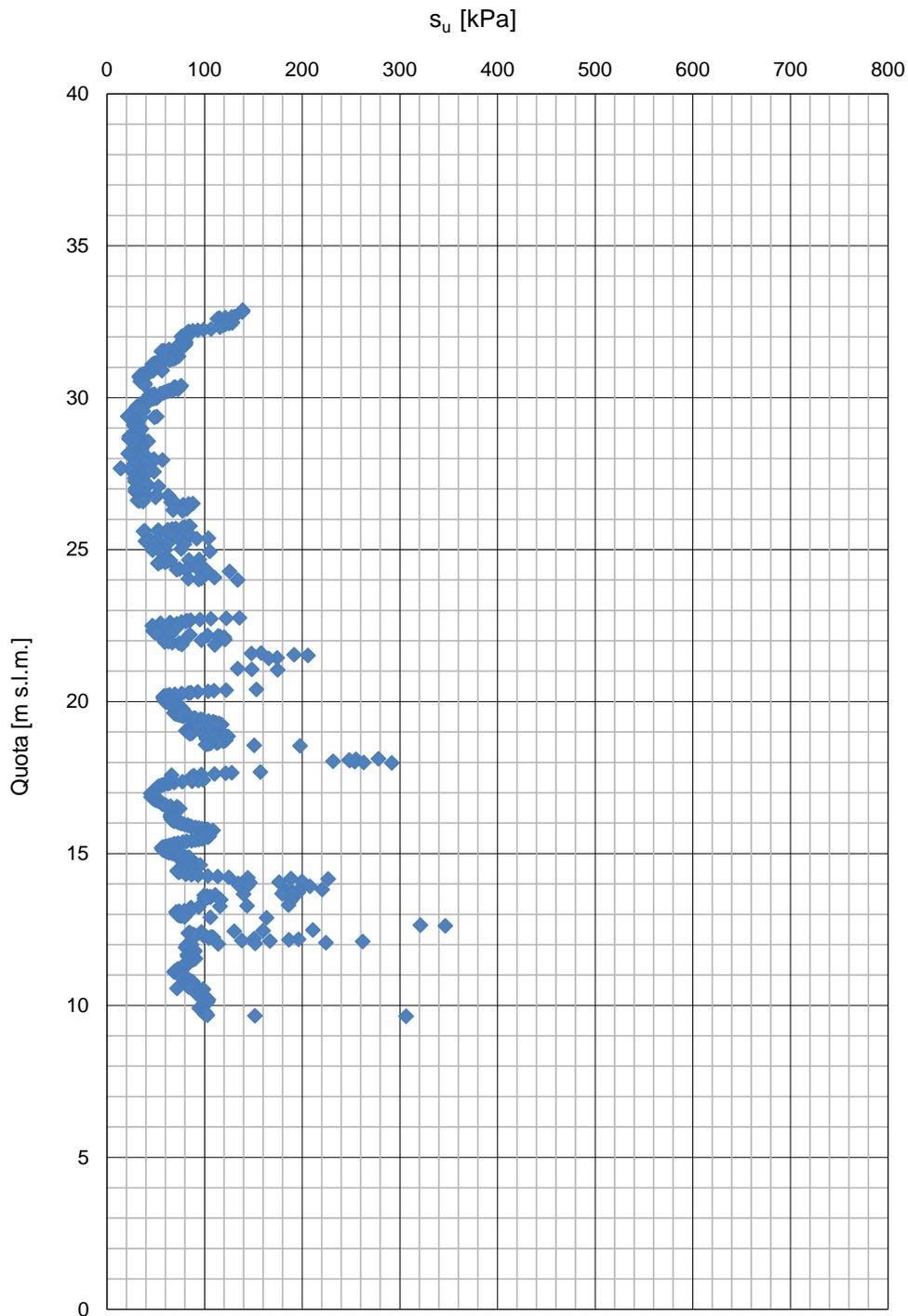


Figura 11: CPT2 – Coesione non drenata

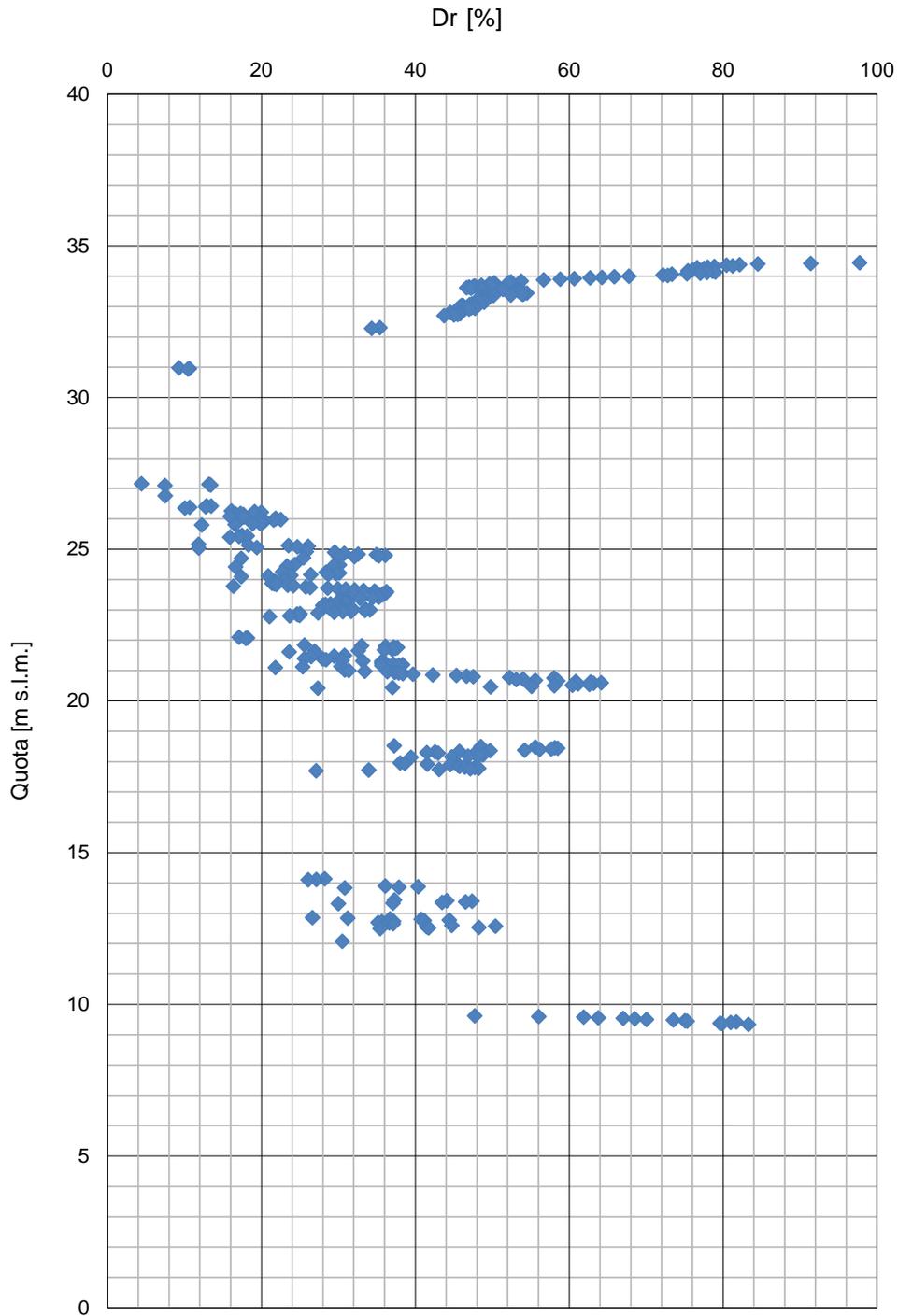


Figura 12: CPT2 – Densità relativa

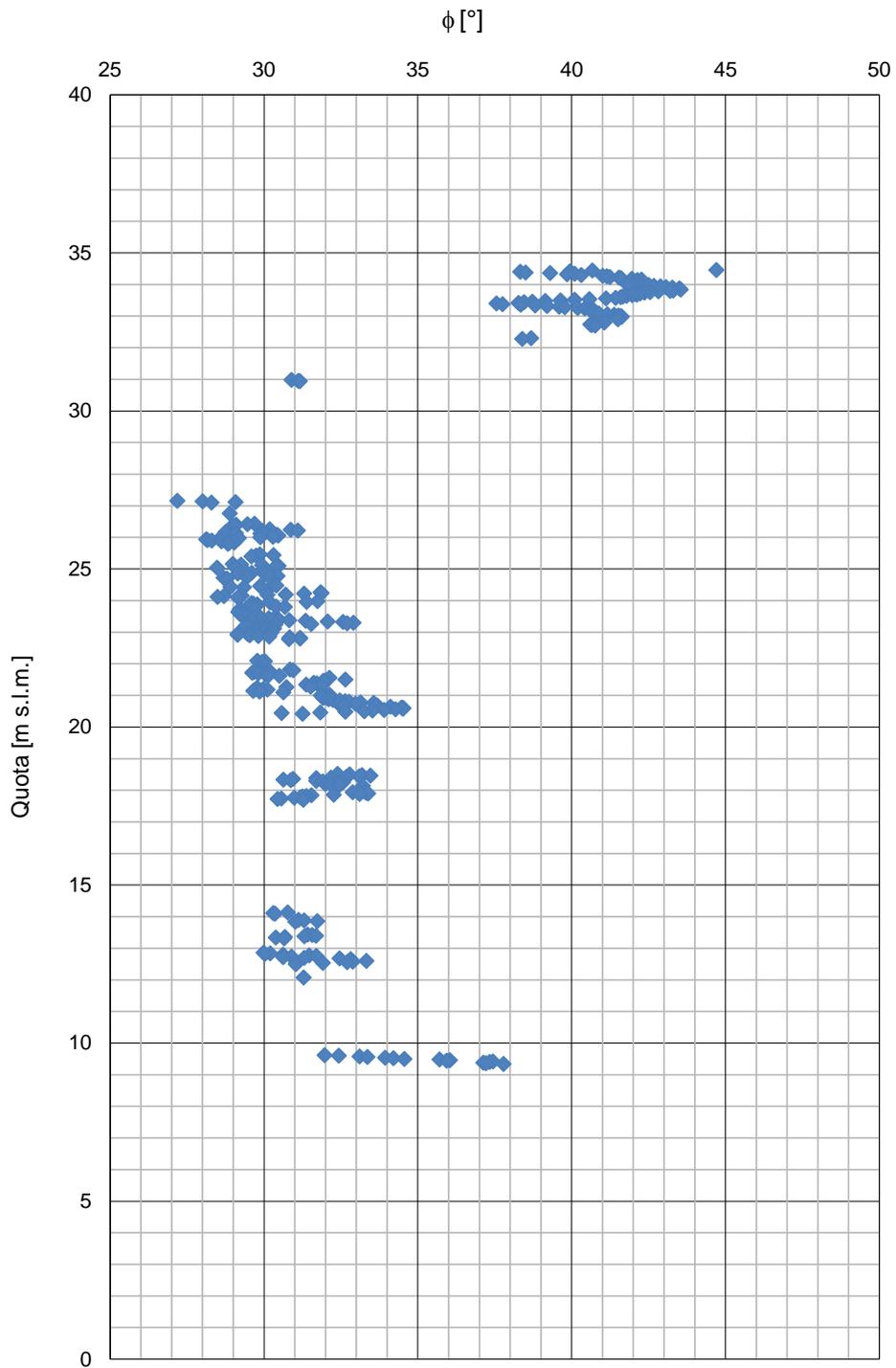


Figura 13: CPT2 – Angolo di attrito

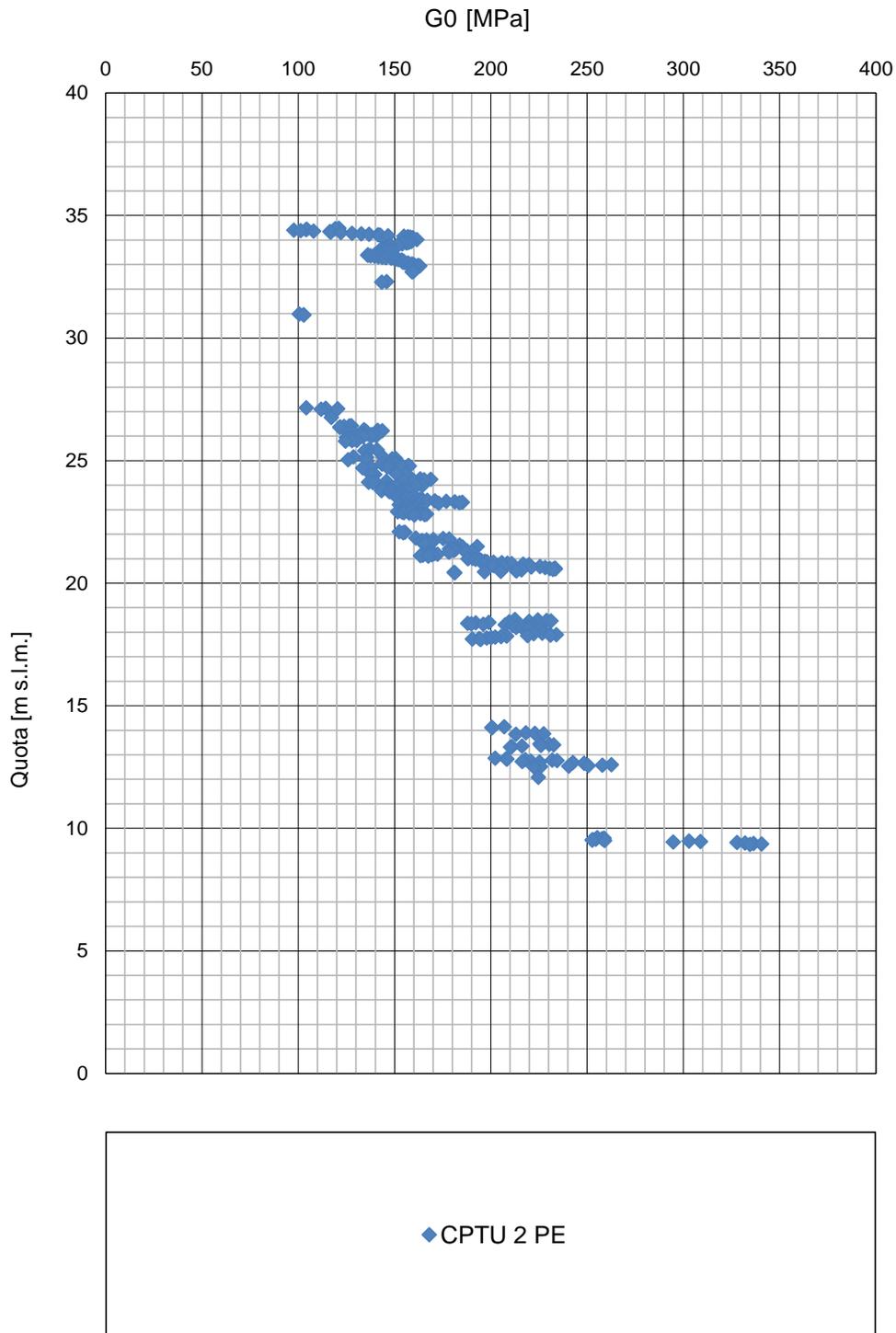


Figura 14: CPT2 – Velocità onde di taglio Vs

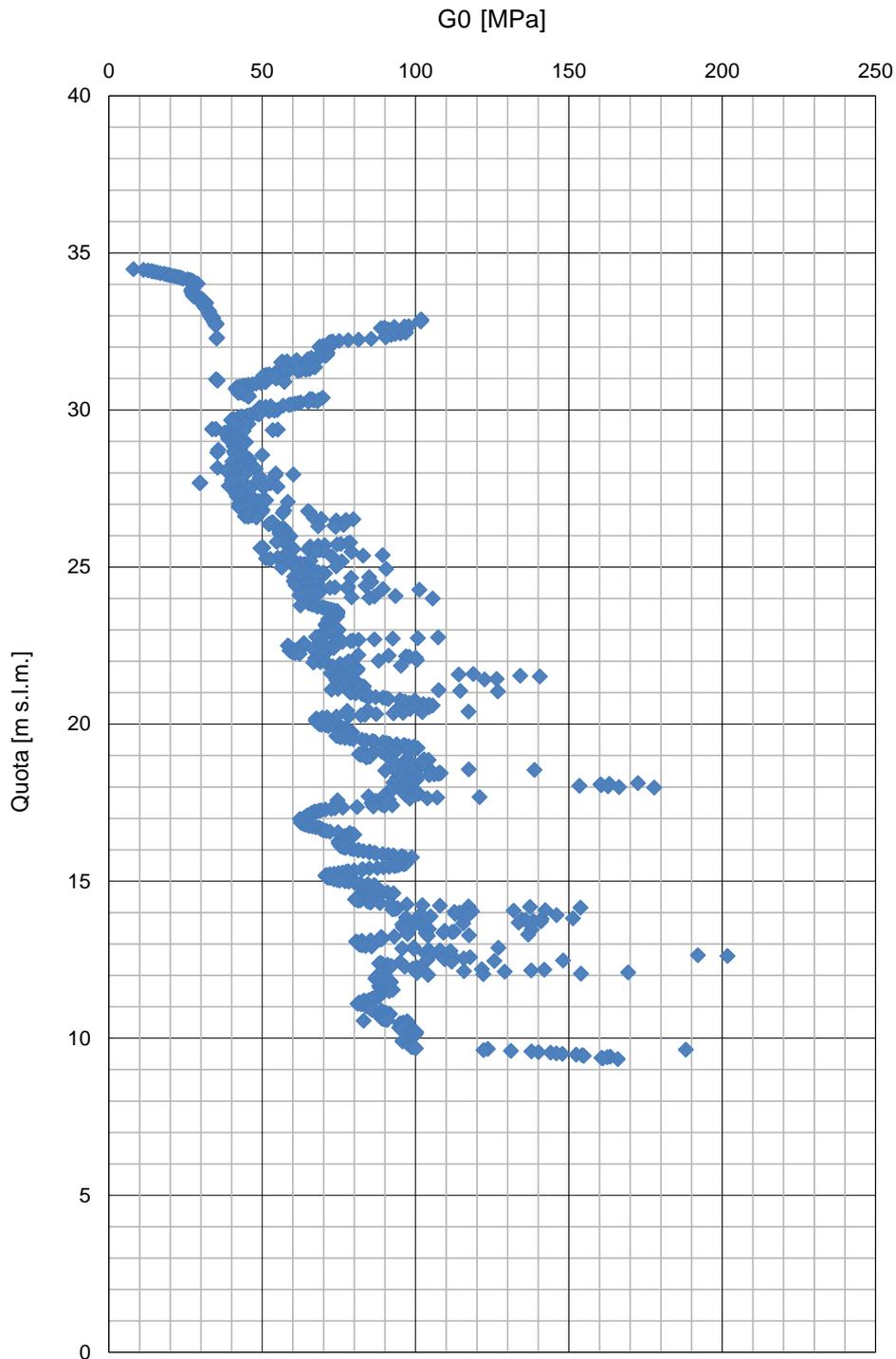


Figura 15: CPT2 – Modulo G_0

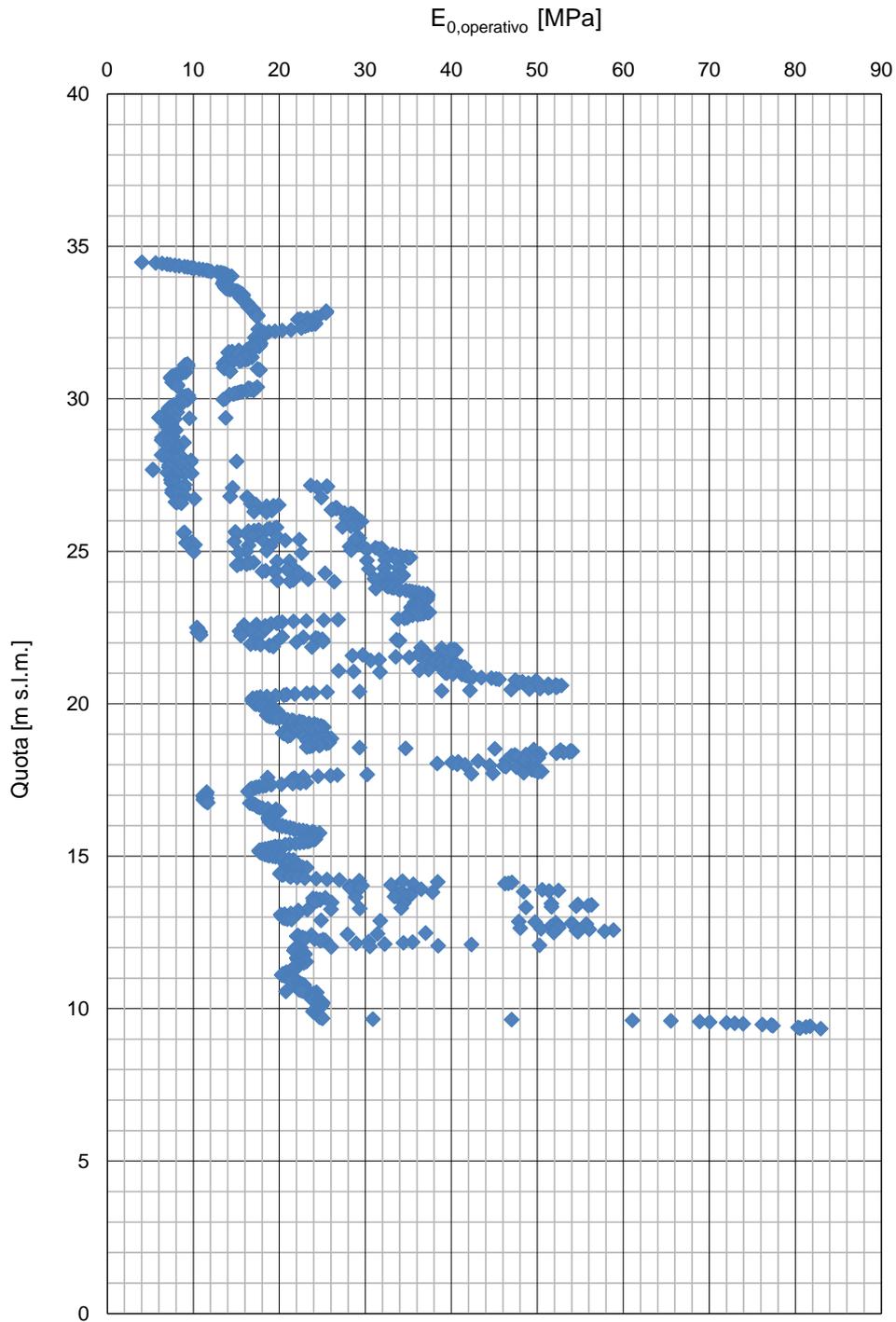


Figura 16: CPT2 – Modulo Operativo

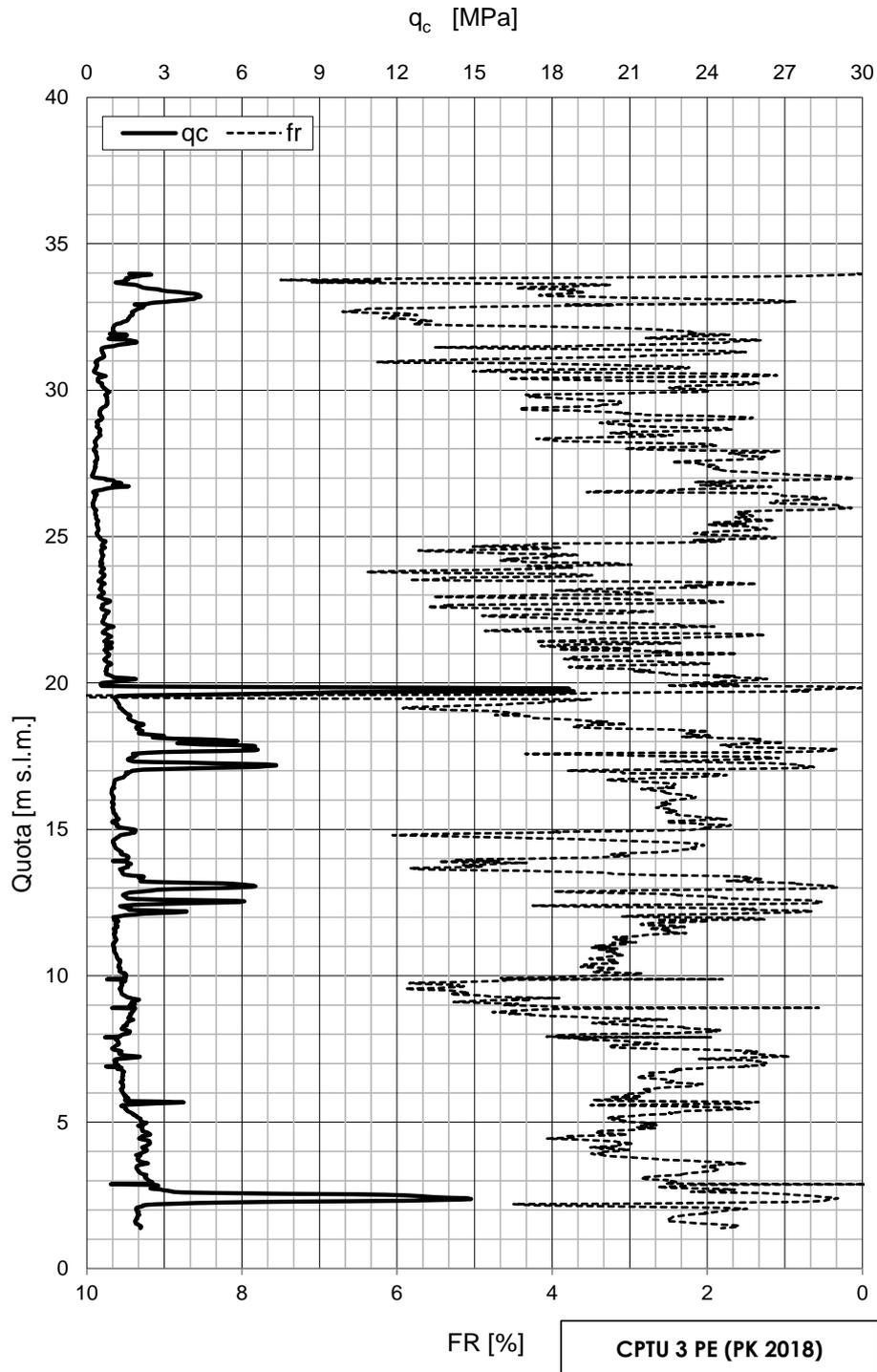


Figura 17: CPT3 – Resistenza alla punta e friction ratio

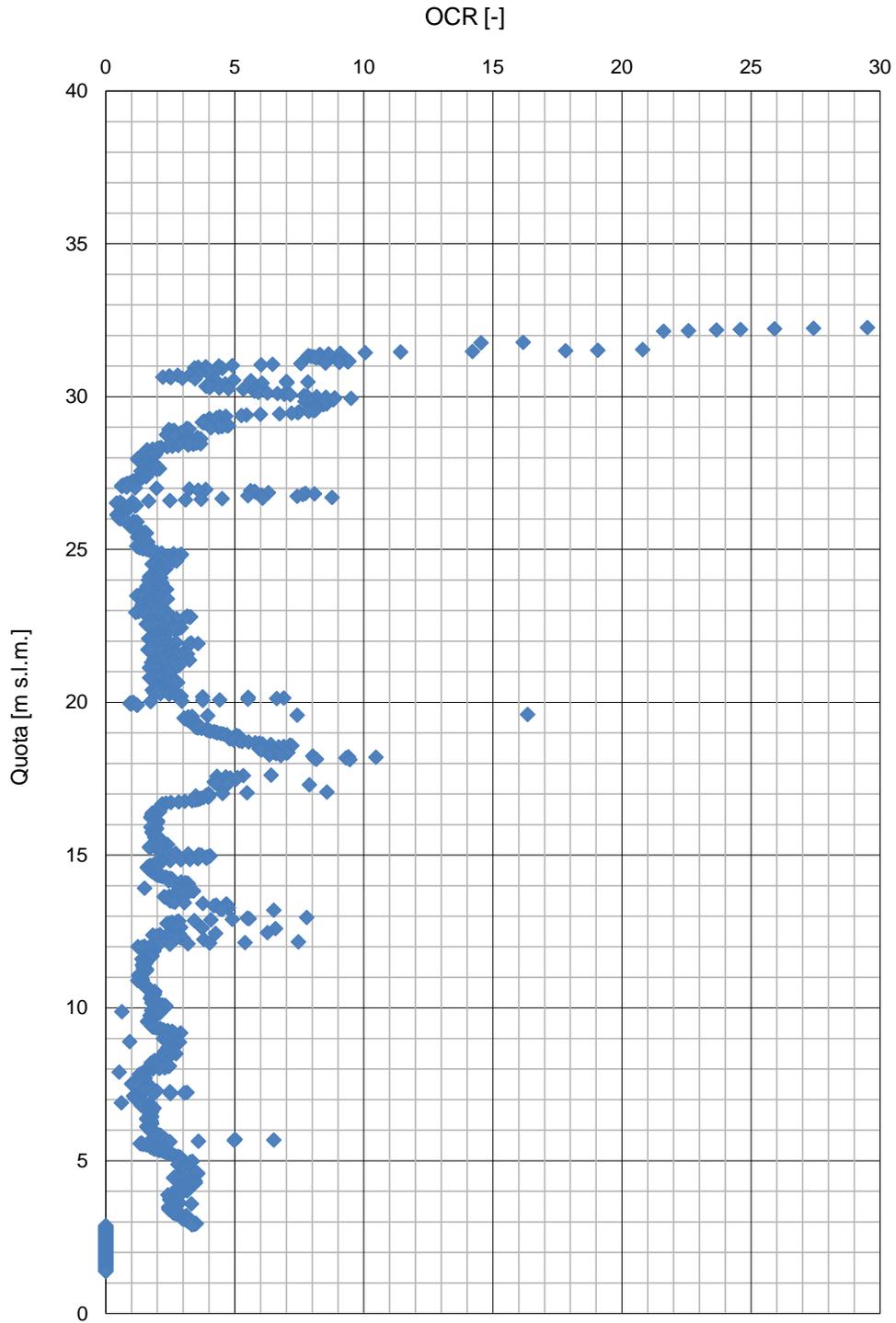


Figura 18: CPT3 – OCR

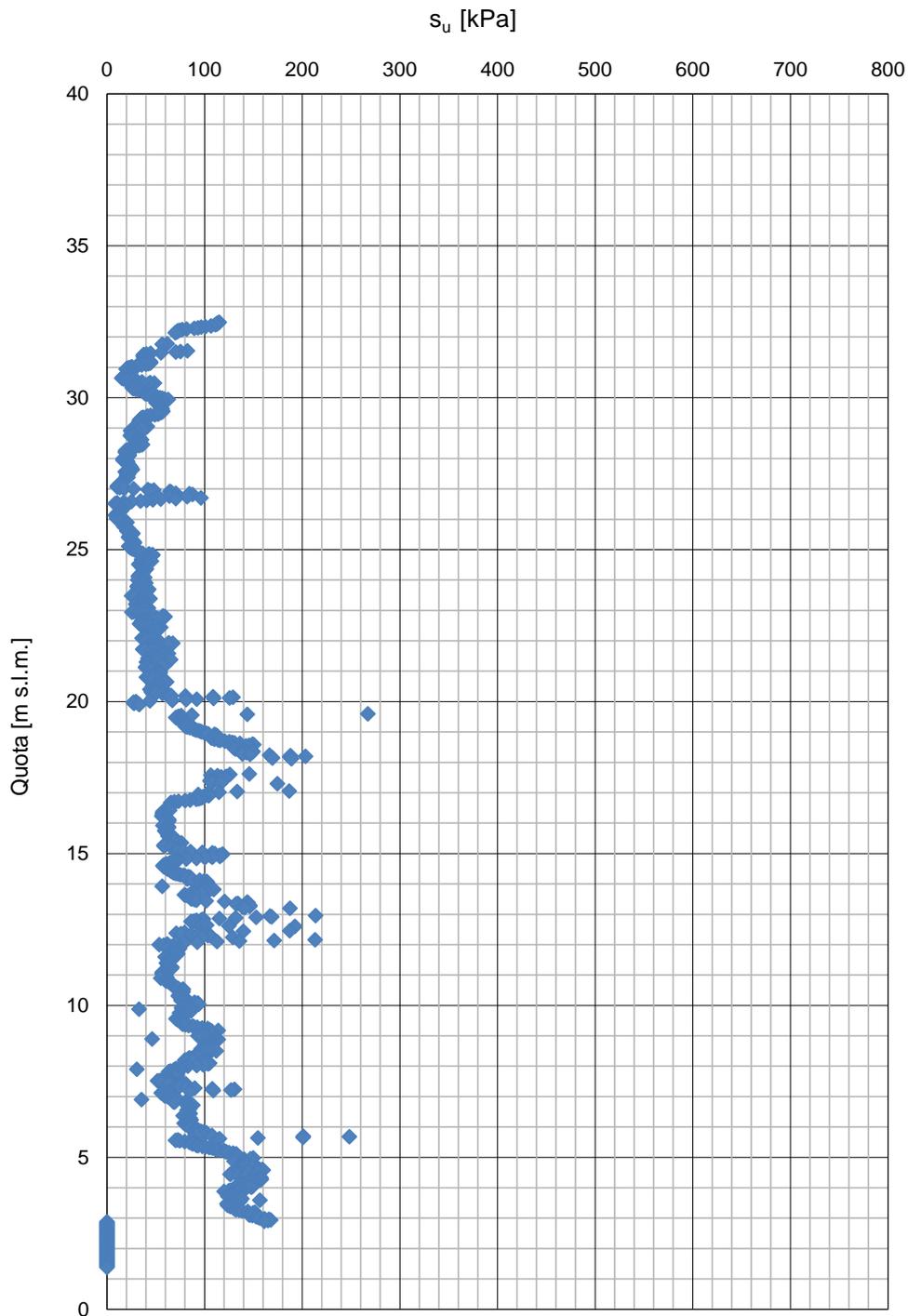


Figura 19: CPT3 – Coesione non drenata

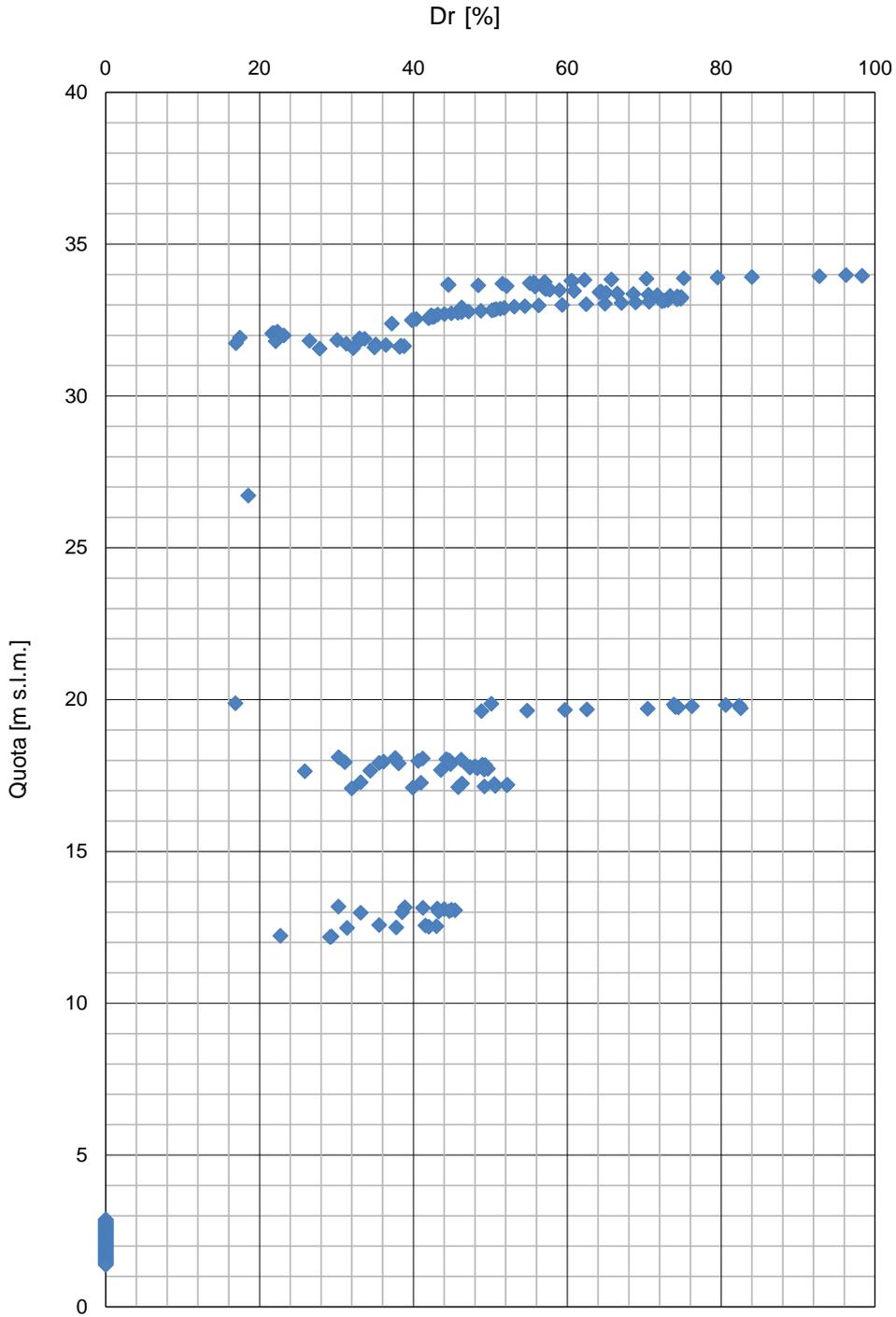


Figura 20: CPT3 – Densità relativa

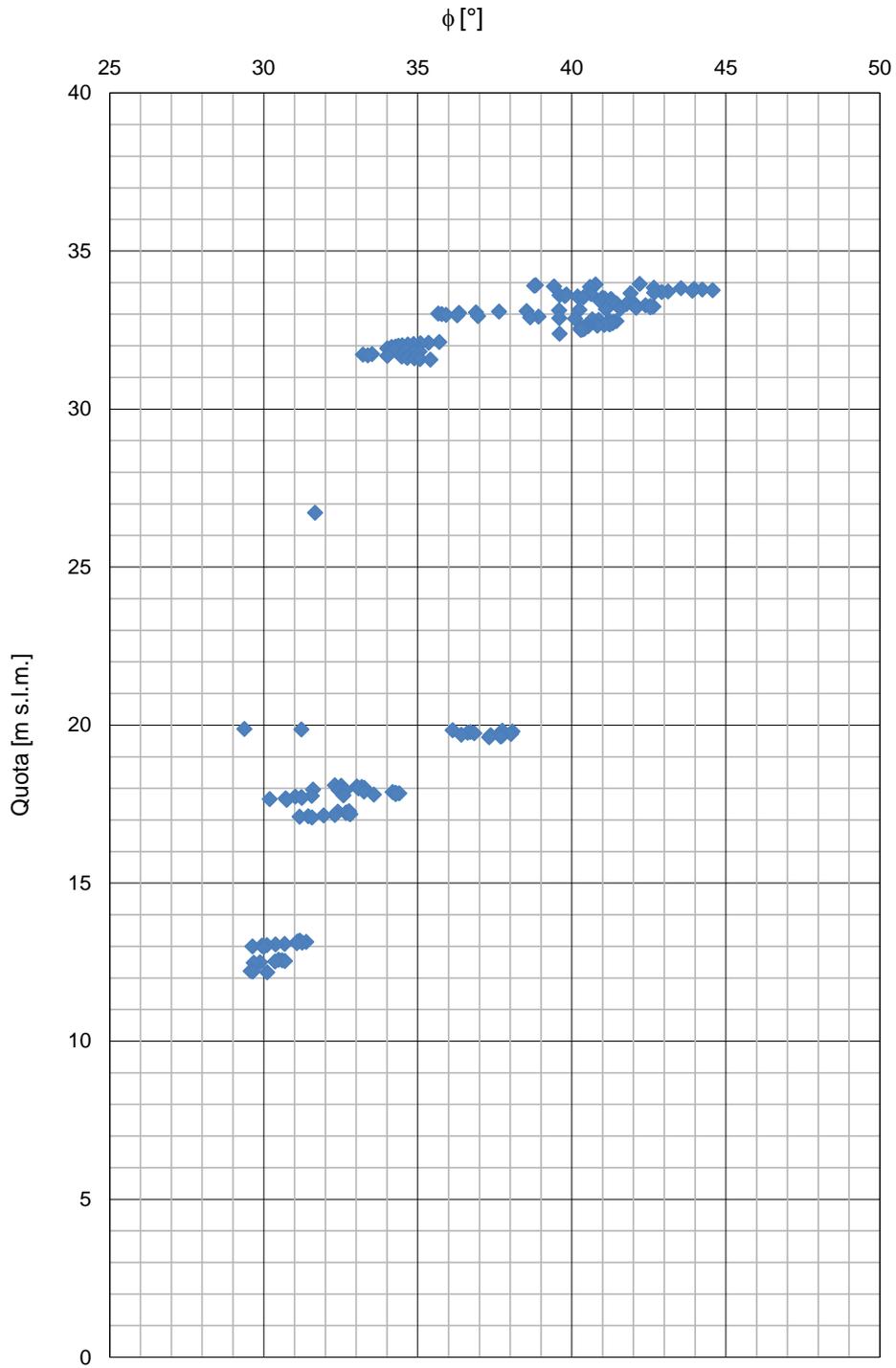


Figura 21: CPT3 – Angolo di attrito

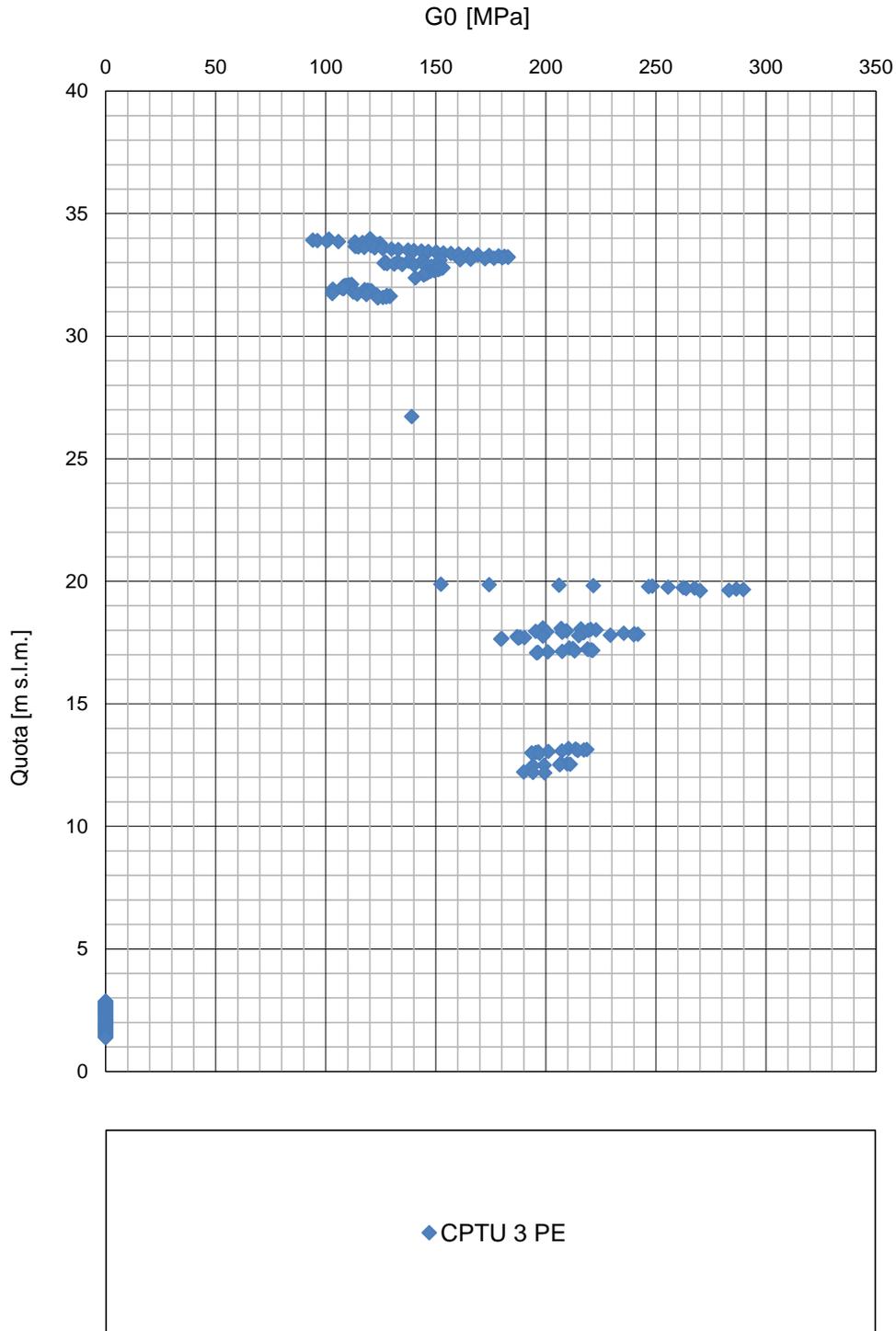


Figura 22: CPT3 – Velocità onde di taglio Vs

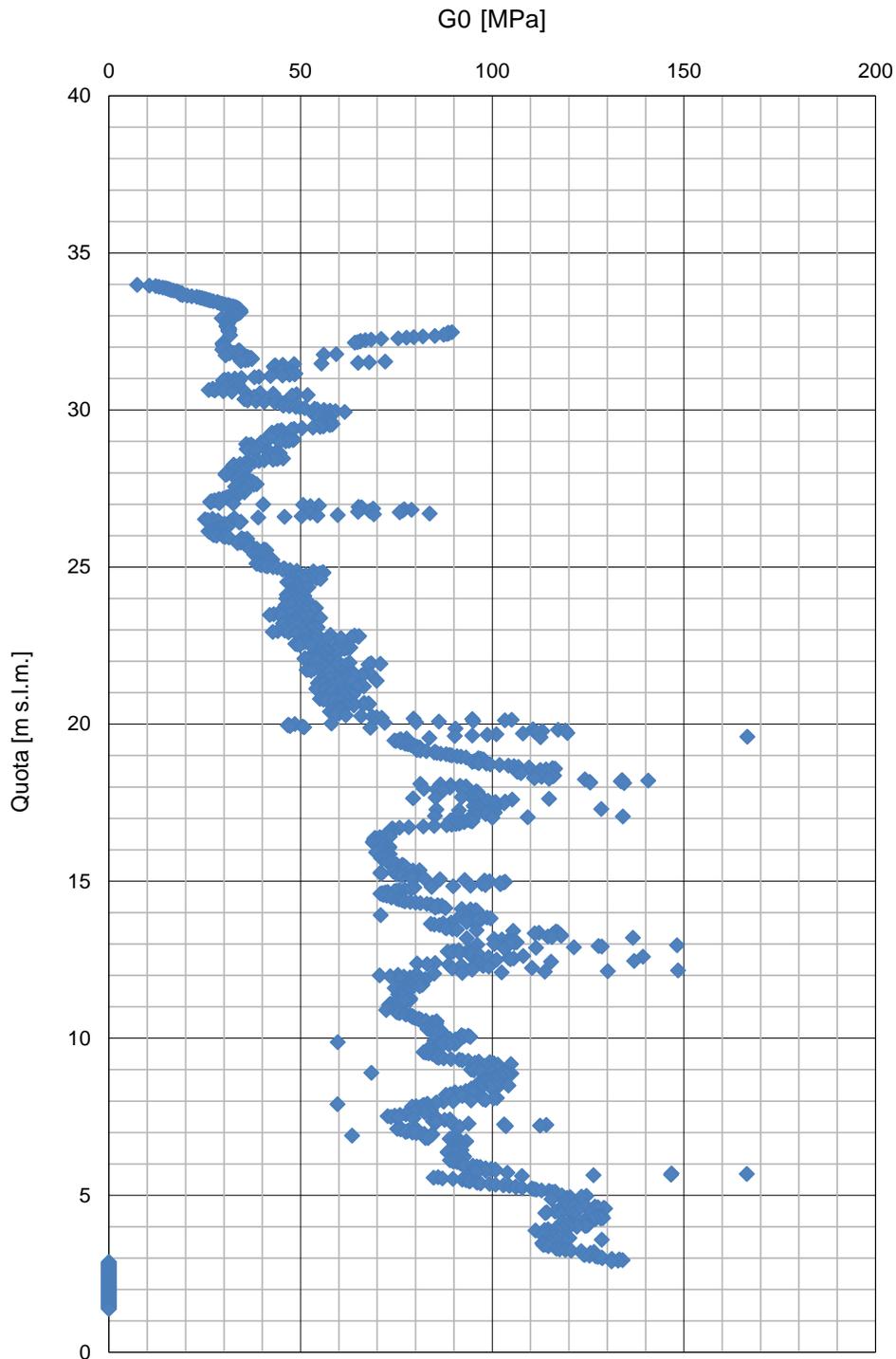


Figura 23: CPT3 – Modulo G_0

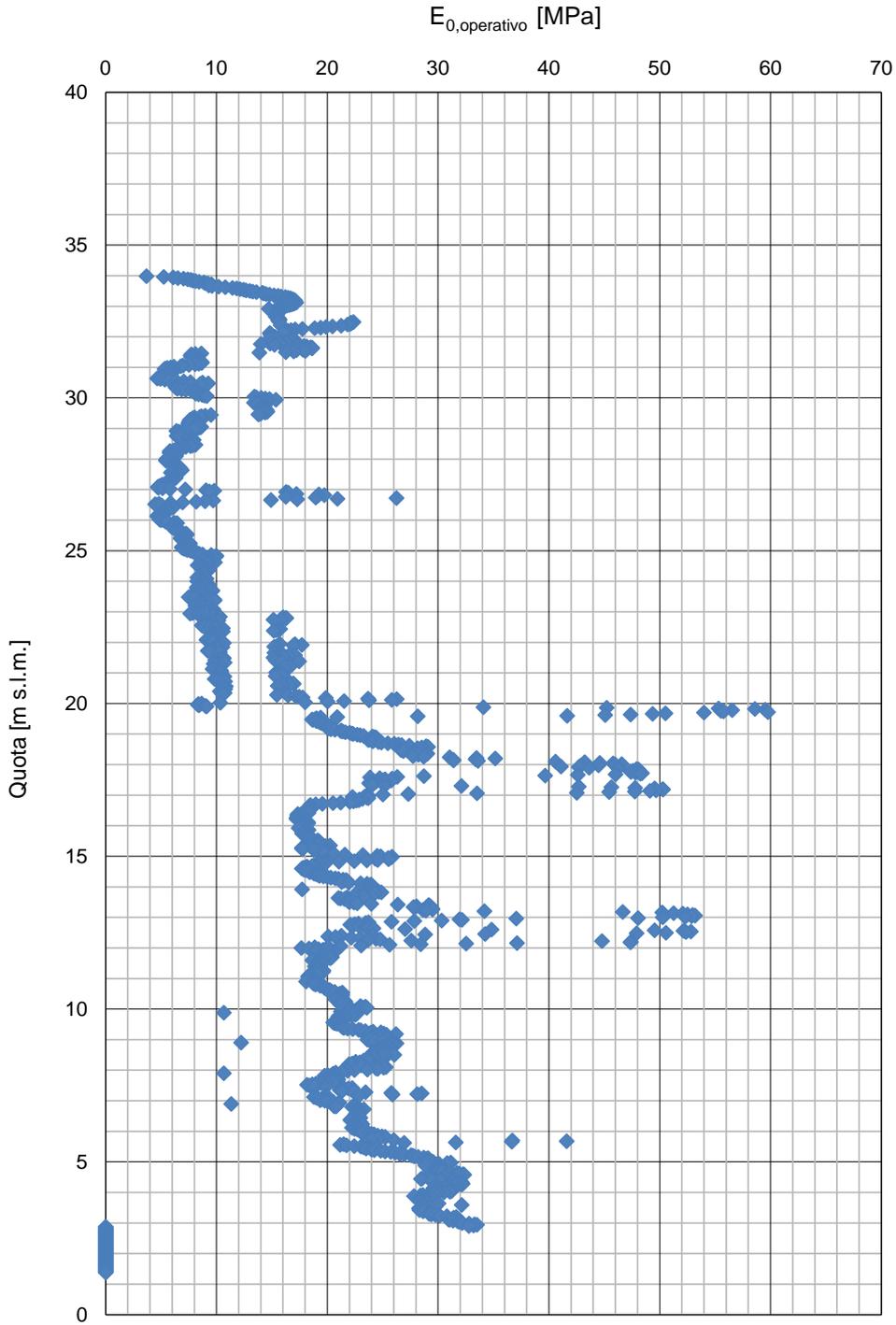


Figura 24: CPT3 – Modulo Operativo

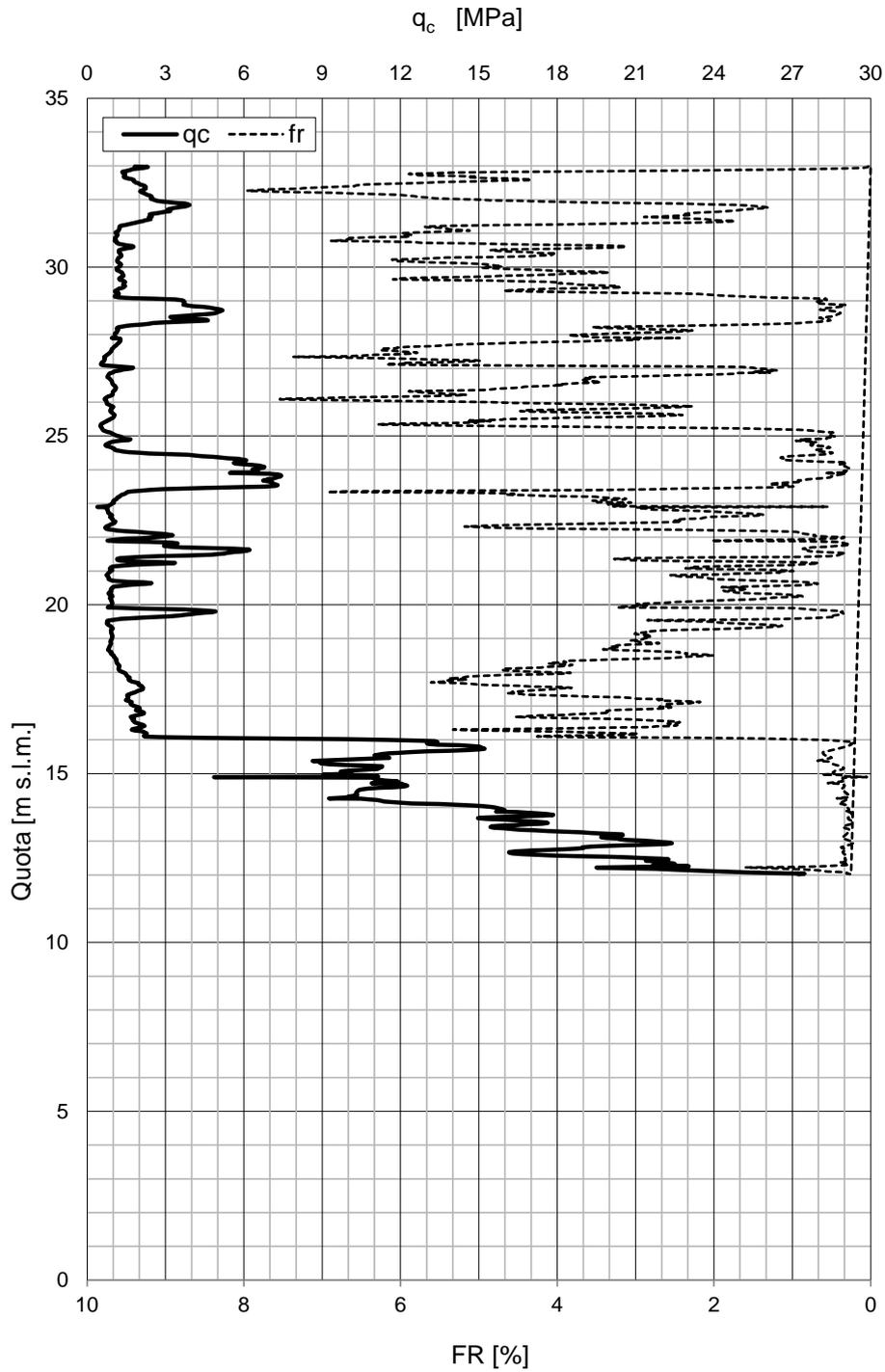


Figura 25: CPT4 – Resistenza alla punta e friction ratio

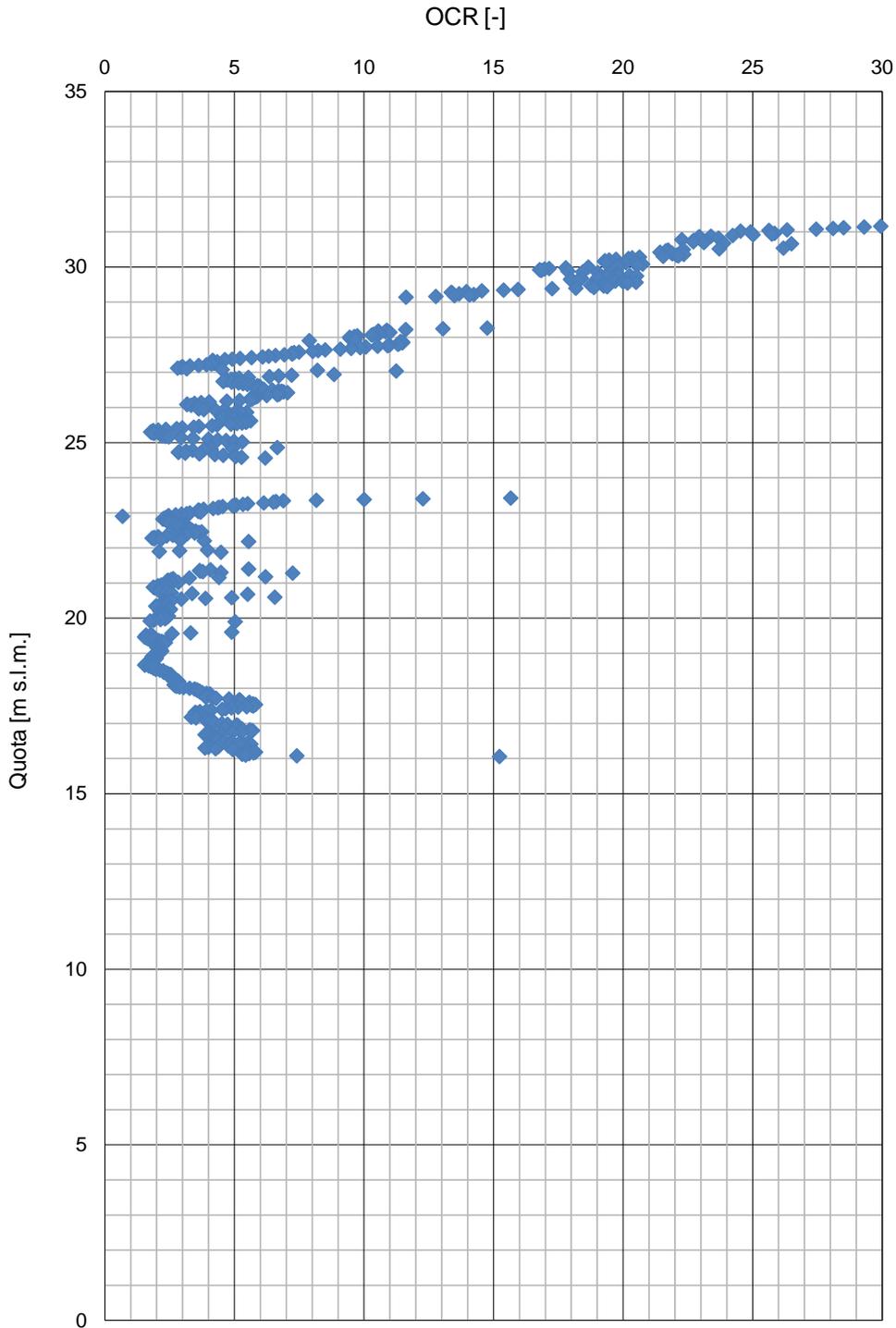


Figura 26: CPT4 – OCR

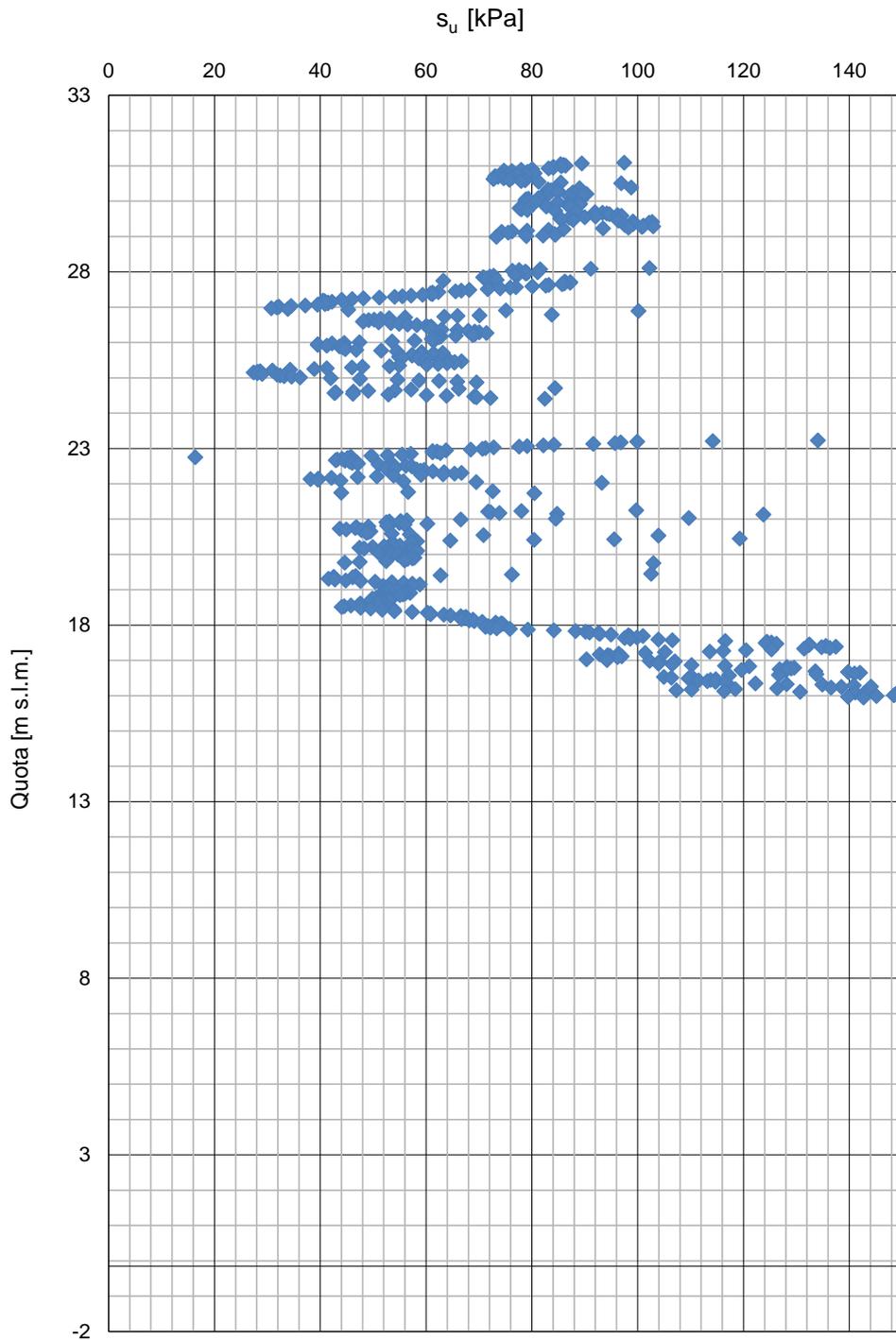


Figura 27: CPT4 – Coesione non drenata

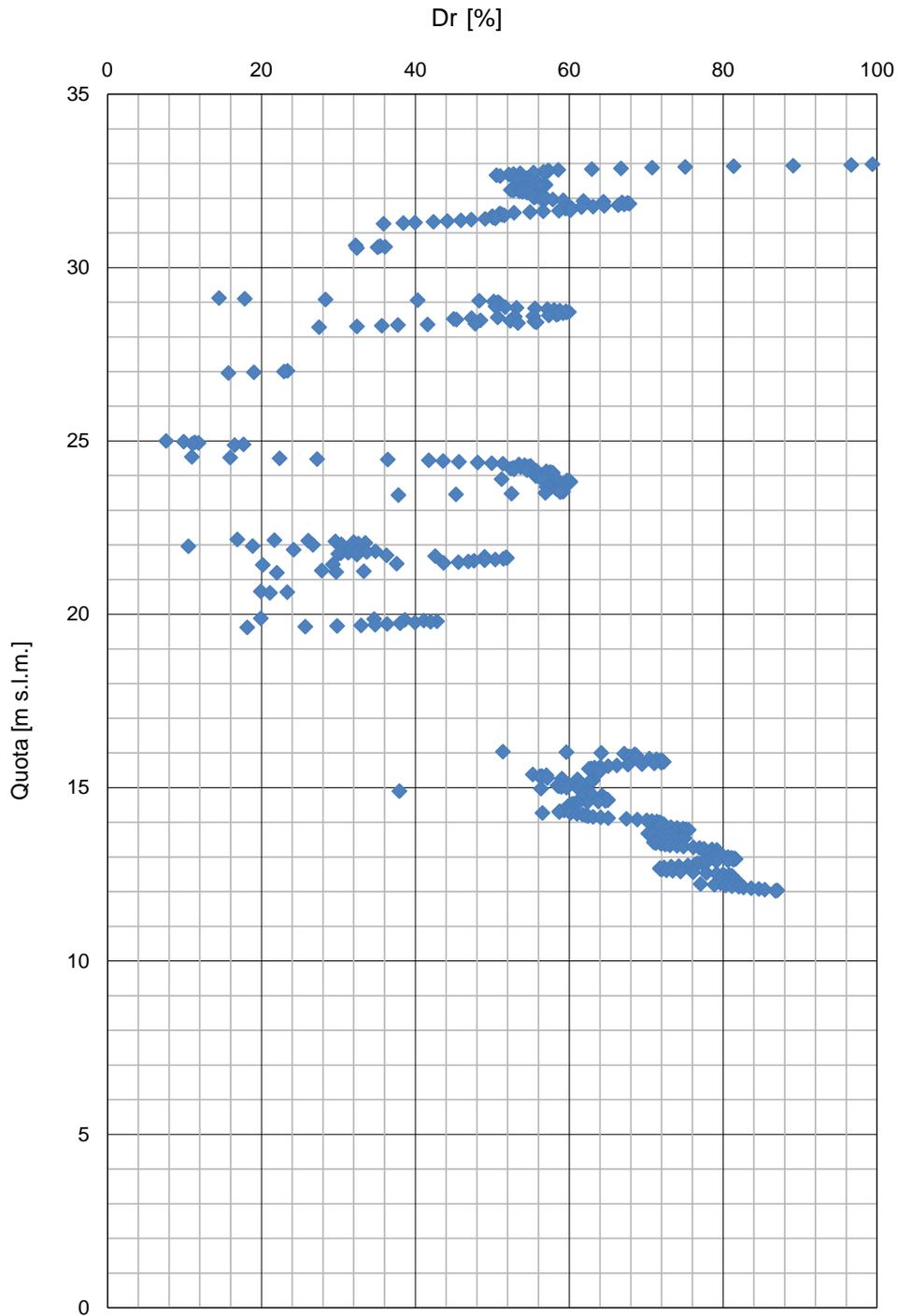


Figura 28: CPT4 – Densità relativa

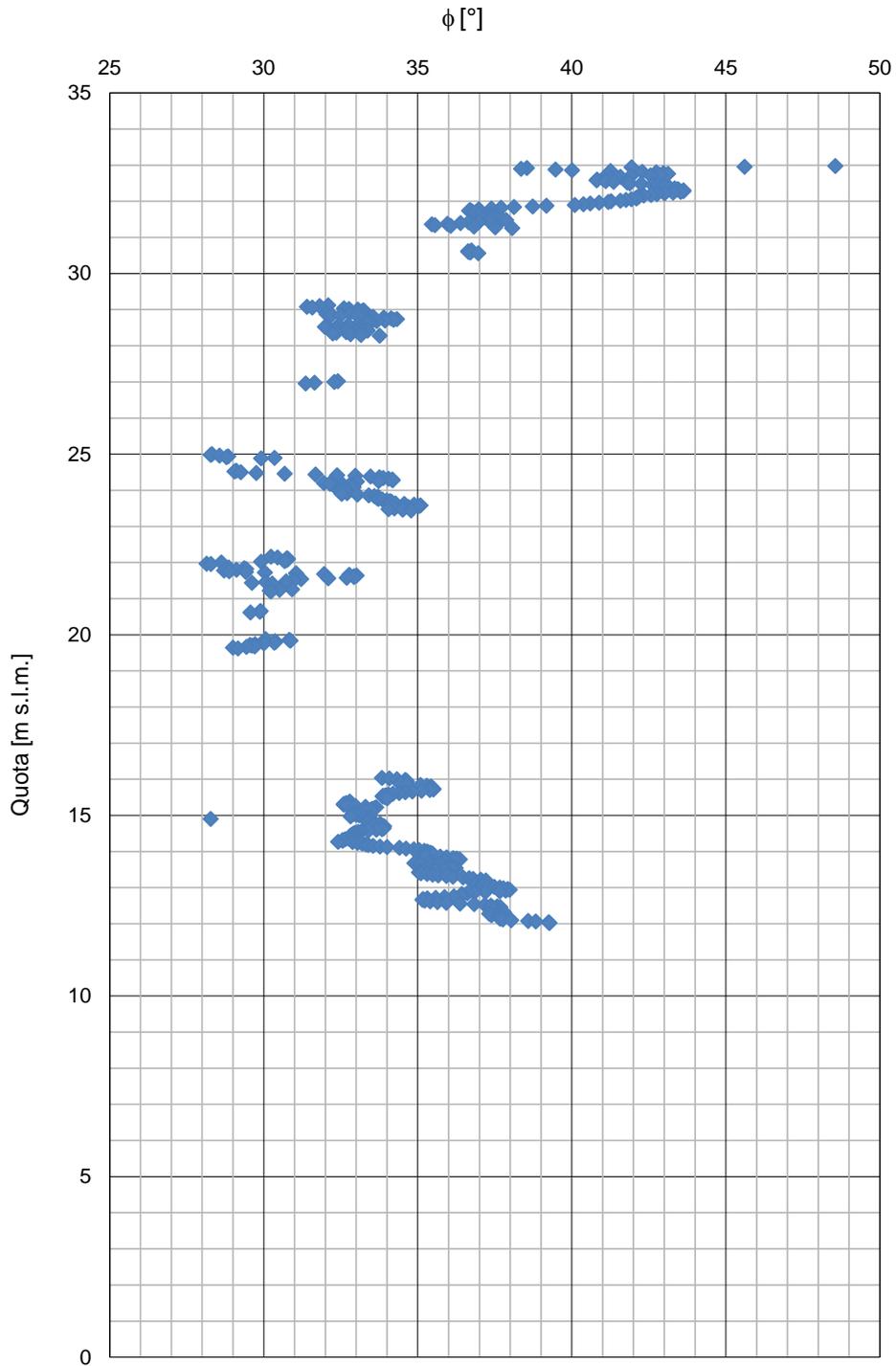


Figura 29: CPT4 – Angolo di attrito

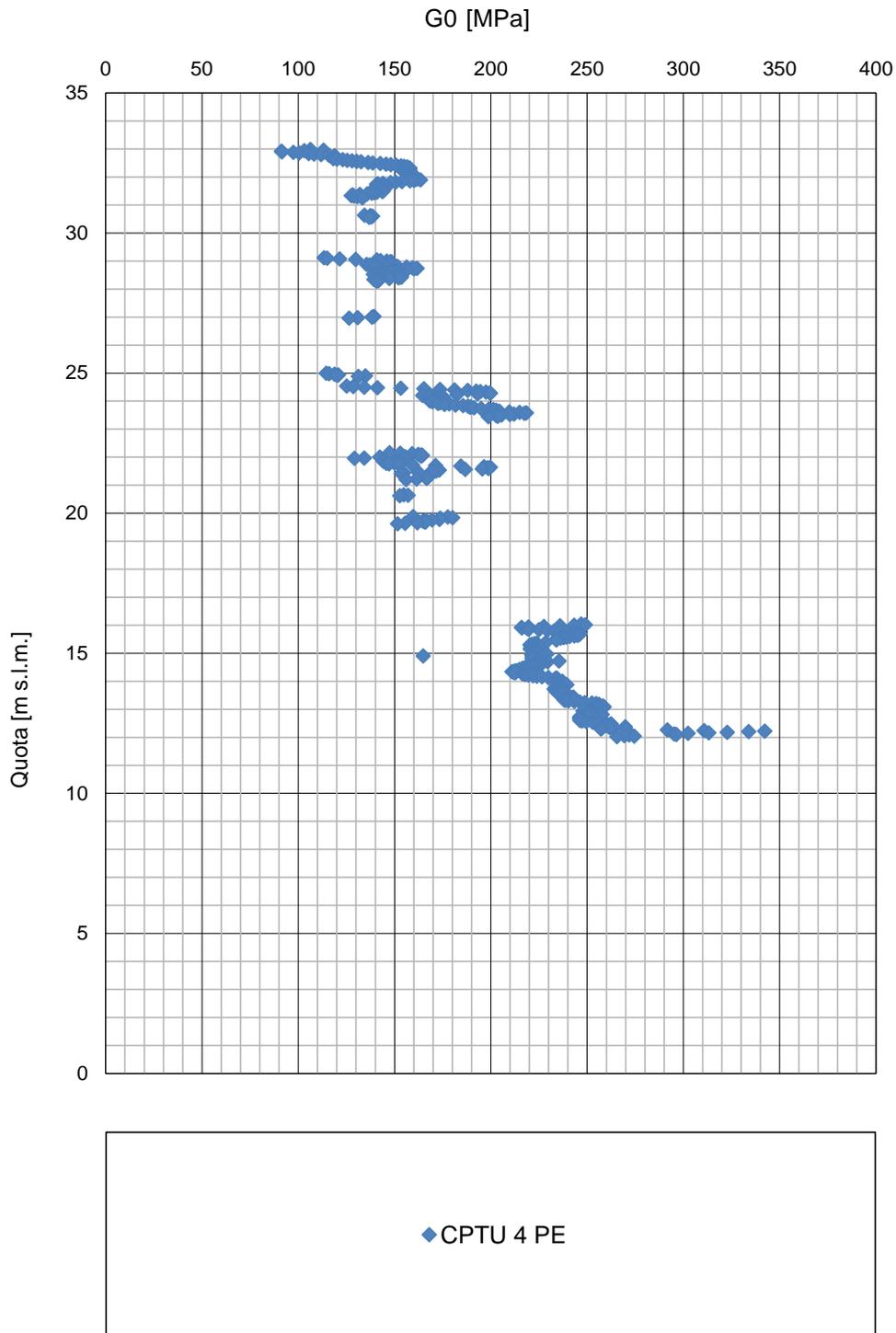


Figura 30: CPT4 – Velocità onde di taglio Vs

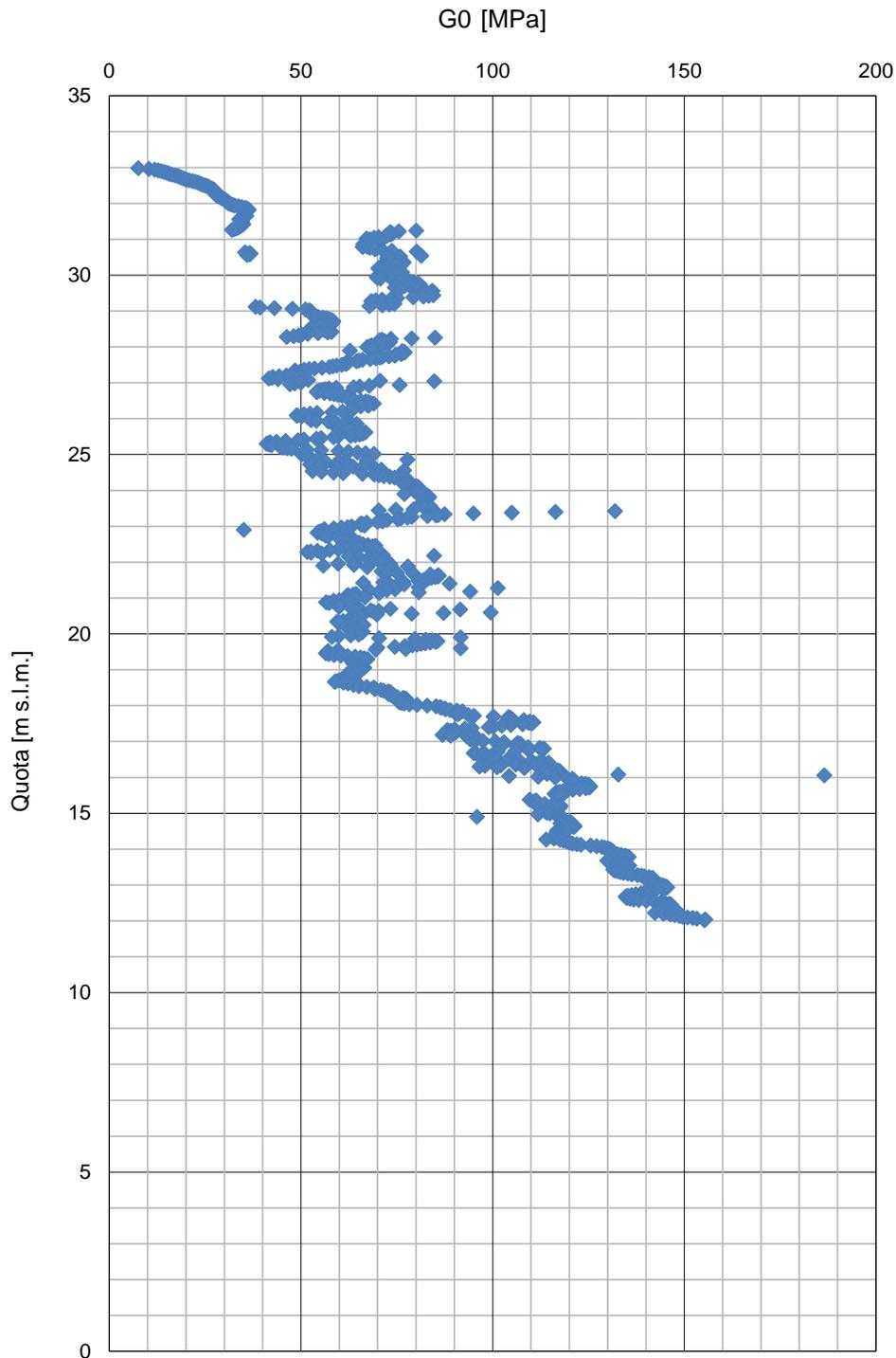


Figura 31: CPT4 – Modulo G_0

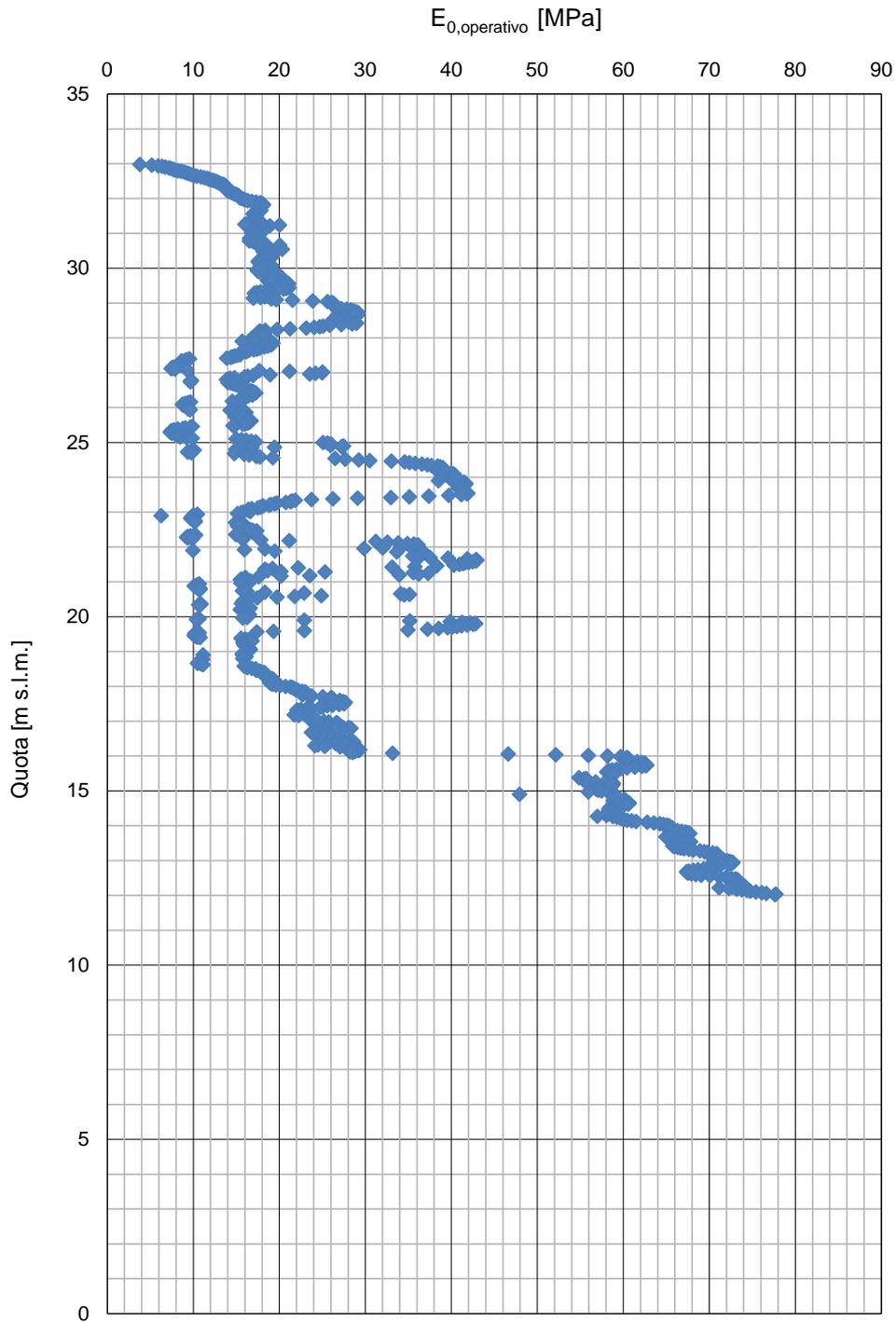


Figura 32: CPT4 – Modulo Operativo

APPENDICE 3

Analisi di stabilità dei rilevati stradali

3. VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

Nel presente capitolo, si definiscono le metodologie e i risultati di sintesi delle analisi di stabilità globale delle sezioni di rilevato della sede stradale in progetto. Le analisi sono state eseguite adottando i parametri dedotti dalla caratterizzazione geotecnica descritta precedentemente sulla base delle indagini geognostiche eseguite.

In questa sede è stata studiata una sezione di rilevato con altezza pari a 3m e con pendenze delle scarpate 4V/7H; nelle analisi è stato considerato lo spessore dello strato di bonifica; per queste configurazioni di rilevato è stata implementata nel calcolo una stratigrafia media/cautelativa rappresentativa per tutto l'asse e considerando la categoria di sottosuolo D.

1.1 Generalità sulle verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità sono state eseguite nel rispetto delle NTC2018; in particolare:

Le norme suddette indicano che debba essere soddisfatta la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

L'approccio seguito per ottenere le azioni e le resistenze di progetto è l'Approccio 1, in particolare è stata applicata la:

- Combinazione 2: A2+M2+R2 in cui:
 - A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 3-1);
 - M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 3-2);
 - R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza (Tabella 3-3).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 3-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - (tabella 6.2.1 – DM 2018)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale (γ_M)	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ'	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 3-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle resistenze - (tabella 6.2.II – DM 2018)

Coefficiente (γ_R)	R_2
γ_R	1.1

Tabella 3-3 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (tabella 6.8.I – DM 2018)

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono state sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- **Condizione statica:**

- Verifica a breve termine: parametri non drenati del terreno - parametri di progetto M2;
- Verifica a lungo termine: parametri drenati del terreno - parametri di progetto M2;
- sovraccarico stradale pari al valore di progetto di $q=q_k \times 1.3 = 26 \text{ kPa}$ (A2);
- Fattore di sicurezza minimo $FS=1.1$ (R2).

- **Condizione SISMA +/-:**

- parametri non drenati per il terreno parametri caratteristici;
- accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso (-) e verso l'alto (+) (due differenti analisi);
- sovraccarico stradale pari al valore caratteristico di 4 kPa;
- Fattore di sicurezza minimo $FS=1.2$.

La stabilità in condizioni sismiche è stata eseguita secondo il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono essere definite come di seguito indicato:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$K_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

dove:

- β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assunto pari a $\beta_s=0.38$ in accordo al paragrafo 7.1.4 delle NTC2018 (Fronti di scavo e rilevati);
- g rappresenta l'accelerazione di gravità;
- a_{max} rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito.
- $a_{max} = S_s \times S_t \times a_g$

dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_t = coefficiente di amplificazione topografica nel caso specifico pari a 1.

Con riferimento alla classe di sottosuolo D l'accelerazione massima risulta pari a $a_{max} = 0.35 g$;

I parametri adottati per le verifiche sismiche sono riportati in Tabella 3-3 per la classe di sottosuolo D.

Categoria sottosuolo	SL	a_{max} (g)	β_s	k_h	k_h
D	SLV	0.35	0.38	0.133	+/-0.0665

Tabella 3-4 Parametri adottati per l'analisi di stabilità in condizioni sismiche

1.2 Stratigrafie di sintesi

Le analisi di stabilità globale sono state eseguite considerando una stratigrafia rappresentativa per le analisi di stabilità globale per tutta la tratta prevedendo una stratigrafia rappresentativa dei primi 10m di profondità con Unità 1. La falda è stata assunta cautelativamente a 4m da piano campagna.

Per il rilevato si è assunto il seguente set di parametri:

$$\gamma=20 \text{ kN/m}^3; \phi=35^\circ; c = 0 \text{ kPa}$$

1.3 Sintesi dei risultati

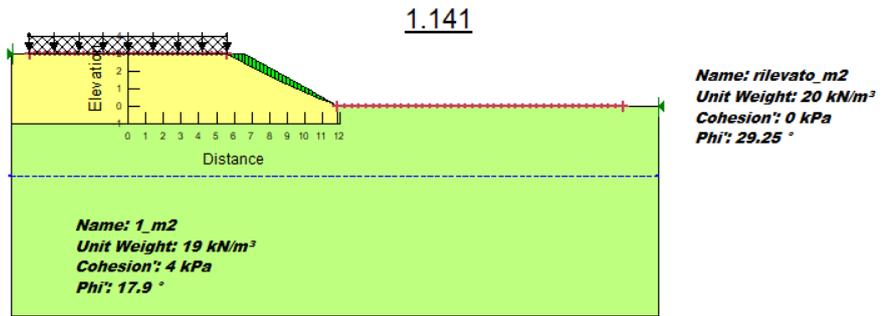
In Tabella 3-5 sono riportati i risultati di sintesi delle verifiche di stabilità globale per un rilevato stradale di altezza 3 m.

Le verifiche statiche e sismiche (sisma verso l'alto e sisma verso il basso) risultano tutte soddisfatte essendo il Fattore di Sicurezza FS maggiore del minimo richiesto da normativa.

Tabella 3-5 sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale H_{ril} 3m

	FS	Figura di riferimento
Verifica statica DRENATA e NON DRENATA A2+M2+R2	1.141>1.10 Verificata	Figura 3-1
Analisi sismica (+)	1.282>1.2 Verificata	Figura 3-2
Analisi sismica (-)	1.241>1.2 Verificata	Figura 3-3

Analisi Statica
A1+M2+R2
FSmin=1.1
ANALISI DRENATA



Analisi Statica
A1+M2+R2
FSmin=1.1
ANALISI non DRENATA

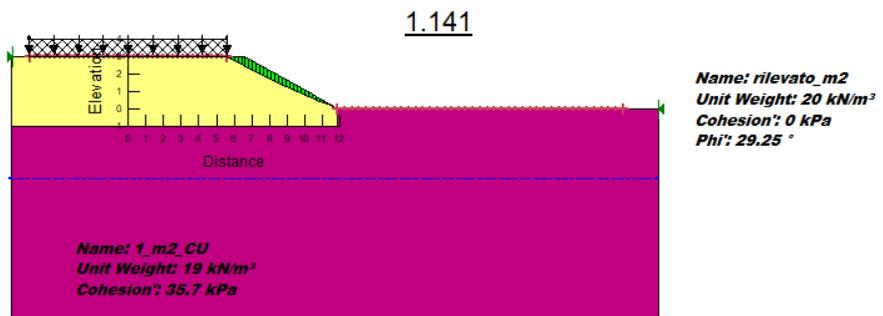


Figura 3-1: Altezza rilevato 3 m – verifica statica

Analisi SISMICA
FSmin=1.2
ANALISI non DRENATA

Horz Seismic Load: 0.133
Vert Seismic Load: 0.0665

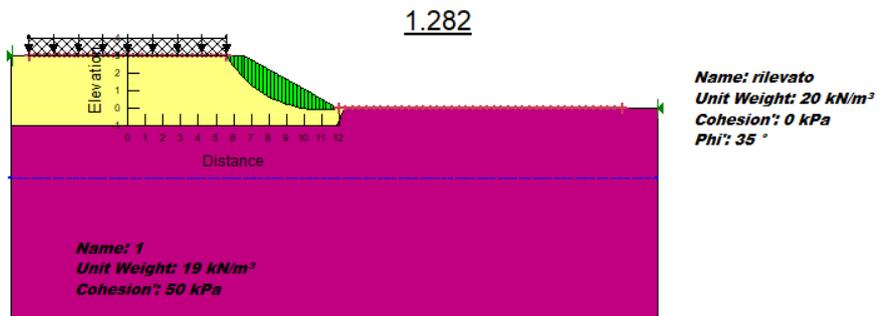


Figura 3-2: Altezza rilevato 3 m – verifica sismica in condizioni non drenate (sisma verso alto)

Analisi SISMICA
FSmin=1.2
ANALISI non DRENATA

Horz Seismic Load: 0.133
Vert Seismic Load: -0.0665

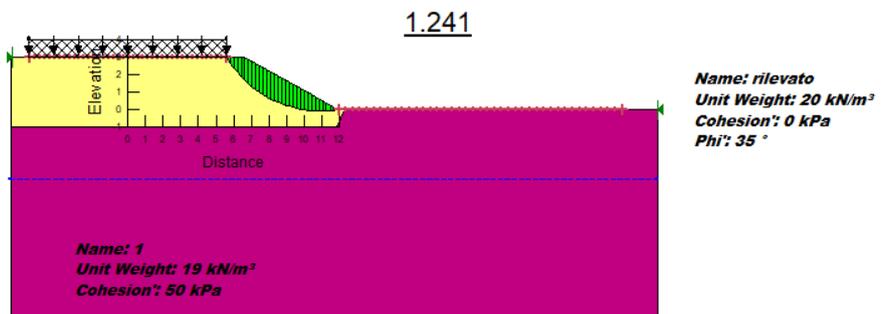


Figura 3-3: Altezza rilevato 3 m – verifica sismica in condizioni non drenate (sisma verso basso)

APPENDICE 4

Stima dei cedimenti dei rilevati stradali

4. STIMA DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Nel presente capitolo, si definiscono le metodologie e i risultati di sintesi delle stime dei cedimenti delle sezioni di rilevato della sede stradale in progetto. Le analisi sono state eseguite adottando i parametri dedotti dalla caratterizzazione geotecnica descritta precedentemente sulla base delle indagini geognostiche eseguite.

In questa sede è stata studiata una sezione di rilevato con altezza pari a 3m e con pendenze delle scarpate 4V/7H; nelle analisi è stato considerato lo spessore dello strato di bonifica; per queste configurazioni di rilevato è stata implementata nel calcolo una stratigrafia media/cautelativa rappresentativa per tutto l'asse e riferita all'area di interesse dove sono ubicati i nuovi sottovia dove sono ubicati i rilevati con altezza maggiore.

4.1.1 VERIFICHE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Nel presente capitolo, si definiscono le metodologie e i risultati di sintesi delle analisi di cedimenti delle sezioni di rilevato della sede stradale in progetto. Le analisi sono state eseguite adottando i parametri dedotti dalla caratterizzazione geotecnica.

In questa sede si sono studiate le seguenti condizioni ritenute significative ai fini della stima dei cedimenti per una sezione tipologica con altezza rilevato $H=3m$ e pendenze delle scarpate 4V/7H; nelle analisi è stato considerato lo spessore dello strato di bonifica; per questa configurazione di rilevato è stata implementata nel calcolo la stratigrafia di cui al paragrafo 3.3 della relazione geotecnica.

1.1 Generalità sulle analisi per la stima dei cedimenti

La stima dei cedimenti SLE è stata condotta tramite l'implementazione di un modello PLAXIS 2D. In Figura 4-1 e in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è riportata la mesh di calcolo implementata nel codice FEM PLAXIS 2D.

Profondità da p.c.	Unità	γ_n (γ_{SAT})	ϕ'_k	c'_k	Modello	E	λ^*	κ^*	OCR	e	Kv-kh
[m]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]		[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]
-	rilevato	20.0	35	0	Linear Elastic	15	-	-	-	-	-
1.00 – 5.00	1	19	22	5	Soft Soil	-	0.056	0.008	3	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
5.00 – 6.00	1a	18	32	-	Mohr Coulomb	15	-	-	-	-	10^{-5}
6.00 – 10.30	1	19	22	5	Soft Soil	-	0.056	0.008	1.5	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
10.30 – 11.50	2	19	22	5	Soft Soil	-	0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
11.50 – 12.80	2a	18	32	-	Mohr Coulomb	15	-	-	-	-	10^{-5}
12.80 – 21.00	2	19	22	5	Soft Soil	-	0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
21.00 - 24.20	2a	18	32	-	Mohr Coulomb	15	-	-	-	-	10^{-5}
24.20 - 26.00	2	19	22	5	Soft Soil	-	0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
26.00 - 28.20	2a	18	32	-	Mohr Coulomb	15	-	-	-	-	10^{-5}
28.20 - 35.10	2	19	22	5	Soft Soil	-	0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
35.10 - 40.00	2b	19.5	38		Mohr Coulomb	60	-	-	-	-	10^{-3}

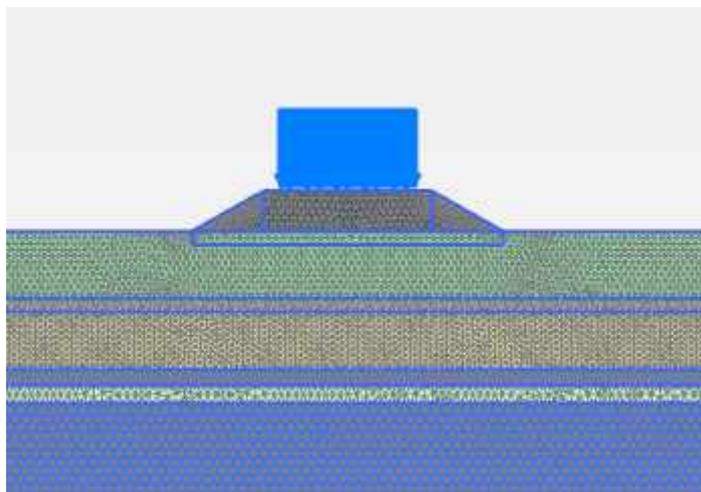


Figura 4-1: Rilevato altezza rilevato 3 m – MESH di calcolo implementata in PLAXIS 2D

1.2 Sintesi dei risultati

Con riferimento alla geometria studiata, si riportano sinteticamente i risultati delle analisi SLE nelle seguenti figure, in particolare:

- In Figura 4-2 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione, il cedimento massimo è stimato pari a **3 cm** in corrispondenza della mezzeria.
- In Figura 4-3 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato nella fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **4.6 cm** in corrispondenza della mezzeria.
- In Figura 4-4 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dopo la fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **7 cm** in corrispondenza della mezzeria

I cedimenti totali e differenziali sono ritenuti compatibili con la funzionalità dell'opera.

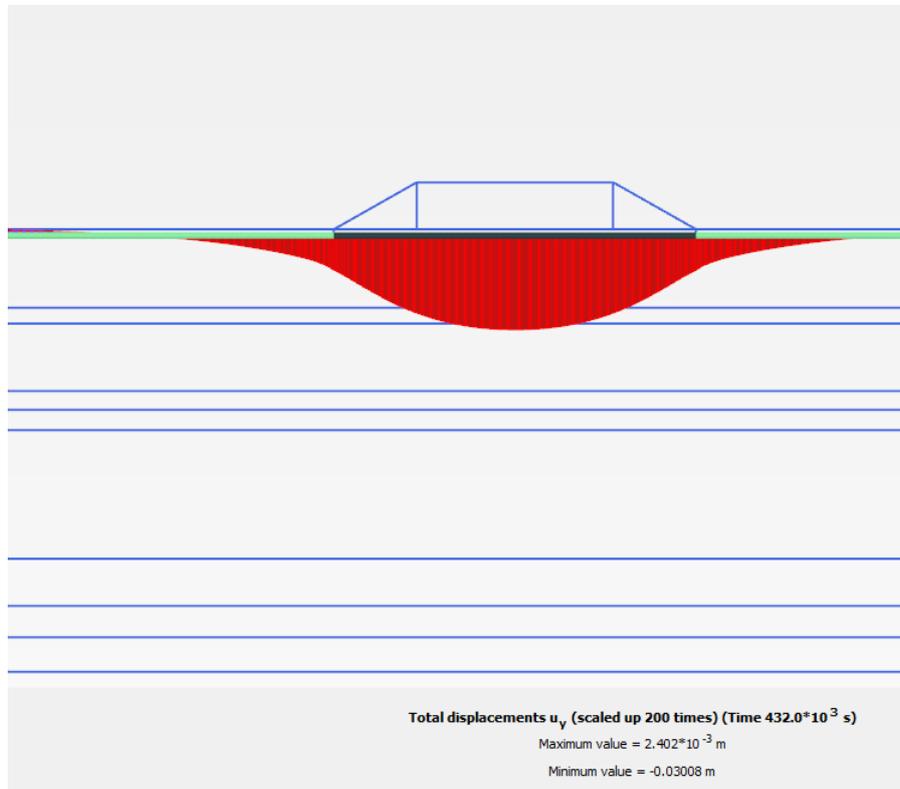


Figura 4-2: Rilevato altezza rilevato 3 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione

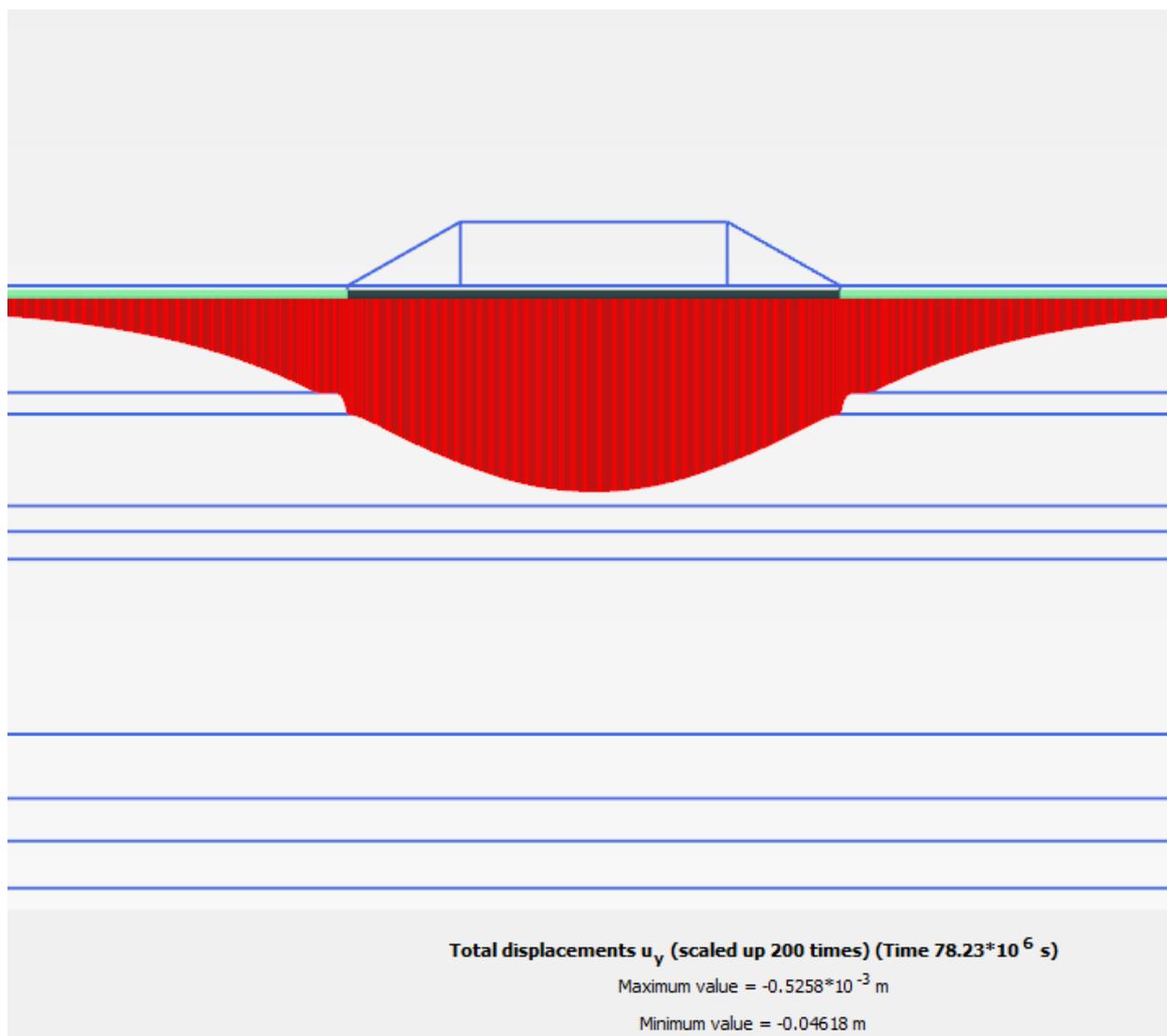


Figura 4-3: Rilevato altezza rilevato 3 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato in fase di “entrata in esercizio”

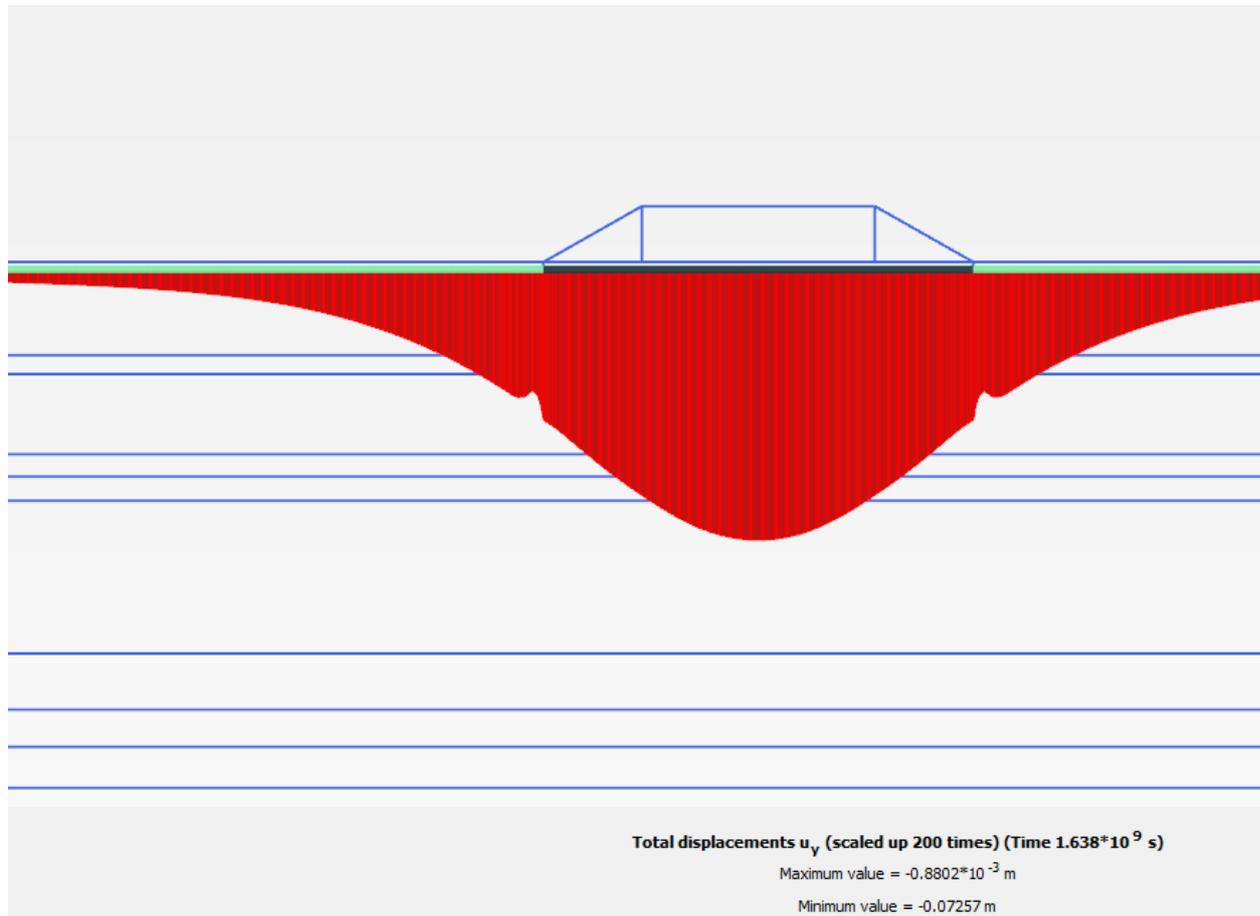


Figura 4-4: Rilevato altezza rilevato 3 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dall'entrata in "entrata in esercizio"

APPENDICE 5

Definizione degli spessori di scotico e di bonifica del terreno di fondazione

INDICE

1.	TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	Errore. Il segnalibro non è definito.
1.1	Definizione dello spessore di scotico	6
1.2	Bonifica	6
1.3	Caratterizzazione dei materiali	7
1.3.1	Parametri geotecnici	8
2	Ipotesi di calcolo per l'applicazione del metodo di Burmister	10
3	Risultati ottenuti.....	11

1. PREMESSA

In questa sede si riportano i risultati delle analisi volte a determinare gli spessori di scotici e bonifici per il tracciato del cosiddetto “Potenziamento di Via Aposazza” nell’ambito del Progetto Definitivo della prosecuzione fino alla via Aposazza del sistema Tangenziale di Bologna.

Nel seguito sono quindi illustrati i valori minimi degli scotici e bonifici da adottarsi in corrispondenza dell’asse principale del tracciato autostradale per la preparazione del piano di lavoro per la realizzazione dei rilevati e delle trincee.

Viene dettagliata in questa sede l’analisi dei risultati delle prove su piastra sul pozzetto disponibile sul tracciato.

In aggiunta all’analisi dei pozzetti è stata fatta una analisi delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati di indagine sia del pozzetto che dei sondaggi che descrivono il terreno superficiale (entro il metro di profondità) come terreno vegetale, in particolare, nel log di sondaggio del pozzetto PZ-24Pe si dichiara la presenza di riporto antropico di varia natura misto a materiale vegetale.

Alla luce di quanto osservato, si prescrive uno spessore di scotico pari a 0.2m e uno spessore di bonifica pari a 1m.

2. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Con il termine scotico si intende la rimozione di una porzione di terreno superficiale, con profondità minima di 20cm, utile per la rimozione del terreno vegetale, radici di alberi, arbusti ed ogni elemento vegetale interrato dalle aree su cui vengono fondati i rilevati.

Con il termine bonifico si intende un'ulteriore rimozione di materiale superficiale (in aggiunta allo scotico) atta ad eliminare i materiali caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche. Gli strati di materiale granulare posti in sostituzione del materiale asportato dovranno essere messi in opera seguendo le stesse prescrizioni adottate per i rilevati.

Allo scopo di definire con precisione la stratigrafia superficiale in prossimità dell'asse autostradale e stimare le caratteristiche dei terreni di sottofondo, sono stati scavati in fase di progetto definitivo numerosi pozzetti esplorativi aventi profondità variabile tra 2.0m e 4.0m circa; in corrispondenza degli stessi sono state eseguite prove di carico su piastra e sono stati prelevati alcuni campioni rimaneggiati. Su tali campioni sono state eseguite in laboratorio le prove granulometriche e, se possibile, determinati i limiti di Atterberg. I pozzetti esplorativi e le relative prove in sito e di laboratorio rappresentano l'elemento principale sulla base del quale sono stati definiti gli spessori di scotico e bonifico di progetto.

La

Pozzetto	Quota	Vegetale
		Spessore
	m slm	m
PZ24 PE	33,434	0,3

Pozzetto	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG		
		Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP
		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	0	0,5	2,4	12,4	55	30,3	41,6	23,5	18,1
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	0,5	1	1,7	10,7	65,2	22,4	38,3	25,8	12,5

Pozzetto	Camp.	CLASSIFICAZIONE	
		UNI / CNR	USCS

		Gruppo	Indice	
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	A7	6	CL
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	A7	6	CL

Pozzetto	Camp.	PROVE DI CARICO SU PIASTRA		
		Md	Md'	E PLT
		M Pa	M Pa	M Pa
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	22,56	130,43	11,87
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	17,34	187,50	9,12

Tabella 6- 2 riporta l'elenco dei pozzetti utilizzati per la caratterizzazione in oggetto, le progressive di riferimento, le granulometrie, i limiti di Atterberg e la classificazione dei campioni di terreno prelevati in accordo alle Raccomandazioni AGI, alle norme UNI-CNR e USCS (ove possibile).

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sintetizza le descrizioni dei campioni in accordo alle norme UNI-CNR in funzione della progressiva chilometrica. Sulla base dei dati disponibili, nei primi metri di profondità da piano campagna si rileva la presenza in generale di terreni appartenenti ai gruppi A2, A4, A6 e A7.

All'interno dei pozzetti geognostici esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. I risultati delle prove di carico su piastra, espressi come moduli di primo carico (Md) e secondo carico (Md'), calcolati sul gradino di carico 50÷150 kPa, sono riportati nella ; i valori dei moduli di primo carico (Md) sono riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** in funzione della progressiva chilometrica, in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riporta il invece rapporto tra i moduli in secondo e primo carico Md'/Md.

Sulla base dei dati disponibili si può osservare che i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico Md (gradino di carico tra 50 e 150 kPa) risultano quasi sempre inferiori a 15 MPa.

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riporta lo spessore di vegetale/scotico in relazione alla progressiva chilometrica.

Le Norme Tecniche del Capitolato Speciale d'Appalto Autostrade relative alla formazione dei piani di posa dei rilevati e della pavimentazione autostradale in trincea prescrivono quanto segue:

“Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore:

- *60 MPa nell'intervallo compreso tra 150 e 250 kPa, sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;*
- *20 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa, sul piano di posa del rilevato quando posto a 1.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;*
- *15 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato, quando posto a 2.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.*

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa, sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature, ecc.).

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- *almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod.T/180-57, sul piano di posa dei rilevati;*
- *almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod.T/180-57 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea.”*

2.1 Definizione dello spessore di scotico

Per tutte le sezioni stradali lo spessore dello scotico non sarà inferiore a 0.20m.

2.2 Bonifica

Lo spessore dello strato di bonifica "s" viene calcolato utilizzando il criterio del bistrato derivante dalla trattazione di Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di natura diversa sovrapposti:

- l'uno di spessore finito "s", modulo di elasticità "E₁" (strato superficiale);
- l'altro semi-infinito con modulo elastico "E₀" (terreno di sottofondo).

Tale metodo correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformazione dello strato di bonifica e del sottofondo.

Considerando il carico "p" esercitato dalla piastra, uniforme e distribuito sull'area della stessa di raggio "a" si valuta il cedimento al centro della stessa considerata rigida con la seguente relazione:

$$f = 1.18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_0} \cdot F_1$$

dove 1.18 è un coefficiente valido per piastra rigida e F₁ una funzione dei due rapporti E₁/E₀ ed s/a, il cui valore può essere ricavato dalla seguente formula (ottenuta analiticamente da N. Odemark):

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}} \right)^2}}$$

Fissato lo spessore "s" ed il modulo elastico "E₁" dello strato superficiale (strato di bonifica) ed il modulo E₀ del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo su piastra M_d con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo, passando attraverso il calcolo del cedimento per una pressione teorica pari a p = 100 kPa agente su una piastra di raggio a = 15 cm.

2.3 Caratterizzazione dei materiali

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica si è ipotizzato un valore del modulo elastico pari a $E_1 = 60.0$ MPa (richiesta prestazionale).

Per la determinazione del modulo elastico E_{PLT} attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto riferimento:

- ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d condotte nelle diverse campagne di indagine, utilizzando la relazione seguente:

$$E_{PLT} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \cdot b}{4} \cdot (1 - \nu^2) = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

dove:

- ν è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.33;
- alle prove penetrometriche statiche e dinamiche presenti nei diversi tratti in esame.

Riassumendo, i principali parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono riportati nella tabella seguente.

Materiale	E [MPa]
Bonifica (E_1)(*)	60.0
Terreno di sottofondo EPLT (E_0)	M_d da pozzetti esplorativi e prove in sito

(*) Richiesta prestazionale

Tabella 6- 1: Parametri geotecnici principali utilizzati nel calcolo.

Per ciascun tratto di strada, relativo al profilo nord o sud, sono stati individuati i pozzetti di riferimento utilizzate per la valutazione del modulo di piastra equivalente dello strato di sottofondo.

2.3.1 Parametri geotecnici

La

Pozzetto	Quota	Vegetale
		Spessore
	m slm	m
PZ24 PE	33,434	0,3

Pozzetto	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG		
		Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP
		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	0	0,5	2,4	12,4	55	30,3	41,6	23,5	18,1
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	0,5	1	1,7	10,7	65,2	22,4	38,3	25,8	12,5

Pozzetto	Camp.	CLASSIFICAZIONE		
		UNI / CNR		USCS
		Gruppo	Indice	
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	A7	6	CL
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	A7	6	CL

Pozzetto	Camp.	PROVE DI CARICO SU PIASTRA		
		Md	Md'	E PLT
		M Pa	M Pa	M Pa
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	22,56	130,43	11,87
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	17,34	187,50	9,12

Tabella 6- 2 seguente riassume i risultati ed i principali parametri geotecnici utilizzati nella valutazione degli spessori di bonifico per il pozzetto presente lungo il tracciato.

Pozzetto	Quota	Vegetale
		Spessore

	m slm	m
PZ24 PE	33,434	0,3

Pozzetto	Camp.	Profondità		GRANULOMETRIA (AGI)				ATTERBERG		
		Da	A	G	S	L	A	LL	LP	IP
		(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	0	0,5	2,4	12,4	55	30,3	41,6	23,5	18,1
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	0,5	1	1,7	10,7	65,2	22,4	38,3	25,8	12,5

Pozzetto	Camp.	CLASSIFICAZIONE		
		UNI / CNR		USCS
		Gruppo	Indice	
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	A7	6	CL
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	A7	6	CL

Pozzetto	Camp.	PROVE DI CARICO SU PIASTRA		
		Md	Md'	E PLT
		M Pa	M Pa	M Pa
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	22,56	130,43	11,87
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	17,34	187,50	9,12

Tabella 6- 2: Terreno di sottofondo, parametri geotecnici principali utilizzati nel calcolo.

2 IPOTESI DI CALCOLO PER L'APPLICAZIONE DEL METODO DI BURMISTER

Si riassumono le ipotesi assunte per l'applicazione del metodo di Burmister, adottato per la valutazione degli spessori di bonifico:

- scotico: 20cm (assunto costante lungo l'intero tracciato);
- minimo spessore di bonifico: 30cm;
- moduli di piastra richiesto al piano di posa come dettagliato al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, in particolare si sono stimati gli spessori di bonifico per $M_d=15$ M Pa; 20 M Pa e 60M Pa

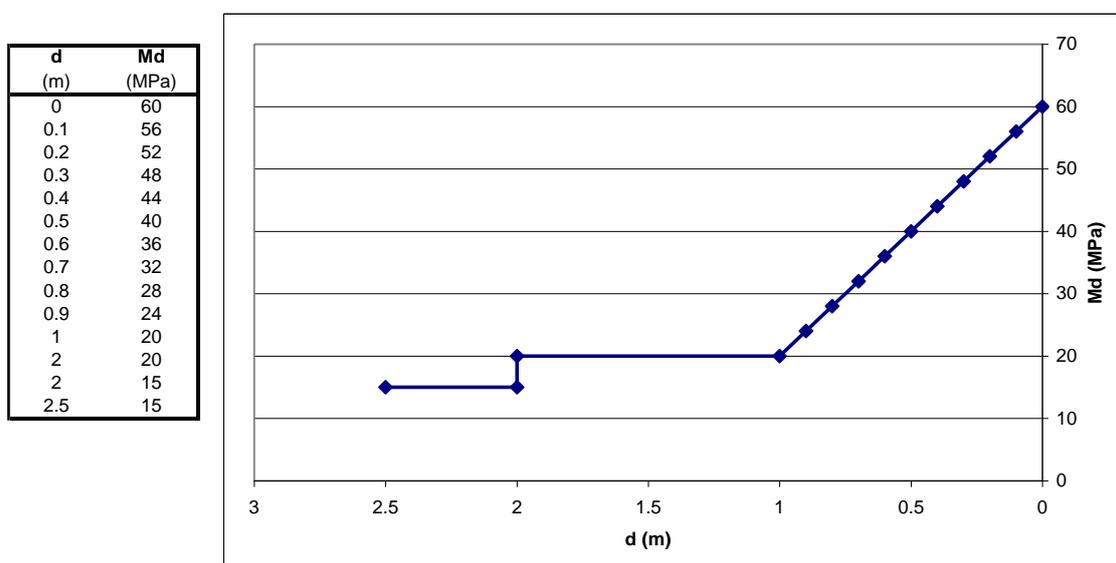


Figura 5- 1: Modulo di piastra M_d richiesto al piano di posa in funzione dell'altezza d del rilevato

3 RISULTATI OTTENUTI

Sulla base del metodo del bistrato di Burmister e dei dati definiti nei precedenti paragrafi sono stati calcolati gli spessori di bonifico minimi da considerarsi lungo le differenti tratte omogenee considerate. Quanto ottenuto è riportato in formato tabellare nella Tabella 5- 3.

Per tutte le sezioni stradali lo spessore dello scotico non sarà inferiore a 0.20m.

Pozzetto	Camp.	PROVE DI CARICO SU PIASTRA			M _D (M Pa) richiesto del piano di posa				
		Md	Md'	E _{PLT}	15,00	20,00	60,00		
		M Pa	M Pa	M Pa	Spessore Bonifico				
							m	m	m
PZ24 PE	PZ24 PE-CR1	22,56	130,43	11,87	0,30	0,30	1,0*		
PZ24 PE	PZ24 PE-CR2	17,34	187,50	9,12	0,30	0,30	1,0*		

Tabella 5- 3: spessori di bonifico stimati

Dalle analisi/calcoli condotti ne consegue che:

- per rilevati con altezza maggiore di 2m ($d > 2m$), il Modulo di piastra Md richiesto al piano di posa è pari a 15MPa e quindi lo spessore di bonifica è pari a 0.3m;
- per rilevati con altezza compresa tra 2m e 1m ($1m < d < 2m$), il Modulo di piastra Md richiesto al piano di posa è pari a 20 MPa e quindi lo spessore di bonifica è pari a 0.3m;
- per rilevati con altezza minore di 1m ($d < 1m$), il Modulo di piastra Md richiesto al piano di posa è pari a 60MPa e quindi lo spessore di bonifica è pari a 1m;

In aggiunta all'analisi dei pozzetti è stata fatta una analisi delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati di indagine sia del pozzetto che dei sondaggi che descrivono il terreno superficiale (entro il metro di profondità) come terreno vegetale, in particolare, nel log di sondaggio del pozzetto PZ-24Pe si dichiara la presenza di frammenti di laterizi e resti di diversi fusti in latta con prodotti isolanti termici.

Alla luce di quanto osservato, si prescrive uno spessore di scotico pari a 0.2m e uno spessore di bonifica pari a 1m.

APPENDICE 6

Analisi di disaggregazione sismica

Nella presente appendice si riportano tutti i grafici relativi alla valutazione delle sollecitazioni sismiche dell'area e citati nel § 4 della relazione geotecnica di progetto.

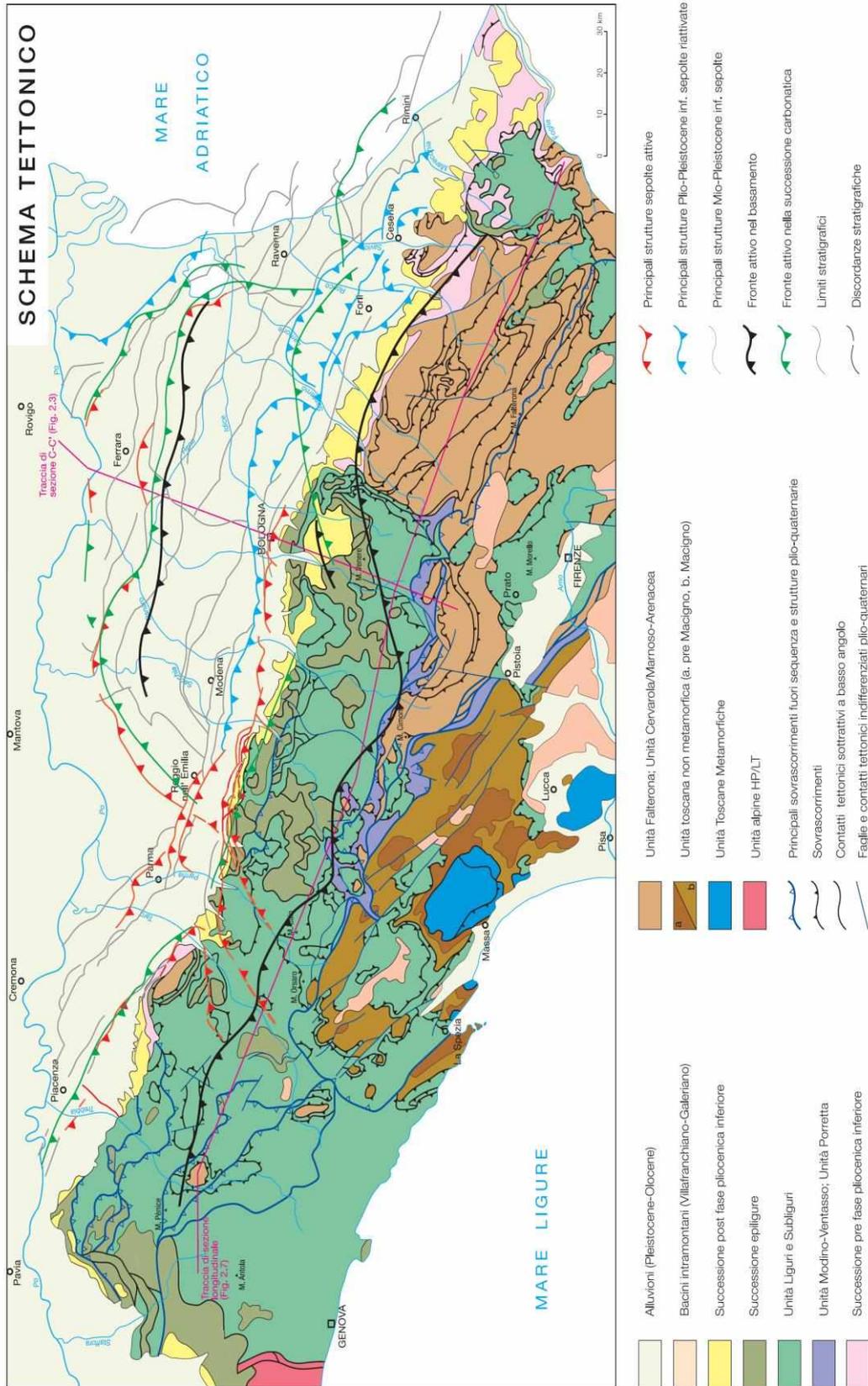


Figura 6- 1: Schema tettonico dell' Appennino Emiliano Romagnolo e delle aree sepolte della Pianura Padana.



Figura 6- 2: Mappa delle zone sismogenetiche del margine appenninico-padano.

Mappe interattive di pericolosità

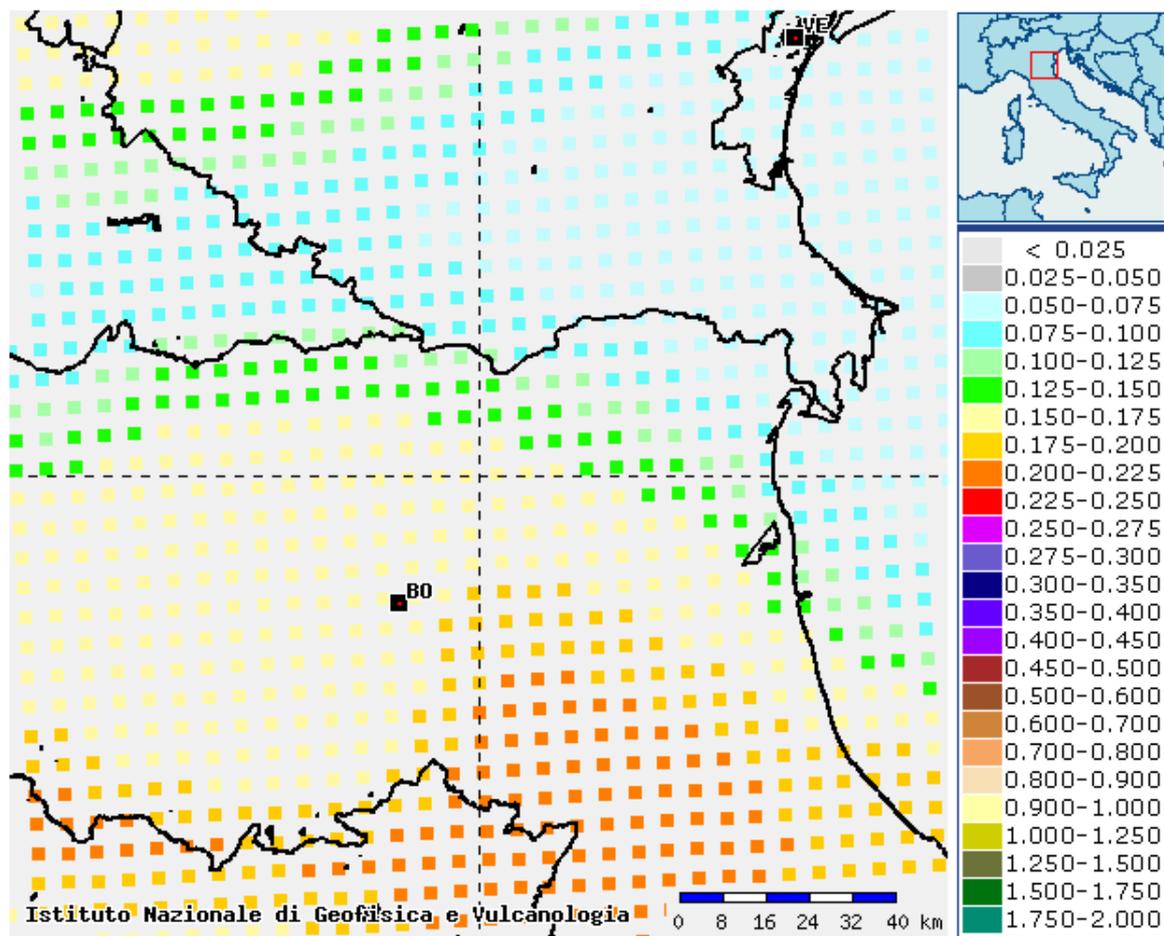


Figura 6- 3: Valori di accelerazione su suolo rigido per $T_R = 475$ anni

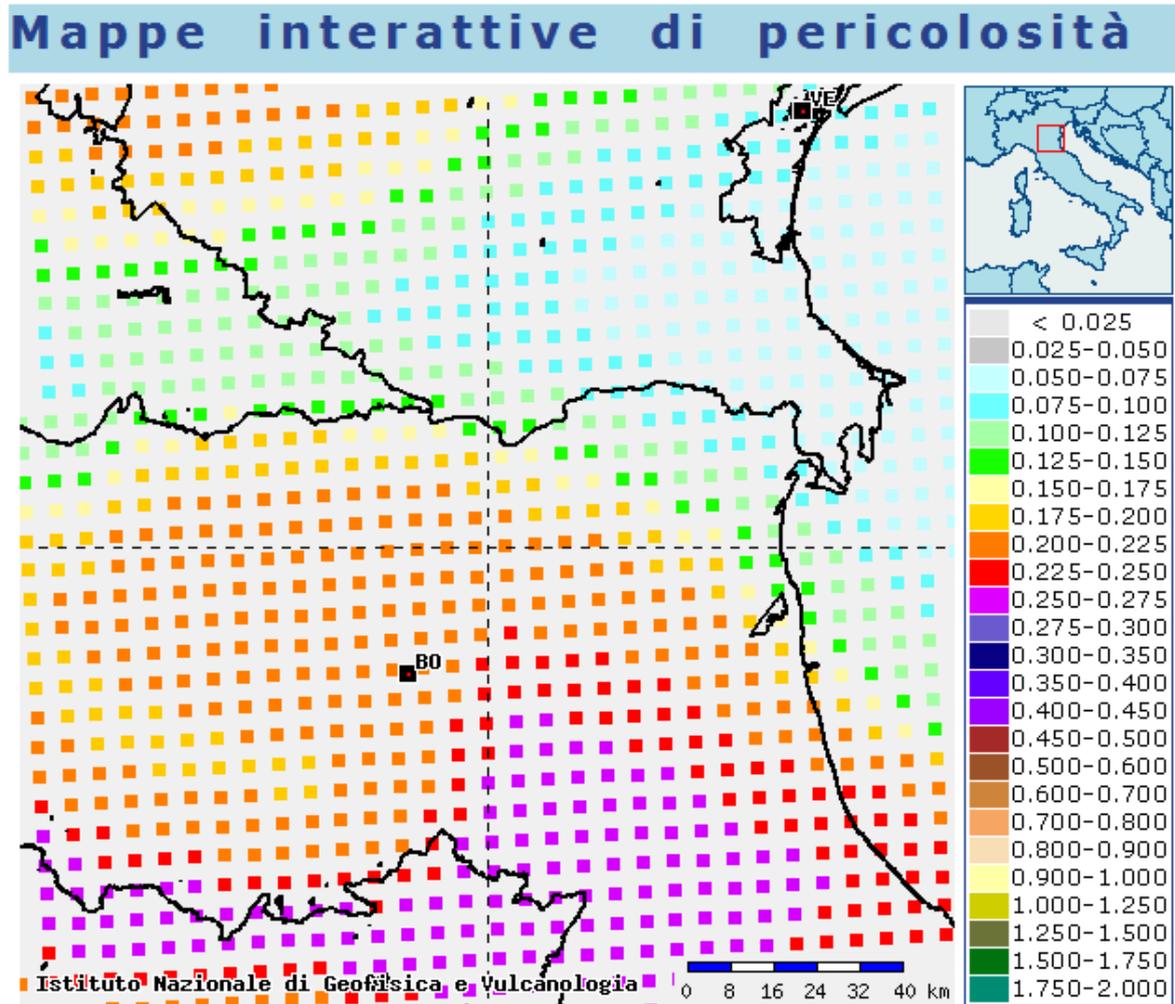


Figura 6 - 4: Valori di accelerazione su suolo rigido per $T_R = 975$ anni

Mappe interattive di pericolosità

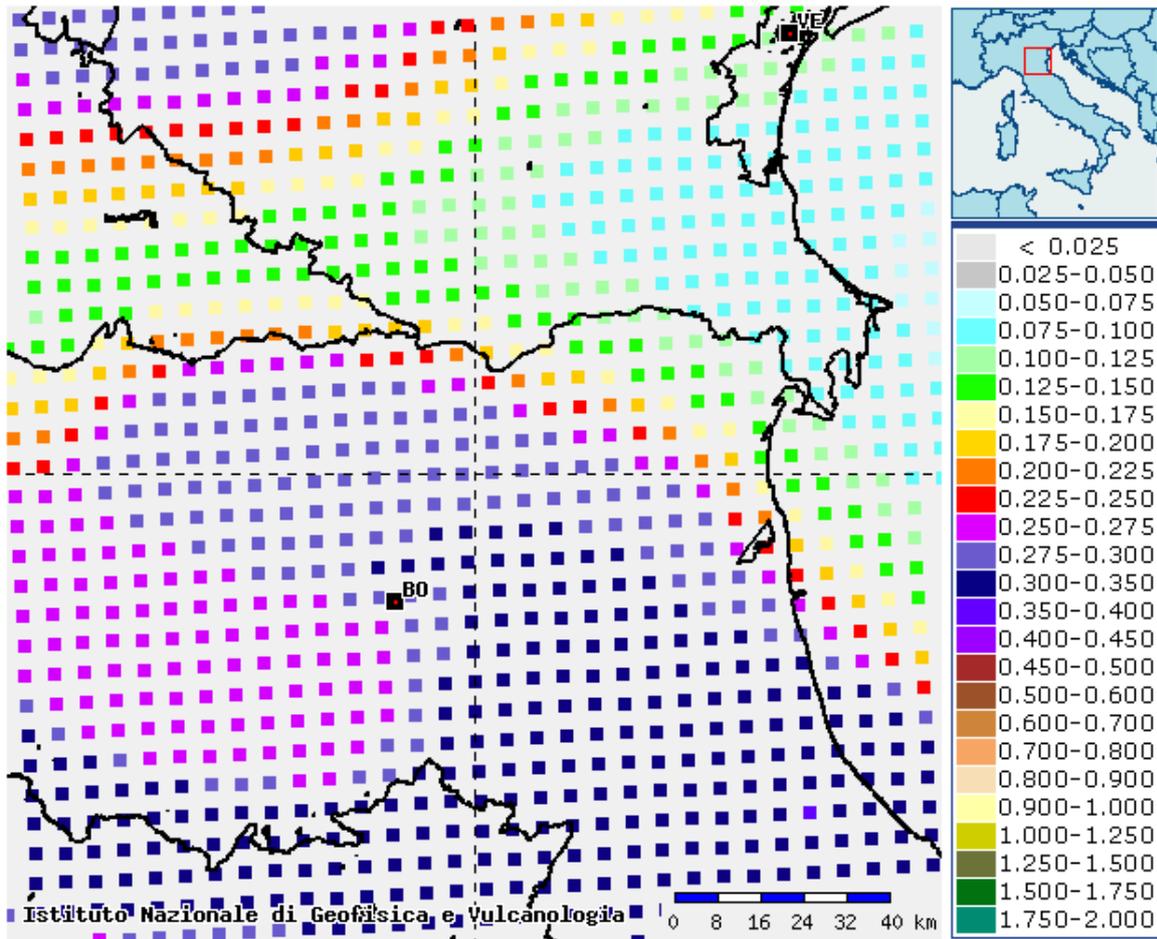


Figura 6- 5: Valori di accelerazione su suolo rigido per $T_R = 2475$ anni

Anno	Mese	Giorno	Area Epicentrale	Lat	Lon	Imx	Io	Maw	Daw	ZS9
-91	-	-	MODENA-REGGIOEMILIA	44.650	10.780	85	80	5.66	0.17	913
725	-	-	CLASSE-RAVENNA	44.400	12.220	85	80	5.57	0.19	912
1117	1	3	VERONESE	45.330	11.200	90	95	6.49	0.15	906
1194	-	-	GALEATA	44.068	12.078	70	70	5.17	0.30	914
1196	-	-	PISTOIA	43.932	10.913	60	60	4.83	0.26	915
1234	3	20	FERRARA	44.836	11.618	70	70	5.17	0.30	912
1249	9	-	MODENA	44.650	10.930	75	65	5.03	0.33	912
1279	4	30	ROCCASANCASCIANO	44.125	11.919	75	75	5.55	0.20	914
1285	12	13	FERRARA	44.836	11.618	70	65	5.03	0.33	912
1293	7	11	PISTOIA	43.932	10.913	80	80	5.57	0.19	915
1346	2	22	FERRARA	44.920	11.020	75	75	5.81	0.24	912
1365	3	4	VENETO	45.500	12.000	-	60	4.83	0.26	-
1365	7	25	BOLOGNA	44.500	11.330	75	65	5.03	0.33	913
1383	8	4	FORLI'	44.217	12.049	75	75	5.37	0.30	914
1393	6	15	SANTASOFIA	43.996	11.912	70	70	5.17	0.30	914
1399	7	20	MODENESE	44.470	11.070	70	70	5.40	0.16	913
1402	-	-	VERONA	45.438	10.994	60	60	4.83	0.26	906
1409	11	15	PARMA	44.800	10.330	70	60	4.83	0.26	913
1410	5	9	FERRARA	44.836	11.618	65	65	5.03	0.33	912
1424	10	20	CASTROCARO	44.167	11.917	-	60	4.83	0.26	914
1425	8	10	FERRARASUD	44.833	11.667	-	60	4.83	0.26	912
1428	7	3	PREDAPPIO	44.146	12.048	80	80	5.58	0.15	914
1433	5	4	BOLOGNA	44.500	11.330	70	60	5.03	0.17	913
1455	2	6	BOLOGNESE	44.400	11.250	-	75	5.37	0.30	913
1455	12	20	MEDIAVALLEDELRENO	44.420	11.270	75	70	5.18	0.25	913
1465	4	15	REGGIOEMILIA	44.700	10.630	65	65	5.03	0.33	913
1470	4	11	APPENNINOBOLOGNESE	44.161	11.037	80	70	5.17	0.30	915
1474	3	11	MODENA	44.647	10.925	60	60	4.89	0.17	912
1479	10	10	FORLI'	44.217	12.049	60	60	4.83	0.26	914
1483	8	11	ROMAGNAMERIDIONALE	44.170	12.230	85	80	5.67	0.13	912
1491	1	24	VERONA	45.420	11.430	80	75	5.37	0.30	906
1501	6	5	APPENNINOMODENESE	44.520	10.850	90	85	5.85	0.11	913
1505	1	3	BOLOGNA	44.480	11.250	70	70	5.47	0.09	913
1508	10	18	FERRARASUD	44.833	11.667	-	60	4.83	0.26	912
1509	4	19	FAENTINO	44.320	11.870	70	70	5.17	0.30	914
1527	10	4	PISTOIA	43.932	10.913	75	75	5.37	0.30	915
1542	6	13	MUGELLO	44.000	11.380	90	90	5.91	0.10	915
1547	2	10	REGGIOEMILIA	44.700	10.630	80	70	5.21	0.25	913
1570	11	17	FERRARA	44.820	11.630	80	75	5.48	0.11	912
1572	6	4	PARMA	44.851	10.422	70	70	5.13	0.23	913
1574	3	17	FINALEEMILIA	44.833	11.294	70	70	5.12	0.22	912
1586	1	12	SPILAMBERTO	44.583	11.000	-	60	4.83	0.26	913
1591	5	24	REGGIOEMILIA	44.697	10.631	60	60	4.83	0.26	913
1591	7	10	FORLI'	44.400	12.038	65	65	5.24	0.22	912
1597	8	3	MUGELLO	43.980	11.430	75	75	5.22	0.13	915
1600	-	-	PALAZZUOLO	44.113	11.548	75	75	5.37	0.30	914

Anno	Mese	Giorno	Area Epicentrale	Lat	Lon	Imx	Io	Maw	Daw	ZS9
1608	1	6	REGGIOEMILIA	44.697	10.631	60	60	4.83	0.26	913
1611	9	8	SCARPERIA	44.020	11.370	75	70	5.13	0.24	915
1624	3	18	ARGENTA	44.650	11.850	85	75	5.43	0.22	912
1628	11	4	PARMA	44.801	10.329	70	70	5.17	0.30	913
1653	8	15	CESENA	44.215	12.058	65	65	5.03	0.33	914
1655	3	25	ROCCASANCASCIANO	44.060	11.842	60	60	4.83	0.26	914
1661	3	22	APPENNINOROMAGNOLO	44.020	11.900	90	90	5.83	0.07	914
1666	4	14	BOLOGNA	44.500	11.333	-	60	4.83	0.26	913
1671	6	20	RUBIERA	44.709	10.814	70	70	5.34	0.15	912
1687	-	-	CASTELBOLOGNESE	44.333	11.750	-	60	4.83	0.26	914
1688	4	11	ROMAGNA	44.390	11.942	90	90	5.88	0.12	912
1688	8	18	FUSIGNANO	44.417	12.000	-	70	5.17	0.30	912
1689	3	15	FUSIGNANO	44.417	12.000	-	60	4.83	0.26	912
1691	7	14	BOVOLENTA	45.333	11.833	-	60	4.83	0.26	-
1693	7	6	GOITO	45.280	10.644	70	70	5.27	0.14	906
1725	10	28	FAENTINO	44.195	11.863	70	70	5.26	0.16	914
1731	12	-	MONTALE	44.000	11.000	-	65	5.03	0.33	915
1732	2	27	PARMA	44.801	10.329	60	60	4.83	0.26	913
1732	8	9	FAENZA	44.286	11.881	60	60	4.83	0.26	914
1740	3	6	GARFAGNANA	44.124	10.590	75	70	5.18	0.14	915
1743	5	29	FERRARA	44.836	11.618	65	65	5.03	0.33	912
1753	4	22	GALEATA	43.983	11.920	65	65	5.03	0.33	914
1756	8	17	PADOVA	45.417	11.833	-	60	4.83	0.26	-
1762	4	15	BORGOS.LORENZO	44.000	11.333	-	70	5.17	0.30	915
1768	10	19	APPENNINOROMAGNOLO	43.930	11.870	90	90	5.84	0.09	914
1771	8	13	CAMUGNANO	44.167	11.167	-	60	4.83	0.26	913
1774	3	4	PARMA	44.801	10.329	60	60	4.83	0.26	913
1778	6	11	FORLI'	44.217	12.049	65	65	5.03	0.33	914
1779	6	4	BOLOGNESE	44.450	11.520	70	65	4.97	0.20	914
1780	5	25	RAVENNA	44.417	12.198	65	65	5.03	0.33	912
1781	4	4	FAENTINO	44.235	11.797	90	90	5.84	0.09	914
1781	7	17	ROMAGNA	44.280	11.950	80	80	5.53	0.11	914
1796	10	22	EMILIAORIENTALE	44.620	11.670	70	70	5.63	0.15	912
1806	2	12	NOVELLARA	44.862	10.671	70	70	5.26	0.16	912
1810	12	25	NOVELLARA	44.898	10.712	70	70	5.28	0.10	912
1811	7	15	SASSUOLO	44.572	10.728	70	70	5.24	0.19	913
1813	9	21	ROMAGNACENTRALE	44.250	11.970	70	70	5.32	0.18	914
1815	8	12	PISTOIA	43.932	10.913	60	60	4.83	0.26	915
1818	12	9	LANGHIRANO	44.668	10.286	75	75	5.57	0.10	913
1826	10	-	TREDOZIO	44.083	11.750	-	60	4.83	0.26	914
1828	4	8	GALEATA	44.113	12.007	60	60	4.83	0.26	914
1830	1	26	TREPPIO	44.083	11.000	-	60	4.83	0.26	915
1831	9	11	REGGIANO	44.750	10.550	75	75	5.48	0.13	912
1832	3	13	REGGIANO	44.770	10.470	75	75	5.59	0.07	913
1835	2	6	BORGOS.LORENZO	43.933	11.383	-	70	5.17	0.30	915
1841	10	15	SANGUINETTO	45.167	11.110	60	60	4.83	0.26	-
1843	10	25	VERNIO	44.072	11.144	75	70	5.22	0.23	915

Anno	Mese	Giorno	Area Epicentrale	Lat	Lon	Imx	Io	Maw	Daw	ZS9
1844	3	10	FORLI'	44.178	12.146	65	65	5.03	0.33	914
1849	1	6	CASAGLIA	44.083	11.500	-	60	4.83	0.26	914
1850	9	18	MODENA	44.614	10.965	60	60	4.83	0.26	912
1854	6	16	CASTELBOLOGNESE	44.333	11.750	-	70	5.17	0.30	914
1857	2	1	PARMENSE	44.749	10.480	65	65	5.26	0.12	913
1861	1	28	S.SOFIA	43.917	11.917	-	60	4.83	0.26	914
1861	10	16	FORLI'	44.231	12.124	70	65	5.13	0.20	914
1864	3	15	ZOCCA	44.337	11.059	65	65	5.03	0.33	913
1864	12	11	MUGELLO	44.042	11.282	70	70	5.11	0.21	915
1869	6	25	VERGATO	44.314	11.116	75	75	5.32	0.19	913
1869	12	13	SERRAMAZZONI	44.500	10.750	-	65	5.03	0.33	913
1870	10	30	MELDOLA	44.139	12.052	80	80	5.59	0.09	914
1873	5	16	REGGIANO	44.612	10.701	65	65	5.13	0.20	913
1874	10	7	IMOLESE	44.164	11.579	70	70	4.99	0.13	914
1875	1	10	TREDOZIO	44.033	11.800	-	60	4.83	0.26	914
1878	3	12	BOLOGNESE	44.420	11.550	60	60	4.83	0.26	914
1878	11	9	CASTELDELRIO	44.250	11.500	-	70	5.17	0.30	914
1879	4	27	VALLEDELSENIO	44.170	11.580	75	70	5.18	0.17	914
1881	1	24	BOLOGNESE	44.320	11.350	70	65	5.14	0.17	913
1881	2	12	RUSSI	44.270	11.958	65	65	5.03	0.33	914
1881	9	28	CESENA	44.143	12.189	70	65	5.03	0.33	914
1886	10	15	COLLECCHIO	44.750	10.306	60	60	4.83	0.26	913
1887	9	30	FAENZA	43.973	11.900	65	60	4.83	0.26	914
1889	3	8	BOLOGNA	44.518	11.237	60	60	4.83	0.26	913
1889	12	12	SANPIEROASIEVE	43.899	11.643	60	60	4.83	0.26	915
1891	6	7	VALLED'ILLASI	45.570	11.170	90	85	5.71	0.05	906
1891	6	15	PESCHIERA	45.430	10.767	60	60	4.83	0.26	906
1891	8	1	LUGO	44.417	11.933	-	60	4.83	0.26	912
1892	5	17	CARPINETI	44.450	10.517	-	60	4.83	0.26	913
1892	8	9	TREGNAGO	45.567	11.167	-	70	5.17	0.30	906
1892	12	29	CASTELDELRIO	44.167	11.500	-	60	4.83	0.26	914
1894	2	9	TREGNAGO	45.567	11.150	-	70	5.17	0.30	906
1895	3	23	COMACCHIO	44.684	11.987	65	60	4.83	0.26	912
1895	5	25	PAPOZZE	45.000	12.000	-	60	4.83	0.26	-
1895	7	3	COMACCHIO	44.700	12.183	-	60	4.83	0.26	912
1895	8	7	FANANO	44.250	10.750	-	60	4.83	0.26	913
1895	9	4	VALLEDELMONTONE	44.030	11.820	75	65	5.03	0.33	914
1896	7	8	LIZZANO	44.133	10.933	-	60	4.83	0.26	915
1896	12	8	FANANO	44.250	10.750	-	60	4.83	0.26	913
1898	1	16	ROMAGNASETTENT.	44.650	11.770	70	65	5.03	0.33	912
1898	2	17	S.SOFIA	43.917	11.917	-	60	4.83	0.26	914
1898	3	4	CALESTANO	44.503	10.314	70	65	5.07	0.09	913
1899	6	26	VALLEDELBISENZIO	43.900	11.120	70	70	5.09	0.11	916
1901	1	20	POGGIORUSCO	45.000	11.100	-	60	4.83	0.26	-
1904	2	25	REGGIANO	44.480	10.630	70	60	5.13	0.07	913
1904	6	10	FRIGNANO	44.180	10.780	70	60	5.08	0.10	915
1907	4	25	BOVOLONE	45.318	11.073	60	60	4.94	0.11	906

Anno	Mese	Giorno	Area Epicentrale	Lat	Lon	Imx	Io	Maw	Daw	ZS9
1908	6	28	FINALEMILIASUD	44.800	11.300	-	60	4.83	0.26	912
1909	1	13	BASSAPADANA	44.579	11.688	65	65	5.53	0.05	912
1909	3	18	CARPINETI	44.500	10.500	-	60	4.83	0.26	913
1911	2	19	ROMAGNAMERIDIONALE	44.120	12.080	70	70	5.38	0.04	914
1913	2	13	LIZZANO	44.100	10.900	-	60	4.77	0.11	915
1913	7	21	VALLEDELLAMONE	44.041	11.762	60	60	5.07	0.09	914
1915	1	13	BERTINORO	44.133	12.100	-	60	4.83	0.26	914
1915	10	10	REGGIOEMILIA	44.732	10.469	65	60	5.01	0.08	913
1917	1	8	ROCCASANCASCIANO	44.017	11.917	-	60	4.83	0.26	914
1917	12	2	GALEATA	44.059	11.829	65	65	5.20	0.08	914
1918	11	10	APPENNINOROMAGNOLO	43.930	11.900	80	80	5.79	0.03	914
1919	6	29	MUGELLO	43.950	11.480	90	90	6.18	0.05	915
1923	6	28	FORMIGINE	44.595	10.799	60	60	5.21	0.05	913
1924	6	12	FANANO	44.167	10.733	-	60	4.99	0.11	915
1928	6	13	CARPI	44.797	10.872	70	65	4.85	0.09	912
1929	4	20	BOLOGNESE	44.470	11.130	80	70	5.55	0.02	913
1929	7	18	MUGELLO	43.988	11.507	70	65	5.07	0.04	915
1930	5	24	FIUMALBO	44.136	10.724	60	60	5.22	0.05	915
1930	9	24	SCANDIANO	44.600	10.600	-	60	4.83	0.26	913
1931	4	5	FAENTINO	44.192	11.708	65	65	5.10	0.01	914
1931	9	5	FIRENZUOLA	44.057	11.367	70	65	5.09	0.01	915
1931	12	15	BORGOS.LORENZO	43.967	11.383	-	60	5.00	0.09	915
1935	6	5	FAENTINO	44.260	11.876	60	60	5.34	0.05	914
1937	12	10	APPENNINOMODENESE	44.334	10.834	70	65	5.42	0.04	913
1939	2	11	MARRADI	44.002	11.431	70	70	5.17	0.10	915
1949	3	9	FIRENZUOLA	44.100	11.383	-	60	4.78	0.15	915
1952	12	2	SPINELLO	43.933	11.967	-	60	4.83	0.26	914
1953	2	13	CASAGLIA	44.033	11.517	-	60	4.83	0.26	915
1953	12	14	BORELLO	44.067	12.183	-	60	4.99	0.11	914
1956	4	26	PASSOFUTA	44.150	11.317	-	60	4.95	0.09	913
1956	5	26	S.SOFIA	43.983	11.920	65	60	5.09	0.04	914
1957	4	17	S.SOFIA	43.937	11.942	60	60	4.85	0.11	914
1957	8	27	ZOCCA	44.394	10.994	60	60	5.06	0.09	913
1960	4	30	BRISIGHELLA	44.167	11.750	-	60	4.83	0.26	914
1960	10	29	MUGELLO	43.981	11.403	70	70	4.93	0.10	915
1962	5	11	CAMUGNANO	44.200	11.167	-	60	4.83	0.07	913
1966	5	26	MONTEVEGLIO	44.500	11.200	-	60	4.83	0.26	913
1967	5	15	S.POLO	44.600	10.400	-	60	4.83	0.26	913
1967	12	30	BASSAPADANA	44.604	11.997	60	60	5.36	0.08	912
1970	5	3	S.POLO	44.633	10.383	-	60	4.80	0.21	913
1970	5	5	PAVULLO	44.350	10.850	-	60	4.83	0.26	913
1971	7	15	PARMENSE	44.820	10.350	80	75	5.61	0.07	913
1973	11	7	BORGOS.LORENZO	43.983	11.417	-	65	4.84	0.24	915
1983	11	9	PARMENSE	44.765	10.270	70	65	5.10	0.18	913
1987	5	2	REGGIANO	44.797	10.697	60	60	5.05	0.07	912
1996	10	15	CORREGGIO	44.782	10.683	70	70	5.44	0.18	912

Tabella 6- 1: Estratto dal catalogo parametrico dei terremoti italiani (CPTI, 2004) degli eventi con epicentro entro 50 km dall'asse stradale. I_{max} =intensità massima; I_0 = intensità epicentrale; M_{aw} = magnitudo momento; D_{aw} = errore associato alla stima di M_{aw} ; ZS9 = zona sorgente.

Mappe interattive di pericolosità

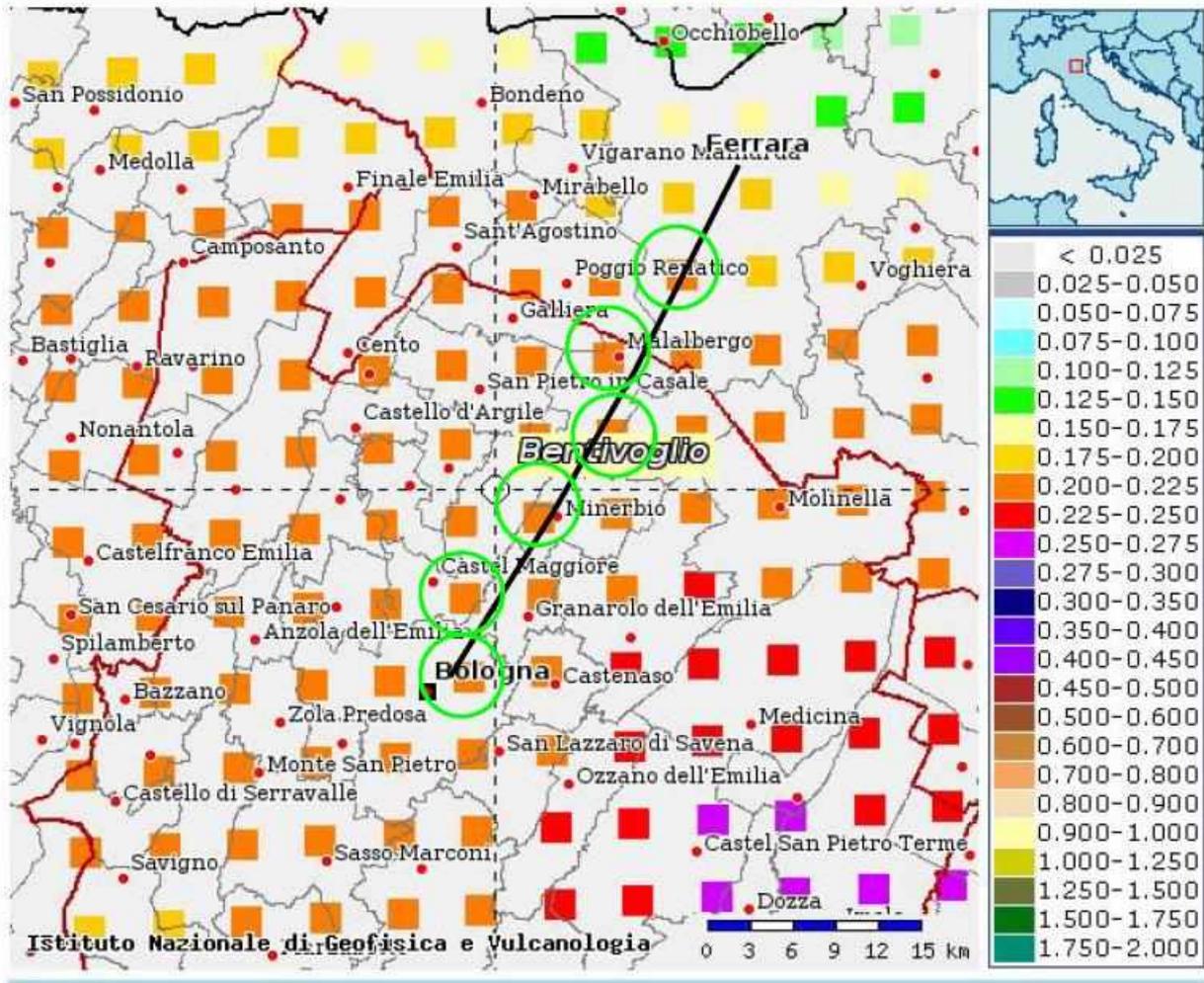


Figura 6- 6: punti della maglia INGV utilizzati per lo studio di disaggregazione e per le analisi di liquefazione

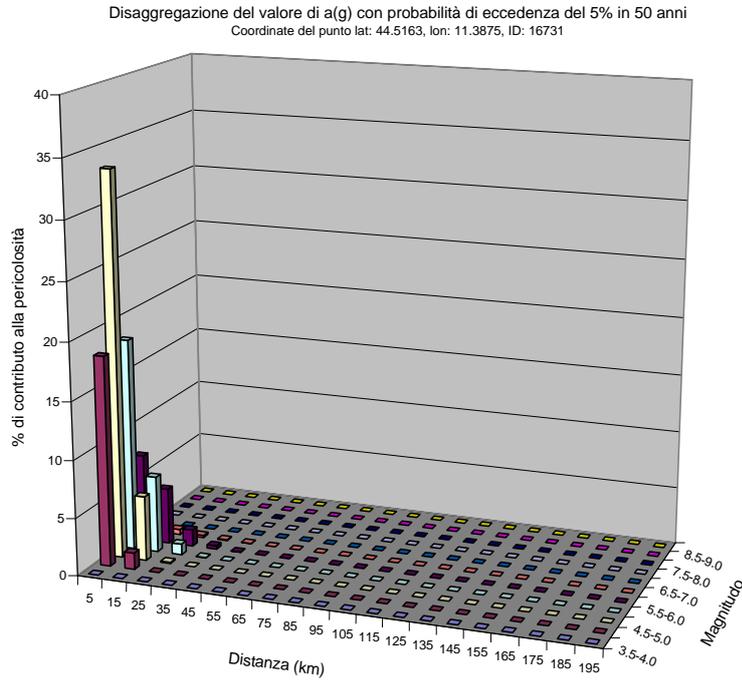


Figura 6- 7: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica stato limite SLV (975 anni)

APPENDICE 7

Piano di Monitoraggio Geotecnico

INDICE

APPENDICE 7	1
1. Piano di monitoraggio geotecnico	3
1.1 Asse autostradale (rilevati)	3
1.2 Nuovi sottovia di via Aposazza (ST01S e ST01N)	3
2. Valorizzazione del piano di monitoraggio	6

1. PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

La presente appendice descrive e riporta le esigenze di monitoraggio geotecnico, da condurre in corso d'opera, per le opere geotecniche previste per il Prosecuzione fino alla via Aposazza del sistema Tangenziale di Bologna.

1.1 Asse autostradale (rilevati)

Il monitoraggio geotecnico dei rilevati non è previsto essendo i rilevati di altezza ridotta e in condizioni geotecniche non particolarmente problematiche in termini di cedimenti attesi nel tempo.

1.2 Nuovi sottovia di via Aposazza (ST01S e ST01N)

Al fine di monitorare la progressione dei cedimenti con particolare interesse per i nuovi sottovia di via Aposazza (ST01S e ST01N), si prevede di collocare **mire ottiche** in corrispondenza delle spalle e delle pile del Ponte.

La distribuzione delle letture (frequenza minima) comprenderà:

- T0 piano intradosso fondazione (riferimento);
- T1 completamento elevazione opera in c.a.;
- T2 posa impalcato;
- T4→T7 lettura con frequenza quindicinale;
- T8 lettura del cedimento a 3 mesi dalla posa dell'impalcato;
- T9 lettura del cedimento a 6 mesi dalla posa dell'impalcato;
- T10 lettura del cedimento a 12 mesi dalla posa dell'impalcato.

In base alle evidenze ottenute sia in termini di gradiente nel tempo della curva di cedimento, sia in confronto alle attese di calcolo, potrà essere valutata la necessità di ulteriori letture.

OPERA	LUCI	MIRE OTTICHE
Nuovo sottovia di via Aposazza (ST01S).	1	6 (3 per ogni pila/spalla)
Nuovo sottovia di via Aposazza (ST01N).	1	6 (3 per ogni pila/spalla)
	TOT	12

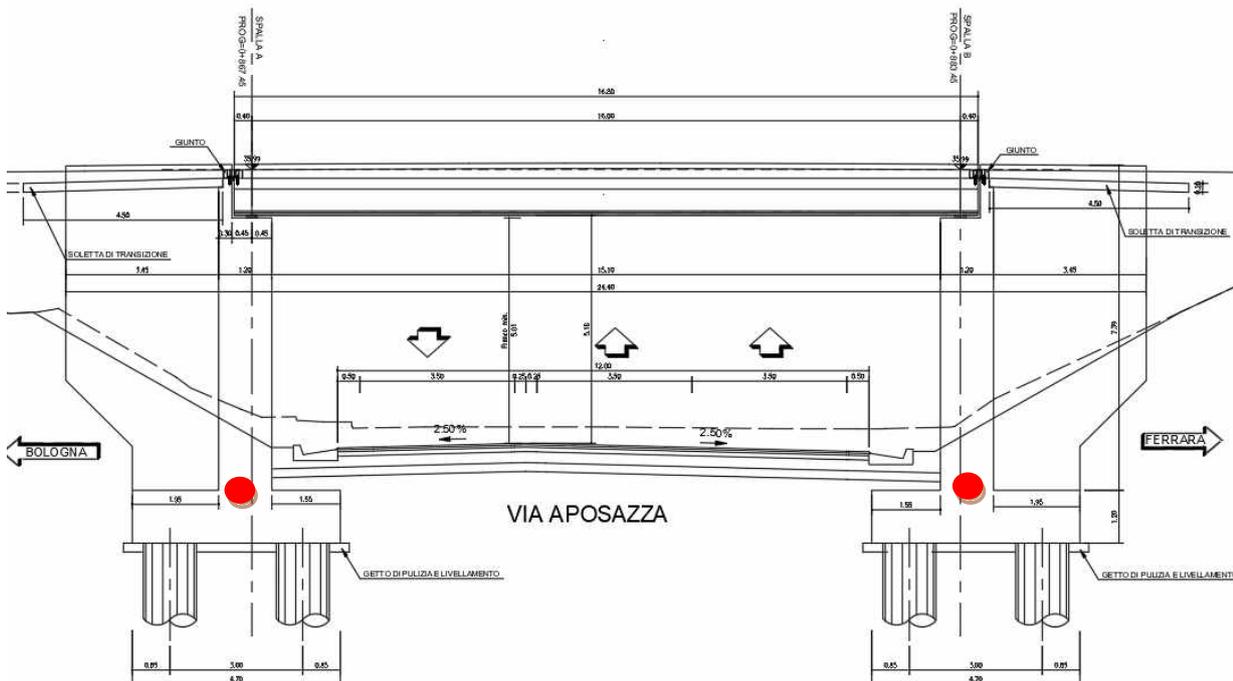


Figura 1: Nuovo sottovia di via Aposazza (ST01S)

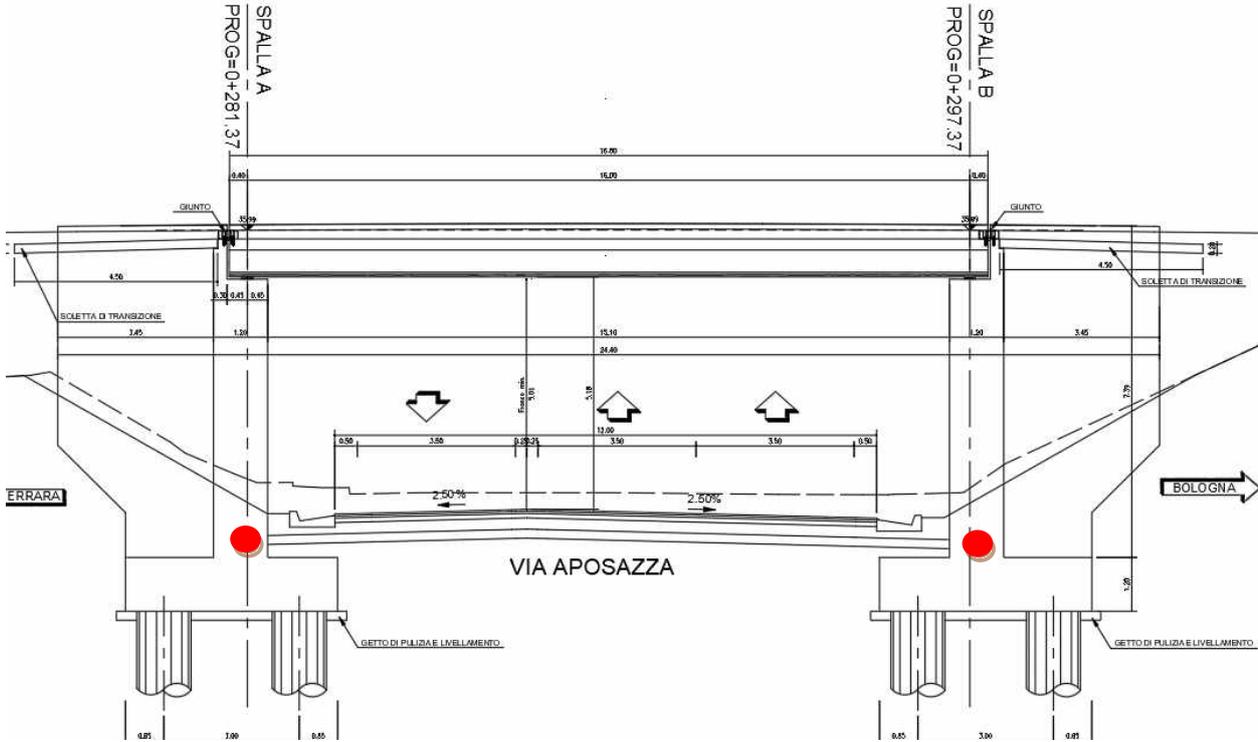


Figura 2: Nuovo sottovia di via Aposazza (ST01N)

2. VALORIZZAZIONE DEL PIANO DI MONITORAGGIO

Per il controllo dei rilevati si è fatto riferimento al prezziario ANAS 2020 "Prove, Indagini e Monitoraggio":

ANAS 2020	FORNITURA E POSA IN OPERA		Q.tà totale	Prezzo unitario	Prezzo totale
IG.10.120.001	<p>MINIPRISMA Per monitoraggio topografico. Lo strumento dovrà avere le seguenti caratteristiche minime: - supporto orientabile; - struttura metallica di protezione; - sistema di protezione dai raggi solari; - guarnizione per evitare infiltrazioni di acqua nella filettatura di attacco del prisma; - quarzo riflettente con precisione di lavorazione delle sup. di 2"; - dimensioni del quarzo di 32 mm. Nel prezzo è inclusa la documentazione a corredo (es. certificati), l'imballo e il trasporto della strumentazione, nonché il materiale di consumo e tutto il necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte (es. staffe di fissaggio, ecc.). Compreso fornitura e posa in opera. PER OGNI MINIPRISMA</p>	cad.	12	117,07 €	1.404,84 €
IG.10.120.010	<p>CAPOSALDO TOPOGRAFICO Per monitoraggio topografico e misure di livellazione. Nel prezzo è inclusa la documentazione a corredo (es. certificati), l'imballo e il trasporto della strumentazione, nonché il materiale di consumo e tutto il necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Compreso fornitura e posa in opera. PER OGNI CAPOSALDO TOPOGRAFICO. cadauno</p>	cad.	6	31,72 €	190,32 €
			TOTALE	€ 1.595,16	

ANAS 2020	GESTIONE STRUMENTAZIONE		Q.tà totale	Prezzo unitario	Prezzo totale
IG.10.0C	<p>SQUADRA DI TOPOGRAFI PER MONITORAGGIO TOPOGRAFICO Squadra di topografi automunita specializzata in misure nell'ambito del monitoraggio topografico (livellazioni, misure di convergenza, ecc.) e fornita di idonea strumentazione necessaria all'espletamento dell'incarico. Nel prezzo è incluso il trasporto e il posizionamento dell'attrezzatura, l'elaborazione dei dati e la restituzione grafica. PER OGNI SQUADRA DI TOPOGRAFI</p>	h.	48	75,98 €	3.647,04 €

		TOTALE	€ 3.647,04
--	--	---------------	-------------------