

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio - Bergamo.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA INTERVENTO

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 9 D 2 6 G E G E 0 0 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Grimaldi 	Febbraio 2021	A. Maran 	Febbraio 2021	M. Berlingeri 	Febbraio 2021	A. Perego Febbraio 2021

File: NB1R09D26GEGE0005001A

n. Elab.: X-X

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE.....	6
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	7
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	8
3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	13
3.1 CAMPAGNA INDAGINI DEL PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA (FINE 2017).....	13
3.2 CAMPAGNA INDAGINI DEL PROGETTO DEFINITIVO (FINE 2019).....	14
4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	17
4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	17
4.2 IL FENOMENO DEGLI OCCHI POLLINI.....	19
4.3 DESCRIZIONE UNITÀ GEOTECNICHE.....	20
5. PROFILO FREATICO.....	23
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	25
6.1 GENERALITÀ.....	25
6.2 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE CPT/CPTU.....	25
6.3 INDIVIDUAZIONE DEL TIPO DI TERRENO DA PROVE DPSH.....	27
6.4 TERRENI COESIVI (LIMI E ARGILLE) SATURI.....	28
6.4.1 <i>Introduzione</i>	28
6.4.2 <i>Stato tensionale iniziale</i>	28
6.4.3 <i>Resistenza al taglio non drenata</i>	30
6.4.4 <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	31
6.4.5 <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	31
6.4.6 <i>Coefficienti di permeabilità</i>	35
6.4.7 <i>Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria</i>	36

6.5	TERRENI INCOERENTI (SABBIE PIÙ O MENO LIMOSE)	36
6.5.1	<i>Introduzione</i>	36
6.5.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>	37
6.5.3	<i>Densità relativa</i>	38
6.5.4	<i>Indice dei vuoti iniziale</i>	43
6.5.5	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	43
6.5.6	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	45
7.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE	51
7.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO	51
7.1.1	<i>Resistenza alla punta da SCPTU</i>	53
7.1.2	<i>Numero colpi N_{spt}</i>	56
7.1.3	<i>Valori RQD</i>	57
7.1.4	<i>Velocità delle onde di taglio da SCPTU</i>	59
7.1.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	60
7.1.6	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	73
7.2	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO	85
7.2.1	<i>Granulometrie e caratteristiche fisiche</i>	86
7.2.2	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	96
7.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	96
8.	PERMEABILITÀ TERRENI	98
8.1	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ DI PROGETTO	100
9.	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	102
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI ASSOCIATI ALLE UNITÀ STRATIGRAFICHE	105
10.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO	107
10.1	TRATTA DA 0+750 A 1+150	109
10.2	TRATTA DA 1+150 A 1+700	110

POSSIBILE RIUTILIZZO DEL MATERIALE PROVENIENTE DAGLI SCAVI.....	111
10.3 CLASSIFICAZIONE DEL MATERIALE SCAVATO	111
11. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	112
11.1 PREMESSA	112
11.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	113
11.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO.....	114
11.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO.....	115
11.5 RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	118
ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE.....	122
11.6 GENERALITÀ.....	122
11.7 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	123
11.8 PERICOLOSITÀ SISMICA E MAGNITUDO.....	125
11.9 METODO DI ANALISI.....	126
11.9.1 CRR da correlazioni su prove SPT.....	127
11.9.2 Calcolo del fattore di sicurezza.....	130
11.9.3 Calcolo dei cedimenti post-sismici.....	131
11.9.4 Indice di potenziale di liquefazione.....	132
11.10 SINTESI DEL RISULTATO DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE	133
ALLEGATO A VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SU PROVE SPT	136
ALLEGATO B PROVE DI LABORATORIO E LORO INTERPRETAZIONE.....	141

1. INTRODUZIONE

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottarsi per il Progetto Definitivo del Lotto 9 del raddoppio della linea ferroviaria Ponte S. Pietro-Bergamo-Montello. Tale intervento prevede la realizzazione di Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio – Bergamo, finalizzati al prolungamento del raddoppio ferroviario dalla p.k. 1+659,97 alla p.k. 0+923,097. Il raddoppio avverrà in assenza di esercizio.

Il modello geotecnico qui presentato è stato ricostruito a partire dai risultati della campagna di indagine espressamente realizzata per il Progetto Definitivo dell' Appalto 2 del medesimo intervento (fine 2019) e della precedente campagna di indagine del 2017 (dicembre). Ad integrazione dei dati ottenuti dalle suddette campagne di indagine sono stati utilizzati anche e di alcuni ulteriori dati di campagne precedenti che è stato possibile recuperare in parte.

Occorre precisare che nella caratterizzazione geotecnica delle unità stratigrafiche vengono implementati anche gli esiti delle prove esterne all'appalto in esame perché comunque le unità intercettate sono parte di quelle intercettate nello sviluppo dell'intero progetto Ponte S. Pietro – Bergamo.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell'ambito del progetto in esame.

Il tracciato ferroviario della linea in esame, e di conseguenza le opere con essa interferenti o prossime, è stato suddiviso in tratte omogenee per stratigrafia e caratteristiche geotecniche. Per ogni tratta sono stati definiti i profili ed i parametri geotecnici di progetto da adottarsi per le verifiche di sicurezza e funzionalità delle opere, riportate nelle specifiche relazioni geotecniche di calcolo.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto e di base

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Relazione geotecnica generale – (Doc. Rif. – BGF100F10GEOC0000001B)
- [2] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Relazione geologica – (Doc. Rif. – BGF100F69RGGE0001001A)
- [3] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Indagini geofisiche – (Doc. Rif. BGF100F69IGGE0001001A)
- [4] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Prove di laboratorio – (Doc. Rif. BGF100F69PRGE0001001A)
- [5] Progetto di Fattibilità Tecnico Economica – Esiti indagini e prove in sito – (Doc. Rif. BGF100F69SGGE0001001A)
- [6] Progetto Definitivo – Indagini in sito
- [7] Progetto Definitivo – Prove di laboratorio
- [8] Progetto Definitivo - Relazione Geologica
- [9] Progetto Definitivo - Carta e Profilo geologico Tav.1/2
- [10] Progetto Definitivo - Carta e Profilo geologico Tav.2/2
- [11] Progetto Definitivo - Carta e Profilo idrogeologico Tav. 1/2
- [12] Progetto Definitivo - Carta e Profilo idrogeologico Tav. 1/2
- [13] Progetto Definitivo – Plano-profilo geotecnico - Tav. 1 - (Doc. rif. – NB1R00D26F6GE0005001)
- [14] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 2 - (Doc. rif. - NB1R00D26F6GE0005002)
- [15] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 3 - (Doc. rif.- NB1R00D26F6GE0005003)

[16] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 4 - (Doc. rif. - NB1R00D26F6GE0005004)

[17] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 5 - (Doc. rif. - NB1R00D26F6GE0005005)

[18] Progetto Definitivo - Plano-profilo geotecnico - Tav. 6 - (Doc. rif. - NB1R00D26F6GE0005006)

2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

[19] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.

[20] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

[21] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI".

[22] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – "Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra".

[23] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – "Opere in terra e scavi"– RFI.

[24] 2008/217/CE - "Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)".

[25] 2011/275/CE - "Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)".

[26] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

[27] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[28] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

[29] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.3 Bibliografia

- [30] Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- [31] 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.
- [32] Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [33] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [34] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- [35] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [36] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [37] 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.
- [38] Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..

- [39] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [40] Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [41] Hegazy, YA and Mayne, PW. (1995) "Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types," Proc., International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, 2, Swedish Geotechnical Society, 173-178.
- [42] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [43] Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: Soils and Foundations, 32(1), p.173-188.
- [44] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [45] Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330.
- [46] 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.
- [47] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [48] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [49] 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.

- [50] Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_0 in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [51] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- [52] Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- [53] Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- [54] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [55] Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
- [56] 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.
- [57] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- [58] Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- [59] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [60] 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.
- [61] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.

- [62] Sonmez H. (2003), "Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction prone area (Inegol, Turekey)", Environ. Geology, vol 44, n° 7, pp. 862-871.
- [63] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [64] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [65] Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- [66] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [67] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [68] Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide in infinite slope". Soil dynamics and earthquake Eng., vol. 26, pp. 253-264.
- [69] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [70] 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

- [71] Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.
- [72] Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>. Sito web: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
- [73] Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E.; 2008. A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. *Tectonophysics*, 450(1), 85-108. DOI:10.1016/j.tecto.2008.01.003
- [74] Rovida, A., Camassi, R., Gasperini P. e Stucchi, M. (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11.
- [75] Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

L'area oggetto del presente lavoro è stata investigata in prima fase dalla campagna di indagini geognostiche del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica eseguite alla fine del 2017 e successivamente dalla campagna di indagine per il Progetto Definitivo condotta alla fine del 2019. I risultati ottenuti dalle suddette hanno permesso di definire il modello geotecnico dell'area.

Di seguito si riportano i dettagli delle suddette campagne di indagini geognostiche.

Occorre precisare che le campagne indagini riportate contengono prove anche esterne alla tratta in progetto e vengono riportate per memoria e perché le unità geotecniche riscontrate nell'appalto in esame sono una parte di quelle del più ampio progetto Ponte S. Pietro – Bergamo.

In particolare, le prove effettivamente ricadenti nel progetto sono le seguenti:

- sondaggi S4, S5, S6, S7, S8, S9;
- sondaggi PNNM00O02 e SCNM00O01 della BG-TV;
- MASW 5, 6 e 7;
- tomografie E2D_1065, E2D_1270, E2D_1470, E2D_1735, E2D_1700.

3.1 Campagna indagini del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (fine 2017)

La campagna di indagini geognostiche del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica è stata condotta da EuroGeo srl per conto di Italferr; nell'ambito dei Lotti 1 e 2 sono stati eseguiti complessivamente N°12 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 30 e i 50 metri dal piano campagna. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove in situ (SPT, Pocket Penetrometer e di permeabilità tipo Lefranc) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati; successivamente sono stati installati i piezometri Casagrande in N°10 fori di sondaggio. N°2 sondaggi sono stati invece attrezzati con tubazioni in pvc per l'esecuzione di prove Down-hole.

Sempre nell'ambito della medesima indagine sono state eseguite anche delle N°3 prove MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e N°4 stendimenti geofisici di sismica a rifrazione.

Sui campioni indisturbati, di qualità idonea, sono state eseguite prove di classificazione (limiti di Atterberg e granulometria) e prove di taglio diretto.

Di seguito si riporta l'elenco delle indagini eseguite.

Tabella 1: Sondaggi e prove in sito della campagna di indagine del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica 2017

Ubicazione sondaggi				
Sondaggio	X (est)	Y (nord)	Strumentazione	Prof. (m)
PNBGF1F01	1545492.189	5060778.801	Piezometro	30
DHBGF1P02	1545873.292	5060908.715	Downhole	50
PNBGF1V03	1546243.697	5060951.835	Piezometro	30
PNBGF1O04	1546679.427	5060943.812	Piezometro	30
PNBGF1C05	1546983.065	5060593.755	Piezometro	30
PNBGF1O06	1547167.362	5060216.415	Piezometro	30
PNBGF1O07	1547704.392	5060006.364	Piezometro	30
PNBGF1O08	1548528.158	5059851.656	Piezometro	30
DHBGF1C09	1549119.353	5059727.744	Downhole	30
PNBGF1010	1550137.228	5059551.404	Piezometro	30
PNBGF1011	1554199.039	5059671.290	Piezometro	30
PNBGF1012	1559804.660	5059137.839	Piezometro	30

3.2 Campagna indagini del Progetto Definitivo (fine 2019)

La campagna di indagini geognostiche del Progetto Definitivo è stata condotta da Vicenzetto per conto di Italferr e nel dettaglio ha compreso quanto segue:

Indagini in sito:

- N° 19 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità variabile tra i 30 e i 40 metri;
- N°33 prove di permeabilità di tipo Lefranc;
- installazione in N°12 fori di sondaggio di piezometri Casagrande;
- N°194 prove penetrometriche in foro tipo SPT nei 18 fori di sondaggio (punta aperta con prelievo di campioni rimaneggiati);
- N°3 prove penetrometriche sismiche con punta piezoconica (SCPTU) spinte sino a profondità massima di 6 m.

- prove con Pocket penetrometers e Torvane;
- N°15 Rilievi Tomografici Elettrici in acquisizione 3D, denominati con sigla E3D_xxxx;
- N°10 Rilievi Tomografici Elettrici in acquisizione 2D, denominati con sigla E2D_xxxx;
- N°16 stendimenti sismici con acquisizione prove di tipo Re.Mi. / MASW, denominate con sigla da M1 a M16 finalizzate alla determinazione del parametro V_s ;
- N°2 Prove Down-Hole in foro, denominate DH-1 e DH-2 per la definizione dei profili di velocità, eseguite nei rispettivi fori di sondaggio L1-S14 e L1-S16;
- N°2 prospezioni sismiche a rifrazione con registrazione in onde P e S.

Prove di laboratorio:

- prelievo di n. 9 campioni indisturbati durante la perforazione, con l'esecuzione di:
 - descrizione e prove di classificazione;
 - N°2 prove di taglio diretto (TD);
 - N°2 prove edometriche (EDO);
 - N°1 prova di compressione triassiale consolidata non drenata (TXCIU);
- prelievo di n. 114 campioni rimaneggiati da cassetta catalogatrice e da SPT con l'esecuzione di:
 - descrizione e prove di classificazione;

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. Rif.[6] e [7].

Di seguito si riporta l'elenco dei sondaggi e delle indagini eseguite.

Tabella 2: Sondaggi e prove in sito della campagna di indagine del Progetto Definitivo

SONDAGGIO	RIF.	GAUSS-BOAGA FUSO O (EPSG 3003)			PROF. (m)
		EST	NORD	QUOTA GEODETICA	
				(m s.m.)	
S1	Piano campagna	1561137.436	5058755.335	232.205	35
	Testa Pozzo			231.818	
S1bis	Piano campagna	1562642.468	5058087.093	225.370	35
	Testa Pozzo			225.298	
S2	Piano campagna	1559860.431	5059109.192	240.353	30
	Testa Pozzo			240.217	
S3	Piano campagna	1553260.581	5060011.499	248.794	35
	Testa Pozzo			248.793	
S4	Piano campagna	1552227.230	5059681.054	239.639	30
	Testa Pozzo			239.488	
S5	Piano campagna	1552049.949	5059599.612	239.385	30
	Testa Pozzo			239.378	
S6	Piano campagna	1551634.280	5059484.452	238.072	30
	Testa Pozzo			237.980	
S7	Piano campagna	1551462.272	5059340.045	236.501	30
	Testa Pozzo			236.394	
S8	Piano campagna	1551259.555	5059343.955	239.636	32
	Testa Pozzo			239.532	
S9	Piano campagna	1550706.368	5059476.557	230.991	30
	Testa Pozzo			230.933	
S10	Piano campagna	1549397.838	5059674.250	233.635	35
	Testa Pozzo			233.363	
S11	Piano campagna	1547649.810	5059999.072	242.878	31.4
	Testa Pozzo			242.760	
S12	Piano campagna	1547197.688	5060188.461	244.084	35
	Testa Pozzo			244.291	
S13	Piano campagna	1546883.169	5060820.395	237.949	30
	Testa Pozzo			237.954	
S14	Piano campagna	1546299.006	5060958.415	220.808	40
	Testa Pozzo			221.358	
S15	Piano campagna	1546165.531	5060942.113	227.270	30
	Testa Pozzo			227.233	
S16	Piano campagna	1545877.733	5060897.789	226.170	30
	Testa Pozzo			226.132	
S17	Piano campagna	1545763.577	5060878.908	230.858	40
	Testa Pozzo			230.900	

4. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

4.1 Inquadramento geologico

Il territorio dell'area oggetto di questo studio è suddivisibile in due settori distinti dal punto di vista geologico e geomorfologico. La zona dei colli appartiene alla porzione più meridionale delle Prealpi Lombarde ed è formata da rocce di età cretacea, fagliate e piegate. La fascia pedecollinare e la pianura sono costituite da ampie falde di depositi quaternari originati dallo smantellamento sin-orogenetico e post-orogenetico delle rocce del substrato roccioso. Generalmente è possibile affermare che entrambe le aree di progetto oggetto di studio si trovano a ridosso della fascia pedecollinare, nella zona più settentrionale di quella di pianura.

Lungo la tratta da Bergamo a Ponte San Pietro, la linea ferroviaria in progetto corre interamente nella fascia di pianura lombarda a ridosso della fascia collinare ed è prevalentemente impostata su depositi ghiaiosi, sabbiosi e limosi appartenenti principalmente al Supersistema della Morla, alle alloformazioni di Bordogna, Brembate, e Bonate e agli allogruppi di Gorle e Palazzago. Si fa notare come, vista l'estensiva urbanizzazione del territorio, pressoché l'intera area del tracciato ricada su variabili spessori di materiali antropici non riportati in carta geologica al fine di dare evidenza in superficie delle unità geologiche sottostanti tali materiali. Nei profili viene comunque riportato uno spessore variabile di antropico a seconda delle evidenze emerse dai sondaggi e dall'area considerata.

In sintesi, dunque la linea ricade sulle seguenti Unità:

- Da p.k. 0+000 a p.k. 4+620 Gruppo della Morla (OR);
- Da p.k. 4+620 a p.k. 6+200 Sintema di Brembate (BEB);
- Da p.k. 6+200 a p.k. 6+520 Unità di Ponte San Pietro (BPO);
- Da p.k. 6+520 a p.k. 6+890 Supersintema di Lenna (LE);
- Da p.k. 6+890 a p.k. 7+040 Sintema del Po (POI);
- Da p.k. 7+040 a p.k. 7+400 Supersintema di Lenna (LE);
- Da p.k. 7+400 a p.k. 7+480 Sintema del Po (POI);

- Da p.k. 7+480 a p.k. 7+515 Supersintema di Lenna (LE);
- Da p.k. 7+515 a p.k. 7+744 Unità di Bonate (BTE).

Facendo riferimento ai profili geologici, partendo dalla zona orientale di Bergamo, ove è stato eseguito il sondaggio L1-S3, alla p.k. 22+600 della linea storica, per spostarsi in direzione della stazione di Ponte San Pietro, la tratta, fino alla p.k. 4+880, è impostata sui depositi del Supersintema della Morla. I sondaggi che ricadono in quest'area mostrano un profilo prevalentemente ghiaioso-sabbioso con la presenza di importanti spessori di materiale fine (limo e argilla) più o meno estese. A profondità superiori ai 20 msi incontra un livello conglomeratico alterato a variabile grado di fratturazione, rinvenuto a partire dal sondaggio L1-S4 sino al sondaggio L1-S9, verticali poste alle progressive km 0+400, 1+286, 1+468 e 2+030. Nel sondaggio L1-S4, dalla profondità di 18.8m da p.c. fino a fondo foro, si incontra uno strato di presunto conglomerato poligenico con un elevato grado di alterazione e molto fratturato, proseguendo, nel sondaggio L1-S7 vengono intersecati due livelli di conglomerato rispettivamente dai 29 ai 30 m di profondità da piano campagna e dai 34 ai 35 m di profondità da piano campagna mentre, nel sondaggio L1-S8 lo spessore aumenta, in quanto questo livello viene incontrato ai 27 m da piano campagna per arrivare fino a fondo foro, a 32 m da p.c., infine, dal sondaggio L1-S9 si osserva una diminuzione dello spessore di questo livello conglomeratico che si interdigita con i più diffusi depositi ghiaiosi sabbiosi del gruppo della Morla.

Inoltre, si fa notare la presenza di uno strato argilloso-limoso presso la progressiva 1+500, che, passando per il sondaggio L1-S9 aumenta di spessore sino ad un massimo presso la progressiva 3+350 dove, il sondaggio L1-S10 ne mostra la presenza da 2 m da p.c. fino a fondo foro, 35m da p.c.; si sottolinea come tale materiale fine includa spesso ghiaia dispersa nella matrice limo-argillosa. Questo livello si interdigita con i depositi ghiaioso sabbiosi fino al sondaggio PNBGF1010 posto alla p.k. 2+600, dove lo spessore del materiale fine si riduce a 7 metri (da 10m da p.c. a 17m da p.c.). Alla progressiva 3+650 il sondaggio DHBGF1C09 mostra, da 4 m da p.c., uno spesso strato arenaceo attribuibile al Flysch di Bergamo, il quale però risulta essere un corpo isolato, non mostrando continuità laterale in altri sondaggi.

Dal sondaggio PNBGF1O08, alla p.k. 4+220, fino al sondaggio PNBGF1O07, posto alla p.k. 5+060, si osserva, al di sotto di ghiaie in matrice limosa, la presenza di uno strato argilloso dai 24 m da p.c. fino ai 30 m. Il sondaggio PNBGF1O08 evidenzia la presenza di due lenti ghiaiose a 30 e a 25 m da p.c, aventi spessore di circa 1.5 m.

Dal sondaggio PNBGF1O07 il tracciato attraversa i depositi dell'alloformazione di Brembate, in cui si riduce la presenza di livelli di materiale fine, mentre predominano i materiali ghiaioso-sabbiosi. Lo spessore di questa formazione è in media 10 m da piano campagna, mentre al di sotto si rinviene ancora il Gruppo della Morla. In particolare, la stratigrafia del sondaggio in esame, mostra un passaggio tra le due unità a 7.5 m da piano campagna per continuare poi con uno spesso livello di ghiaia e sabbia con presenza di matrice fine. Questa successione stratigrafica si incontra fino alla p.k. 6+200 e i sondaggi interessati sono L1-S11 (p.k. 5+200), L1-S12 (p.k. 5+540), PNBGF1O06 (p.k. 5+650) e il sondaggio PNBGF1C05 (p.k. 6+060). In particolare, i sondaggi L1-S11 e PNBGF1C05 mostrano la presenza del Flysch di Bergamo, a partire rispettivamente da 25.5 e 14.5 m da p.c., in corpi che non mostrano continuità laterale.

Per i dettagli si rimanda al Doc. Rif. [8] e Doc. Rif. [9] e [10].

4.2 Il fenomeno degli occhi pollini

L'Alta Pianura Lombarda è caratterizzata dalla presenza di sprofondamenti che si generano improvvisamente sia in aree rurali che in aree urbane. Questi sprofondamenti, chiamati comunemente "occhi pollini", rappresentano in realtà solo l'ultima fase di una più estesa erosione sotterranea che può creare seri danni a infrastrutture di diverso tipo.

Il fenomeno, noto a livello locale con il termine di "occhi pollini" interessa sia la presenza di cavità che i sedimenti molto soffici con scadenti caratteristiche geotecniche. Tipicamente rientrano in questa categoria terreni con $N < 3$ colpi/30cm, mentre gli "occhi pollini" veri e propri che portano allo sviluppo di cavità si registrano con l'affondamento libero delle aste.

Gli occhi pollini sono diffusi in Lombardia nella fascia di territorio denominata Alta Pianura, in particolare nella zona compresa tra i fiumi Adda e Ticino. Generalmente quindi non dovrebbero interessare la zona oggetto del presente intervento. Tuttavia le indagini geognostiche e geofisiche che sono state condotte erano mirate anche alla possibile evidenziazione di tali fenomeni.

I risultati ottenuti dalle indagini non hanno mostrato la presenza di cavità lungo la tratta in esame, portando quindi ad escludere la presenza di tale fenomeno.

4.3 Descrizione unità geotecniche

Considerando le unità geologiche sopra descritte, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti, nell'intero sviluppo del progetto Ponte S. Pietro – Bergamo si incontrano le seguenti formazioni.

Ug1 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia: sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche, talvolta limose, nella parte più superficiale si ha anche la presenza di resti vegetali, di colore marrone grigio, umide. Sono caratterizzate da resistenze medio – alte, con SPT mediamente tra 15 e 50 colpi/30 cm e Vs da prove Masw variabili tra 150 e 400 m/s.

Ug1a – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia: sabbie medio-grosse e ghiaie eterometriche, talvolta limose, da poco a mediamente addensate. Sono caratterizzate da resistenze medio - basse, con SPT mediamente tra 10 e 15 colpi/30 cm.

Ug2 – Sabbie limose e limi sabbiosi: sabbie limose e limi sabbiosi a tratti debolmente ghiaiose, anche in questo caso spesso con presenza di resti vegetali o di laterizi. Generalmente di colore marrone chiaro. Si tratta di sabbie e limi da debolmente a moderatamente addensati. Sono caratterizzati da resistenze medio - basse variabili a seconda della profondità del deposito, con SPT mediamente tra 10 e 15 colpi/30 cm e Vs da prove Masw nell'ordine dei 120 m/s.

Ug3a – Argille sabbiose e argille con sabbia: argille e limi a tratti con presenza di ghiaia, da poco consistente a moderatamente consistente, da debolmente umido a bagnato, di colore nocciola. Sono caratterizzate da bassi valori di Nspt (generalmente tra 5 e 10).

Ug3b – Argille sabbiose e argille con sabbia: argille sabbiose e argille con sabbia, a volte limose, debolmente ghiaiose, di colore nocciola, da consistenti a molto consistenti. Sono caratterizzate da valori di Nspt medio alti (generalmente da 20 a 50), valori di pocket penetrometers da 1.0 a 2.5 kg/cm²) e Vs da prove Masw nell'ordine dei 300-400 m/s.

Ug4 – Sabbie ghiaiose e sabbie con ghiaia: tipicamente si tratta di conglomerato poligenico completamente alterato e molto fratturato. Ghiaia, sabbia ghiaiosa, ciottolosa e limosa, di colore nocciola e grigio. E' caratterizzato da resistenze alte, con valori di N_{spt} tipicamente a rifiuto.

Arenarie: Arenarie in ammasso roccioso da poco a mediamente alterato, mediamente fratturato, con locali zone decimetriche poco fratturate e molto fratturate. Sono caratterizzate da resistenze da elevate a molto elevate con SPT sistematicamente a rifiuto.

Arenarie/Marne: Alternanze da millimetriche a centimetriche di arenarie e marne a laminazione piano parallela, di colore da grigio chiaro a grigio scuro, umide. Ammasso roccioso da poco a mediamente alterato, mediamente fratturato, con locali zone decimetriche poco fratturate e molto fratturate. Sono caratterizzate da resistenze da elevate a molto elevate con SPT sistematicamente a rifiuto.

Occorre precisare che tra le unità riscontrate nell'intero sviluppo del progetto Ponte S. Pietro – Bergamo quelle effettivamente presenti nel presente appalto sono UG1, UG2, UG3a, UG3b, UG4.

Le tipologie di materiale sopra definite sono state utilizzate per classificare i terreni incontrati lungo le verticali d'indagine e procedere poi alla definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

In particolare, seguendo lo schema proposto anche da un punto di vista idrogeologico, l'orizzonte stratigrafico è stato suddiviso in strati la cui successione individuata a partire da piano campagna e riportata in Tabella 3, rappresenta un riferimento spesso variabile nell'area in oggetto a causa della forte alternanza di strati di materiale diverso nei primi 20-30 metri del deposito.

Tabella 3: Successione stratigrafica di riferimento

Unità geotecnica	Materiale	Descrizione materiale
Ug1	S(G), G,S	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug1a	S(G), G,S	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug2	S(L), L(S)	Sabbia limosa e limo sabbioso
UG3a	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug3b	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug4	S(G), G,S	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
ARE	Arenarie	Arenarie
ARE/MAR	Arenarie/Marne	Alternanze di arenarie e marne

Vista la prevalenza di materiali granulari, le indagini hanno compreso prevalentemente l'esecuzione di prove SPT e pertanto la caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi prevalentemente sui risultati di tali prove, sulle prove con pocket penetrometer (ove disponibili) e integrate con le prove di laboratorio (soprattutto prove edometriche, prove triassiali, e prove di taglio diretto) per valutare i parametri geotecnici sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.

Le unità più tipicamente coesive sono state caratterizzate attraverso parametri geotecnici in condizioni non drenate definiti a partire dai risultati delle prove SPT e dei Pocket penetrometer, mentre per i parametri in condizioni drenate si è fatto ricorso laddove presenti alle prove di laboratorio eseguite su tali materiali.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

5. PROFILO FREATICO

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle letture piezometriche effettuate nel periodo compreso tra ottobre 2019 e gennaio 2020 nei sondaggi attrezzati con piezometri di Casagrande, eseguiti nell'ambito delle due campagne geognostiche del 2017 e del 2019. In Tabella 4 sono riportati le misurazioni effettuate.

Per la stima del livello di falda lungo l'intero sviluppo del progetto Ponte S. Pietro – Bergamo sono stati interpolati i valori massimi delle letture piezometriche disponibili nell'area di interesse. Da tali dati si evince che il livello di falda si attesti ad una profondità che varia da un massimo di 35 m da p.c. ad un minimo di 5 m da p.c.

In particolare sulla base delle letture piezometriche realizzate nei piezometri installati lungo l'intero sviluppo del progetto Ponte S. Pietro – Bergamo, la falda risulta avere un andamento piuttosto discontinuo, variabile a seconda dell'assetto stratigrafico. In generale si riscontra la presenza di una falda continua a profondità via via decrescenti a partire dal territorio orientale della città di Bergamo sino a Ponte San Pietro, ove essa si raccorda agli elementi idrografici presenti, mentre nella porzione più occidentale del tracciato essa risulta individuabile solo localmente ed a profondità elevate, probabilmente connessa alla circolazione idrica nei conglomerati. Si riscontra la presenza di acque sotterranee talvolta a pochi metri da p.c. (L1-S8, L1-S10), tuttavia si ritiene che tali evidenze siano legate ad accumuli idrici sospesi al di sopra di importanti livelli a bassa permeabilità. Come accennato è stata realizzata una campagna di monitoraggio piezometrico a partire da novembre 2019, sia per quanto riguarda i piezometri realizzati in fase di Progetto di Fattibilità, sia, via via che venivano completati, per quanto riguarda i piezometri installati per il Progetto Definitivo. Si rimanda al paragrafo 9.5.2 per un'analisi di dettaglio dei dati registrati.

Nella specifica tratta in esame, la profondità della falda è stata riscontrata tra 20 e 27 m dal piano campagna.

Le indicazioni sulle profondità della falda di progetto sono inserite esplicitamente nel profilo geotecnico e nelle schede geotecniche per tratte omogenee riportate al punto 10.

Tabella 4: Dati monitoraggio piezometrico

PIEZOMETRO	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	STATO A	
Denominazione da utilizzare	07/10/2019	27/11/2019	08/01/2020	20/01/2020	dal 26/02/2020 al 28/02/2020	dal 26/02/2020 al 28/02/2020	Letture dopo circa 0,5 ore dopo lo spurgo				
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA	PNBGF1001	-28,00	-25,55	-27,67	-28,08	-29,01	SPURGO	-29,25			
	PNBGF1003	NON TROVATO	-15,3	-5,12	-15,72	-16,02	SPURGO	-16,62			
	PNBGF1004	-19,36	-17,65	-18,79	-19,94	-19,55	SPURGO	-19,61			
	PNBGF1005	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO			
	PNBGF1006	-18,25	-15,75	-18,32	-19,14	-19,48	SPURGO	-20,15			
	PNBGF1007	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO			
	PNBGF1008	-21,25	-18,4	-21,44	-21,37	-21,59	SPURGO	-22,44			
	PNBGF1010	-11,00	-18,9	-11,00	-11,22	-11,45	SPURGO	-11,92			
	PNBGF1011	NON TROVATO	NON TROVATO	ASCIUTTO	ASCIUTTO	ASCIUTTO	ASCIUTTO	ASCIUTTO			
	PNBGF1012	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO			
	PROGETTO DEFINITIVO	L1-S1		NON ACCESSIBILE	-4,55	-5,23	-5,32	SPURGO	-6,08		
		L1-S1 BIS				-3,49	-4,02	SPURGO	-5,6		
L1-S2			-4,1	-5,1	-5,39	-5,55	SPURGO	-5,78			
L1-S3			-31,4	-34,95	-34,96	ASCIUTTO	ASCIUTTO	ASCIUTTO			
L1-S4			NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO			
L1-S6			NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO	NON TROVATO			
L1-S7			-24,25	-25,15	-25,22	-	-	-			
L1-S8			-19,55	-20	ASCIUTTO	-27,02	SPURGO	-27,36			
L1-S9			NON TROVATO	Lucchettato	-1,68	-2,01	SPURGO	-3,01			
L1-S10			NON ACCESSIBILE	-8,85	-9,01	-9,55	SPURGO	-10,14			
L1-S11			-14,9	-9,42	-20,42	-20,84	SPURGO	-21,56			
L1-S12			-16,05	-17,25	-18,12	-18,63	SPURGO	19,39			
L1-S13			-19,3	-23,37	-23,83	-24,09	SPURGO	-25,03			
L1-S17			-15,7	-8,41	-18,68	-18,96	SPURGO	-19,25			

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame sono stati rinvenuti fundamentalmente depositi limoso – argillosi e limoso – sabbiosi, localmente sabbiosi.

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

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

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi, delle prove penetrometriche statiche CPT e laddove disponibili, delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati, inoltre, utilizzati i risultati ottenuti dalla prova DPSH, dopo aver trasformato il numero di colpi N_{20} in N_{SPT} equivalente, i dati dei pocket penetrometers e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da prove geofisiche SCPTU e MASW.

6.2 Individuazione del tipo di terreno da prove CPT/CPTU

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

q_c = resistenza di punta;

q_t = resistenza di punta corretta;

f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

u_2 = pressione interstiziale immediatamente dietro il cono.

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

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

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

$$B_{q1} = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

essendo:

α = rapporto delle aree del penetrometro statico;

u_0 = pressione idrostatica;

σ_{v0} = pressione verticale totale geostatica

σ_{v0}' = pressione verticale efficace geostatica.

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

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

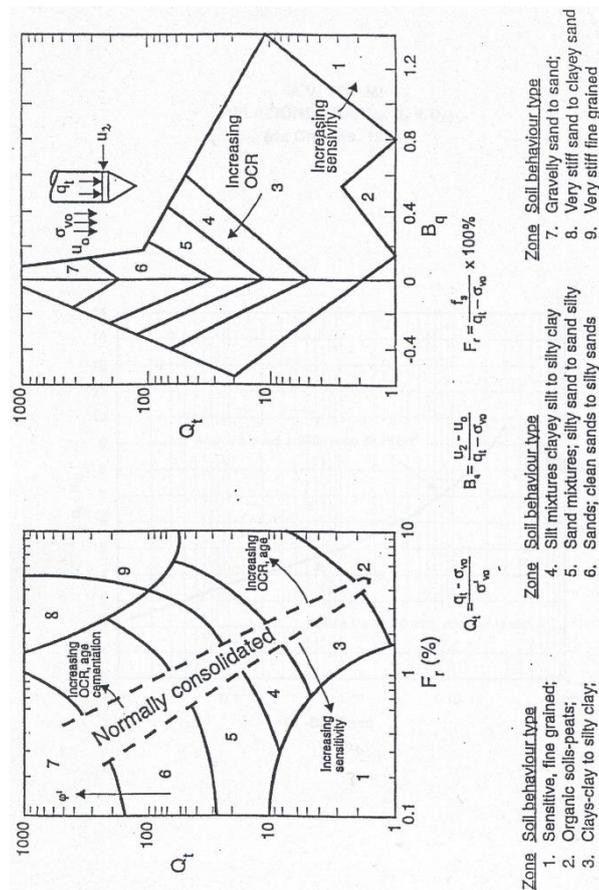


Figura 1: Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT/CPTU (Robertson, 1990)

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

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

6.3 Individuazione del tipo di terreno da prove DPSH

I risultati della prova DPSH verranno interpretati per poter ricavare il numero di colpi N_{spt} equivalente, data la consistenza delle correlazioni presenti in letteratura che legano i parametri di resistenza e deformabilità al n. di colpi N_{spt} .

A tale scopo, il numero di colpi N_{20} viene moltiplicato per la quantità

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT. Al coefficiente β_t è possibile attribuire una variazione in funzione della granulometria del materiale in cui viene eseguita la prova, come segue:

$$\beta_t = 1.5 \div 2 \text{ (ghiaie)}$$

$$\beta_t = 2 \div 2.8 \text{ (sabbie)}$$

$$\beta_t = 2.8 \div 4 \text{ (limi e argille)}$$

6.4 Terreni coesivi (limi e argille) saturi

6.4.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata all'interpretazione delle prove di laboratorio e delle prove in Classificazione dei materiali

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

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

6.4.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;

- dell'interpretazione delle prove edometriche di laboratorio.

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sotto falda, 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:

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

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio.

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

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

dove:

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

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPT o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo 6.4.3;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

6.4.3 Resistenza al taglio non drenata

6.4.3.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove penetrometriche CPTu

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sui campioni prelevati e dalle elaborazioni delle prove SPT.

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

6.4.3.2 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche.

le prove TX-CIU sono state utilizzate per conferma dei valori ottenuti dalle altre prove.

6.4.3.3 Valutazione di c_u da prove CPT

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

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad \text{da prove CPT}$$

$$c_u = \frac{q_T - U}{N_{KE}} \quad \text{da prove CPTU}$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

$$N_{KE} = 18 - 15.45 \cdot B_q \quad (\text{per } B_q < 1.15)$$

σ_{vo} = pressione verticale totale

q_c = resistenza di punta

q_t = resistenza di punta corretta.

6.4.3.4 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:

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

Si sottolinea che tale approccio risulta leggermente meno attendibile di quello basato sui risultati delle prove CPT e come tale ha avuto un peso minore nella stima di C_u .

6.4.3.5 Valutazione di c_u da prove con Pocket Penetrometers

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda verrà stimata dividendo per 2 la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione.

6.4.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

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

6.4.5 Caratteristiche di deformabilità

6.4.5.1 Moduli elastici iniziali

6.4.5.1.1 *Generalità*

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 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 dalle prove geofisiche “down hole” e “cross hole”; in alternativa i moduli di taglio iniziali G_0 possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

6.4.5.1.2 Moduli elastici iniziali da prove CPT/CPTU

Una prima stima dei moduli di elasticità iniziali da prove CPT/CPTU può essere fatta utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

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

essendo:

G_o = modulo di taglio iniziale

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

q_t = resistenza di punta del penetrometro statico corretta

e_o = indice dei vuoti iniziale.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>	<p>COMMESSA NB1R</p>	<p>LOTTO 09 D26</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0005 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 33 di 149</p>

6.4.5.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

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

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

In generale saranno seguite le seguenti regole:

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

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

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

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.4.5.1.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 2. In alternativa alle curve di degrado indicate nelle Figura 2 possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all’utilizzo delle curve di degrado del modulo di Figura 2, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di “primo carico”, caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

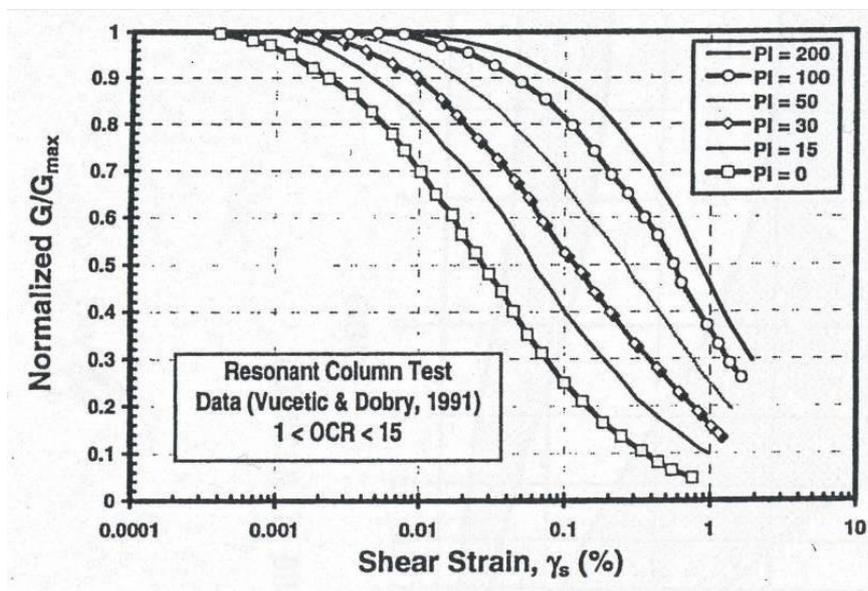


Figura 2: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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

- E_{op1} pari a $1/10-1/12 E_0$ o $(150\div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati);
- E_{op2} pari a $1/5 \cdot E_0$ o $(400\div 500) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

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

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

6.4.5.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

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, determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 6.4.3.

6.4.6 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati:

- Di prove di laboratorio (edometri) in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .
- Dell'applicazione di correlazioni empiriche applicabili a condizioni di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche; verranno applicate ad esempio le seguenti correlazioni empiriche proposte da Feng (1991) e da Rocchi (2003):

$$k_v = 6.54 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{e_o \cdot A}{IP + 1} \right)^4$$

$$\log \frac{e_o}{e_L} = 1.22 + 0.19 \cdot \log k_v$$

essendo:

e = indice dei vuoti iniziale

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

k_v = coefficiente di permeabilità verticale corrente in cm/sec

$A = IP/CA$ = attività

IP = indice di plasticità (non espresso in percento).

- Delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro i cui risultati sono riportati al Paragrafo 8

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_o .

La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

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

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_o = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_o

e = indice dei vuoti corrente

e_o = indice dei vuoti iniziale

$$C_k = 0.5 \cdot e_o.$$

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale k_h .

6.4.7 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).

6.5 Terreni incoerenti (sabbie più o meno limose)

6.5.1 Introduzione

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

(mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

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 sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 35\div 40\%$.

6.5.2 Stato iniziale del deposito

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

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

Le tensioni geostatiche e la storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera e dagli studi di carattere idrogeologico.

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

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

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

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

essendo:

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

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

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

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

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

6.5.3 Densità relativa

6.5.3.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche in sabbia, CPT

In sabbie silicee, non cementate, la densità relativa D_r può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico q_c in base alla seguente legge (vedi ad esempio Garizio, 1997; Jamiolkowski et al., 2001):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma_{oct}')^{C_1}} \right]$$

essendo:

$$\sigma_{oct}' = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma_{vo}' = \text{pressione verticale efficace}$$

	media esistente in sito	(kPa)
σ_{vo}'	= pressione verticale efficace esistente in sito	(kPa)
$(k_o)_{nc}$	= 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	(-)
q_c	= resistenza di punta del penetrometro statico	(kPa)
D_r	= densità relativa	(-)
C_0, C_1 e C_2	= coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle riportati in Tabella 5	(-)

Tabella 5: Coefficienti empirici C_0, C_1 e C_2 (Harman, 1976; Villet & Mitchell 1981; Baldi et al., 1983; Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 1988; Rocchi, 1994)

Tipo sabbia	di D_{50} (mm)	C_0 (-)	C_1 (-)	C_2 (-)
Fine	0.20÷0.25	110	0.59	2.95
Media	0.40÷0.55	205	0.51	2.91
grossa	1.00÷2.00	234	0.48	3.30

6.5.3.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT In sabbia

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 6.

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

$(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin \varphi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)

GSC = grado di sovra consolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

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

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

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

In sabbie e ghiaie

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

Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore

standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.

Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

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

- Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard. Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
- Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} verrà associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

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

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

- $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

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

L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0,4 \div 0,5$, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica (-)

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-)

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

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) verrà fatta senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

6.5.4 Indice dei vuoti iniziale

6.5.4.1 Indice dei vuoti iniziale dalle prove geofisiche in foro

In presenza di terreni saturi una stima della porosità (n), e quindi dell'indice dei vuoti iniziale e_0 , può essere fatta a partire dalle misure delle velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p utilizzando la seguente espressione, suggerita da Foti et al. (2002):

$$n = \frac{\rho^S - \sqrt{(\rho^S)^2 - \frac{4 \cdot (\rho^S - \rho^F) \cdot K^F}{V_p^2 - 2 \left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2 \cdot \nu^{SK}} \right) \cdot V_s^2}}}{2 \cdot (\rho^S - \rho^F)}$$

essendo:

ν^{SK} = rapporto di Poisson dello scheletro solido = 0.15÷0.25

ρ^S = densità delle particelle di terreno = 2.65÷2.7 t/m³

ρ^F = densità del fluido interstiziale = 1 t/m³

K^F = modulo di compressibilità volumetrica del fluido interstiziale = 2.25 x10⁶ kPa.

6.5.5 Angolo di resistenza al taglio

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:

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

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 7)

$$\varphi_{cv}' = \text{angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico} \quad (^\circ)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

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

Tabella 7: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(·)
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 8 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 8: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

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

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

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

$$m = 3.$$

Tali valori sono stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio TX-CID e sono stati ritenuti ragionevolmente conservativi e pertanto utilizzati nella definizione dei parametri di resistenza delle unità geotecniche di progetto.

6.5.6 Caratteristiche di deformabilità

6.5.6.1 Moduli elastici iniziali

Generalità

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

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

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,20$

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 nel punto successivo.

G₀ da prove CPT

I moduli di elasticità iniziali da prove CPT in sabbia possono essere ricavati utilizzando la correlazione proposta da Baldi et al. (1989) e da Bellotti et al. (1989) o quella di Mayne & Rix (1993), applicabili con ragionevole approssimazione sia a terreni normalmente consolidati che a terreni sovraconsolidati.

In particolare nel caso presente si è operato in accordo a Rix & Stokoe (1992) secondo cui vale la seguente espressione:

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

Nella tabella e nell'espressione sopra riportate i simboli rappresentano le seguenti quantità:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito	(kPa)
q_c = resistenza di punta del penetrometro statico	(kPa)
G_0 = modulo di taglio iniziale	(kPa)

G₀ da prove SPT

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

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

essendo:

$C = 67,3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 9)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 10)

Con:

*Tabella 9: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)*

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

*Tabella 10: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)*

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

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

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

ρ = Densità del materiale

6.5.6.2 Moduli elastici "operativi"

Generalità

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 6.5.6.1.

- 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 3

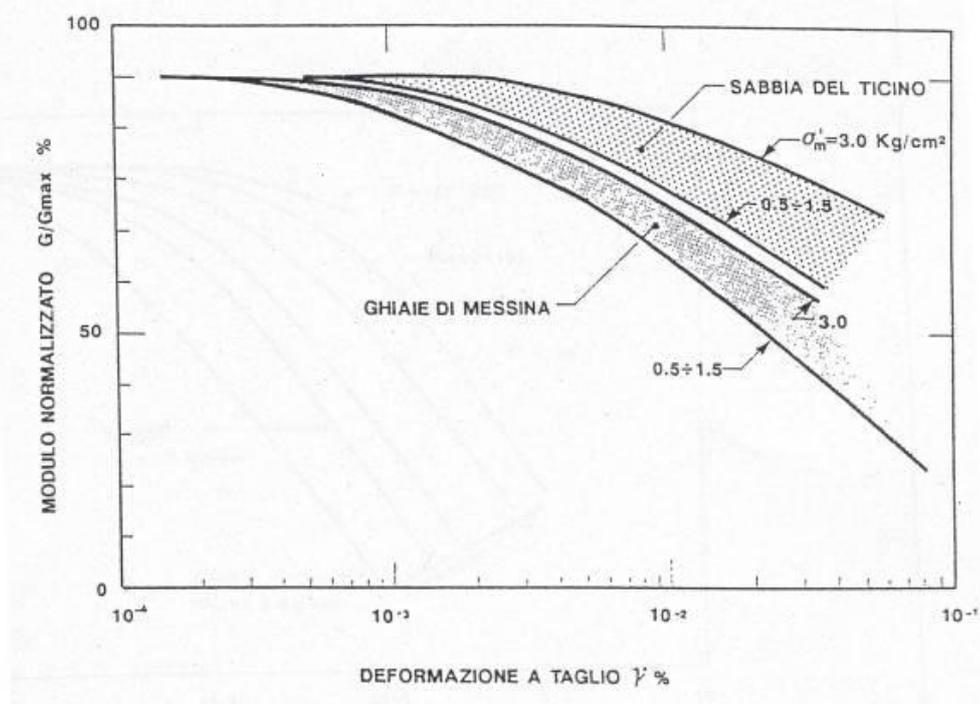


Figura 3: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

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”:

- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op1} sono pari a circa $(1/6 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette;
- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op2} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:

- gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
- da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$.

Moduli elastici "operativi" E_{op1} da prove CPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici "operativi" può essere fatta utilizzando le seguenti espressioni:

$$(E_{25}') = E_{op1} = (3 - D_r) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}') = E_{op1} = (15 - 10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico.

Moduli elastici "operativi" E_{op1} da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$E_{op1} = E_{25}' = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E_{op1} = E_{25}' = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

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}' .

6.5.6.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \text{ (kPa)}$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 11 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 11: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m^3)
35%	6000 ÷ 10000
50%	12000 ÷ 17000
70%	20000 ÷ 25000

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

7. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE

Nel capitolo precedente sono presentati i metodi di interpretazione adottati per definire i parametri di progetto da utilizzare per il dimensionamento delle opere. Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle prove condotte e la loro interpretazione sulla base dei criteri precedentemente illustrati. Il risultato delle interpretazioni in termini di parametri geotecnici di progetto sono riportati al termine del presente capitolo e poi più in dettaglio al successivo capitolo 10 suddivisi in schede relative ai tratti e alle opere che interessano il tracciato in esame.

La caratterizzazione si è basata, come già detto, sui risultati sia delle prove in sito che di laboratorio, con particolare riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche SPT, dei pocket penetrometers, dei Vane test e delle prove di laboratorio. Sono presenti anche n° 3 prove CPT.

In particolare risultati e loro interpretazione sono riportati nei paragrafi seguenti e, per le prove di laboratorio nell'Allegato B al presente documento.

Occorre precisare che le campagne indagini riportate contengono prove anche esterne alla tratta in progetto e vengono riportate per memoria e perché le unità geotecniche riscontrate nell'appalto in esame sono una parte di quelle del più ampio progetto Ponte S. Pietro – Bergamo.

7.1 Risultati ed interpretazione delle prove in sito

Nel seguito sono presentati i risultati delle principali prove condotte in sito e la loro interpretazione. In particolare:

- Risultati prove SCPTU (resistenza alla punta) (da SCPTU-01 a SCPTU-03)
- Risultati prove SPT (N_{SPT})
- Valori RQD
- Velocità delle onde di taglio V_s da SCPTU
- Modulo di Young iniziale E_0 da SCPTU e SPT e da V_s misurate da SCPTU

- Modulo di Young operativo E_{op1} da SCPTU e SPT e da Vs misurate da SCPTU (calcolato da curve di degrado e confrontato con Jamiolkowski per terreni incoerenti)
- Coesione non drenata da SCPTU (da SCPTU-01 a SCPTU-03) (calcolata in accordo a Lunne)
- Coesione non drenata da SPT (calcolata in accordo a Stroud)
- Densità relativa da SCPTU (da SCPTU-01 a SCPTU-03) (calcolato in accordo a Garizio)
- Densità relativa da SPT (calcolato in accordo a Skempton e Cobrinowski e Ishihara)
- Rapporto di sovraconsolidazione, OCR, da SCPTU (da SCPTU-01 a SCPTU-03)
- Angolo di resistenza al taglio da SCPTU (da SCPTU-01 a SCPTU-03) (calcolato da D_r da SCPTU solo per sabbie in accordo a Bolton)
- Angolo di resistenza al taglio da SPT (calcolato da D_r da SPT solo per sabbie in accordo a Bolton).

7.1.1 Resistenza alla punta da SCPTU

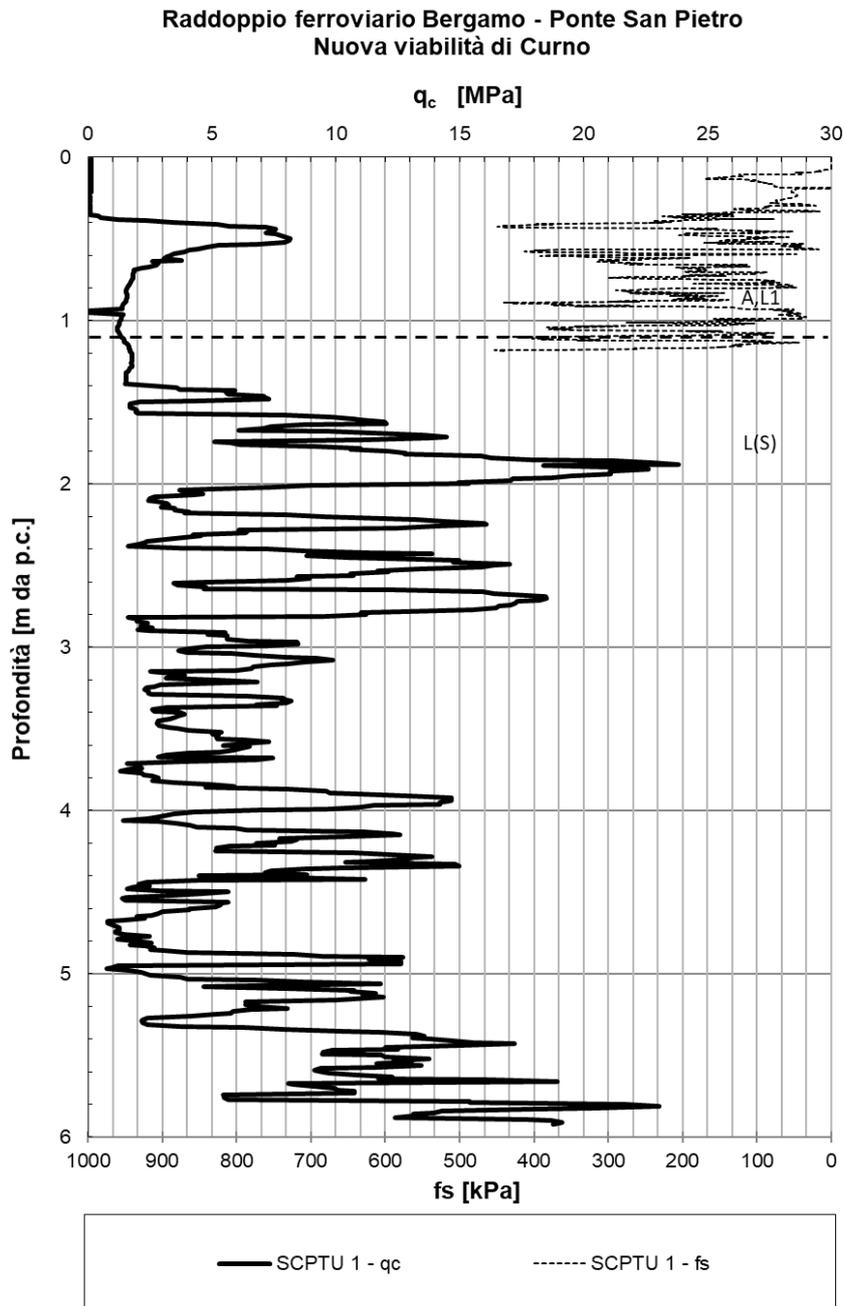


Figura 4: q_c da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

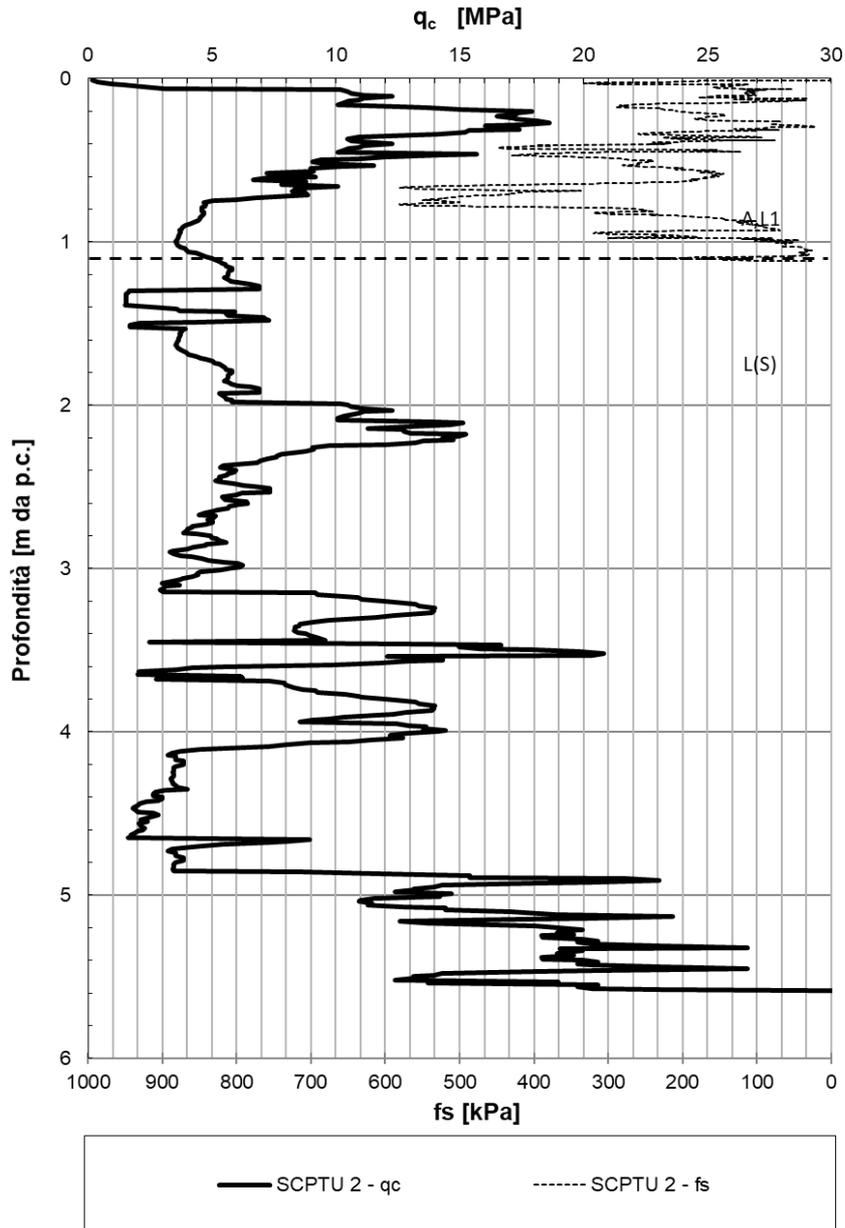


Figura 5: q_c da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

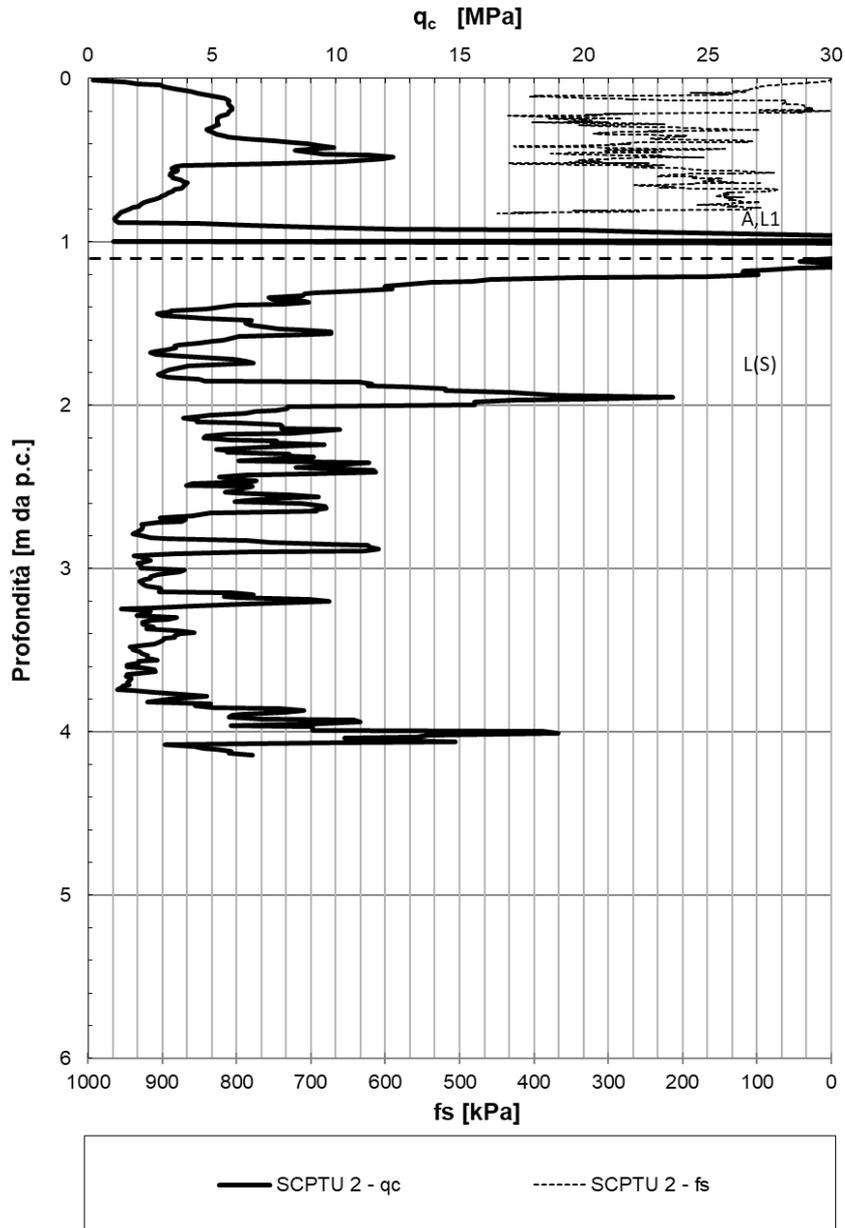


Figura 6: q_c da SCPTU-03

7.1.2 Numero colpi N_{spt}

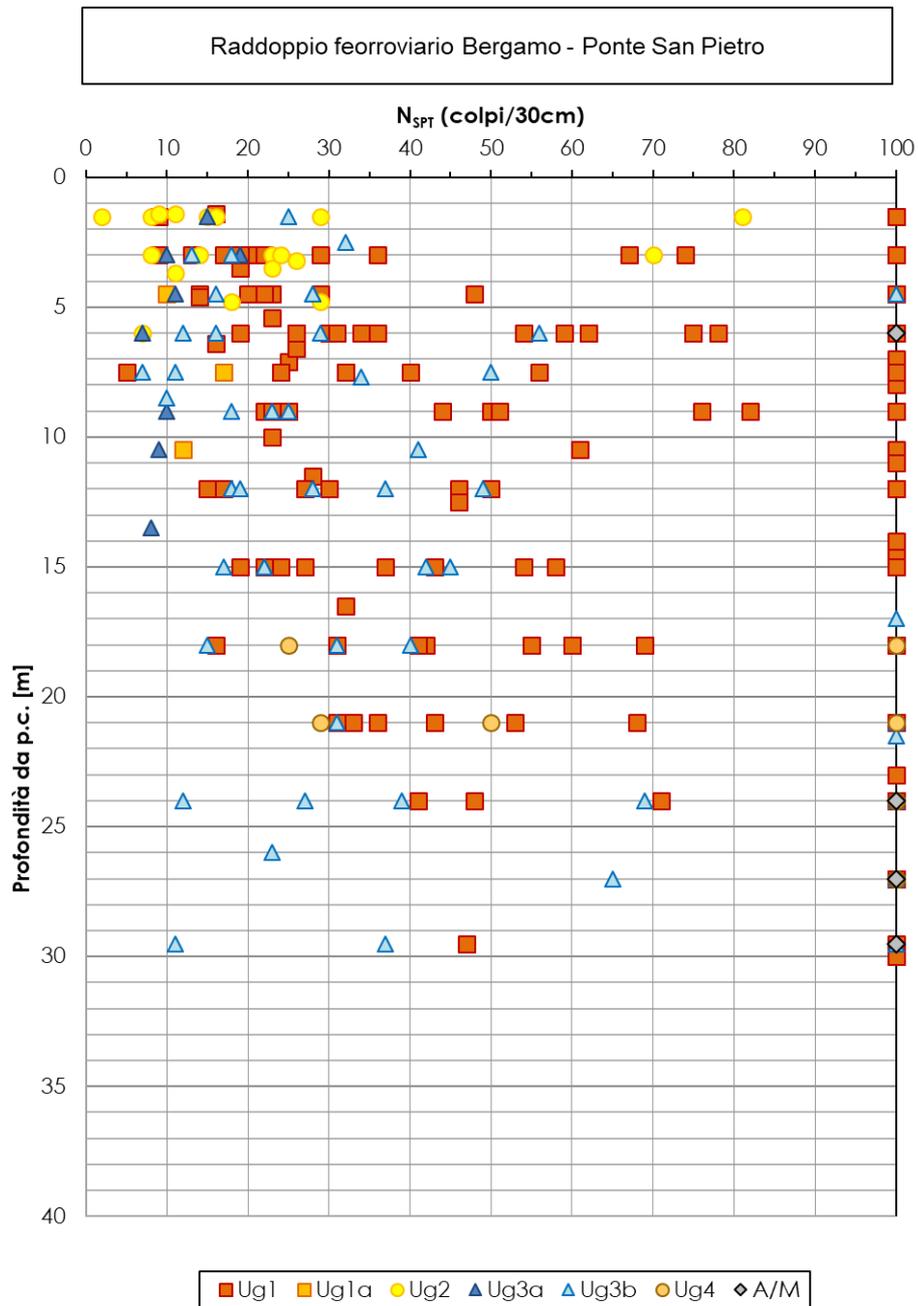


Figura 7: N_{spt}

7.1.3 Valori RQD

RQD e GSI								
Sondaggio	Prof ondit� [m da p.c.]		Quota [m s.l.m.]		Prof ondit� media [m da p.c.]	Unit� geologica	RQD [%]	GSI (Truzman et al. 2011)
	da	a	da	a				
S1	25	26	211.42	210.42	25.5	Ug4	40.0	19.3
S1	26	27	210.42	209.42	26.5	Ug4	100.0	85.5
S1	27	28	209.42	208.42	27.5	Ug4	90.0	73.4
S1	28	29	208.42	207.42	28.5	Ug4	100.0	85.5
S1	29	30	207.42	206.42	29.5	Ug4	100.0	85.5
S2	5	6	220.18	219.18	5.5	Ug4	86.8	70.0
S2	6	7	219.18	218.18	6.5	Ug4	30.0	29.5
S2	7	8	218.18	217.18	7.5	Ug4	60.0	46.5
S2	8	9	217.18	216.18	8.5	Ug4	100.0	85.5
S2	9	10	216.18	215.18	9.5	Ug4	40.0	34.3
S2	10	11	215.18	214.18	10.5	Ug4	90.0	73.4
S2	11	12	214.18	213.18	11.5	Ug4	30.0	29.5
S2	12	13	213.18	212.18	12.5	Ug4	100.0	85.5
S2	13	14	212.18	211.18	13.5	Ug4	90.0	73.4
S2	14	15	211.18	210.18	14.5	Ug4	90.0	73.4
S2	15	16	210.18	209.18	15.5	Ug4	100.0	85.5
S2	16	17	209.18	208.18	16.5	Ug4	90.0	73.4
S2	17	18	208.18	207.18	17.5	Ug4	70.0	54.2
S2	18	19	207.18	206.18	18.5	Ug4	100.0	85.5
S2	19	20	206.18	205.18	19.5	Ug4	90.0	73.4
S2	20	21	205.18	204.18	20.5	Ug4	60.0	46.5
S4	16.5	17.5	219.39	218.39	17.0	Ug4	70.0	54.2
S4	17.5	18.5	218.39	217.39	18.0	Ug4	80.0	63.1
S4	18.5	19.5	217.39	216.39	19.0	Ug4	90.0	73.4
S4	19.5	20.5	216.39	215.39	20.0	Ug4	50.0	40.0
S4	20.5	21.5	215.39	214.39	21.0	Ug4	90.0	73.4
S4	21.5	22.5	214.39	213.39	22.0	Ug4	90.0	73.4
S4	22.5	23.5	213.39	212.39	23.0	Ug4	100.0	85.5
S4	23.5	24.5	212.39	211.39	24.0	Ug4	90.0	73.4
S11	24	25	212.42	211.42	24.5	Ug4	70.0	54.2
S11	25	26	211.42	210.42	25.5	Ug4	90.0	73.4
S11	26	27	210.42	209.42	26.5	Ug4	90.0	73.4
S11	27	28	209.42	208.42	27.5	Ug4	80.0	63.1
S11	28	29	208.42	207.42	28.5	Ug4	80.0	63.1
S11	28.5	30	207.92	206.42	29.3	Ug4	30.0	29.5

Figura 8: RQD da sondaggi Conglomerato compatto o alterato Ug4

RQD e GSI								
Sondaggio	Prof ondit� [m da p.c.]		Quota [m s.l.m.]		Prof ondit� media [m da p.c.]	Unit� geologica	RQD [%]	GSI (Truzman et al. 2004)
	da	a	da	a				
S5	14.5	15.5	226.06	225.06	15.0	Arenaria	70.0	39.2
S5	15.5	16.5	225.06	224.06	16.0	Arenaria	30.0	29.5
S5	16.5	17.5	224.06	223.06	17.0	Arenaria	70.0	54.2
S5	17.5	18.5	223.06	222.06	18.0	Arenaria	80.0	63.1
S5	18.5	19.5	222.06	221.06	19.0	Arenaria	80.0	63.1
S5	19.5	20.5	221.06	220.06	20.0	Arenaria	100.0	85.5
S5	20.5	21.5	220.06	219.06	21.0	Arenaria	80.0	63.1
S5	21.5	22.5	219.06	218.06	22.0	Arenaria	60.0	46.5
S5	22.5	23.5	218.06	217.06	23.0	Arenaria	80.0	63.1
S5	23.5	24.5	217.06	216.06	24.0	Arenaria	90.0	73.4
S5	24.5	25.5	216.06	215.06	25.0	Arenaria	60.0	46.5
S5	25.5	26.5	215.06	214.06	26.0	Arenaria	90.0	73.4
S5	26.5	27.5	214.06	213.06	27.0	Arenaria	60.0	46.5
S5	27.5	28.5	213.06	212.06	28.0	Arenaria	50.0	40.0
S5	28.5	29.5	212.06	211.06	29.0	Arenaria	90.0	73.4
S9	4	5	226.69	225.69	4.5	Arenaria	30.0	29.5
S9	5	6	225.69	224.69	5.5	Arenaria	0.0	18.7
S9	6	7	224.69	223.69	6.5	Arenaria	20.0	25.3
S9	7	8	223.69	222.69	7.5	Arenaria	40.0	34.3
S9	8	9	222.69	221.69	8.5	Arenaria	90.0	73.4
S9	9	10	221.69	220.69	9.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	10	11	220.69	219.69	10.5	Arenaria	90.0	73.4
S9	11	12	219.69	218.69	11.5	Arenaria	80.0	63.1
S9	12	13	218.69	217.69	12.5	Arenaria	70.0	54.2
S9	13	14	217.69	216.69	13.5	Arenaria	40.0	34.3
S9	14	15	216.69	215.69	14.5	Arenaria	60.0	46.5
S9	15	16	215.69	214.69	15.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	16	17	214.69	213.69	16.5	Arenaria	90.0	73.4
S9	17	18	213.69	212.69	17.5	Arenaria	70.0	54.2
S9	18	19	212.69	211.69	18.5	Arenaria	50.0	40.0
S9	19	20	211.69	210.69	19.5	Arenaria	80.0	63.1
S9	20	21	210.69	209.69	20.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	21	22	209.69	208.69	21.5	Arenaria	90.0	73.4
S9	22	23	208.69	207.69	22.5	Arenaria	80.0	63.1
S9	23	24	207.69	206.69	23.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	24	25	206.69	205.69	24.5	Arenaria	90.0	73.4
S9	25	26	205.69	204.69	25.5	Arenaria	60.0	46.5
S9	26	27	204.69	203.69	26.5	Arenaria	80.0	63.1
S9	27	28	203.69	202.69	27.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	28	29	202.69	201.69	28.5	Arenaria	100.0	85.5
S9	29	30	201.69	200.69	29.5	Arenaria	100.0	85.5

Figura 9: RQD da sondaggi Arenaria

7.1.4 Velocità delle onde di taglio da SCPTU

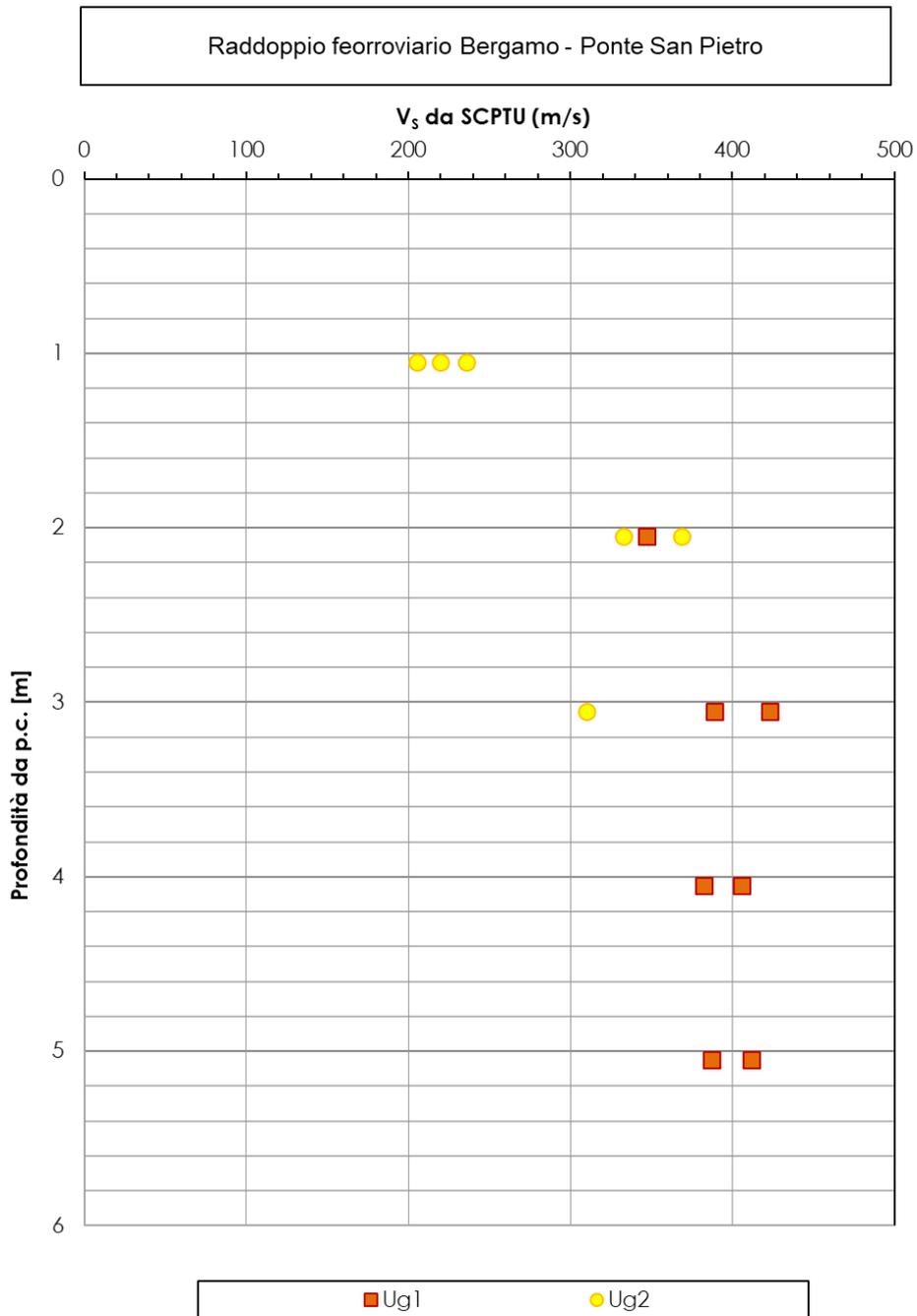


Figura 10: Vs da SCPTU

7.1.5 Caratteristiche di deformabilità

7.1.5.1 Rapporto di sovraconsolidazione (OCR) da SCPTU

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

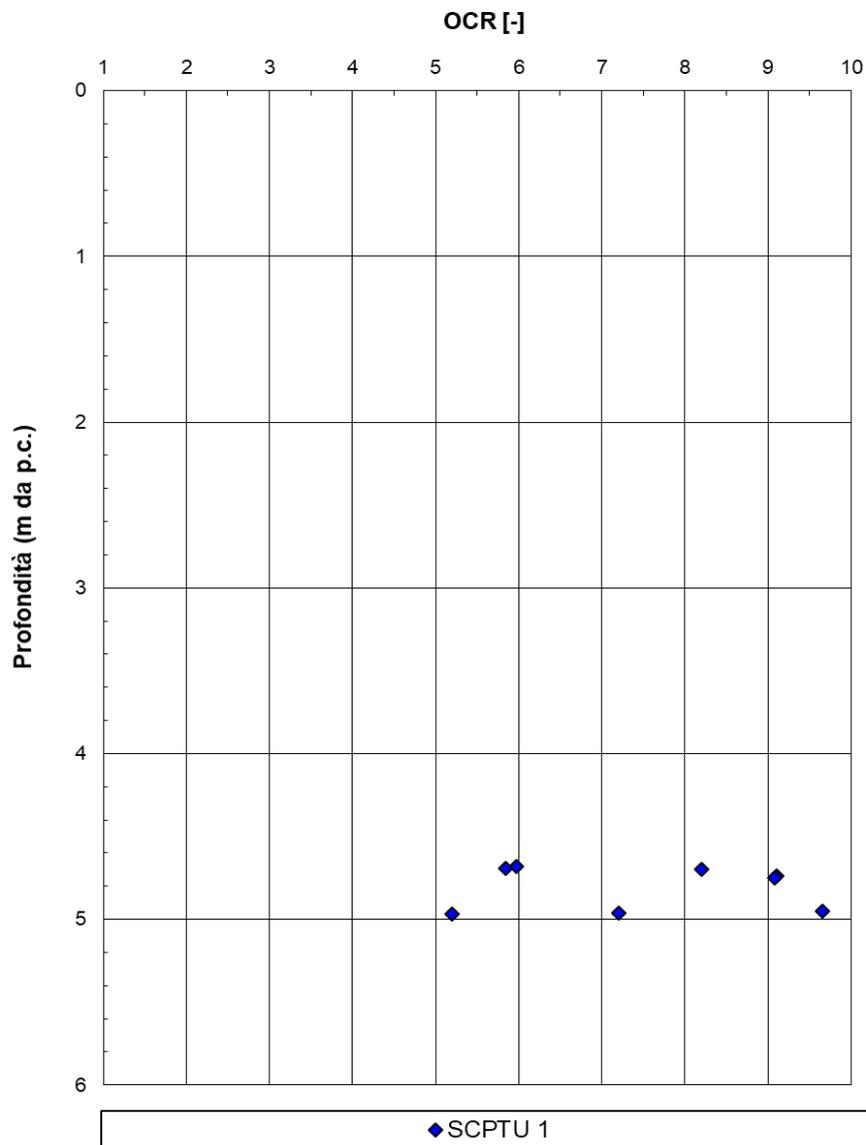


Figura 11: OCR da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

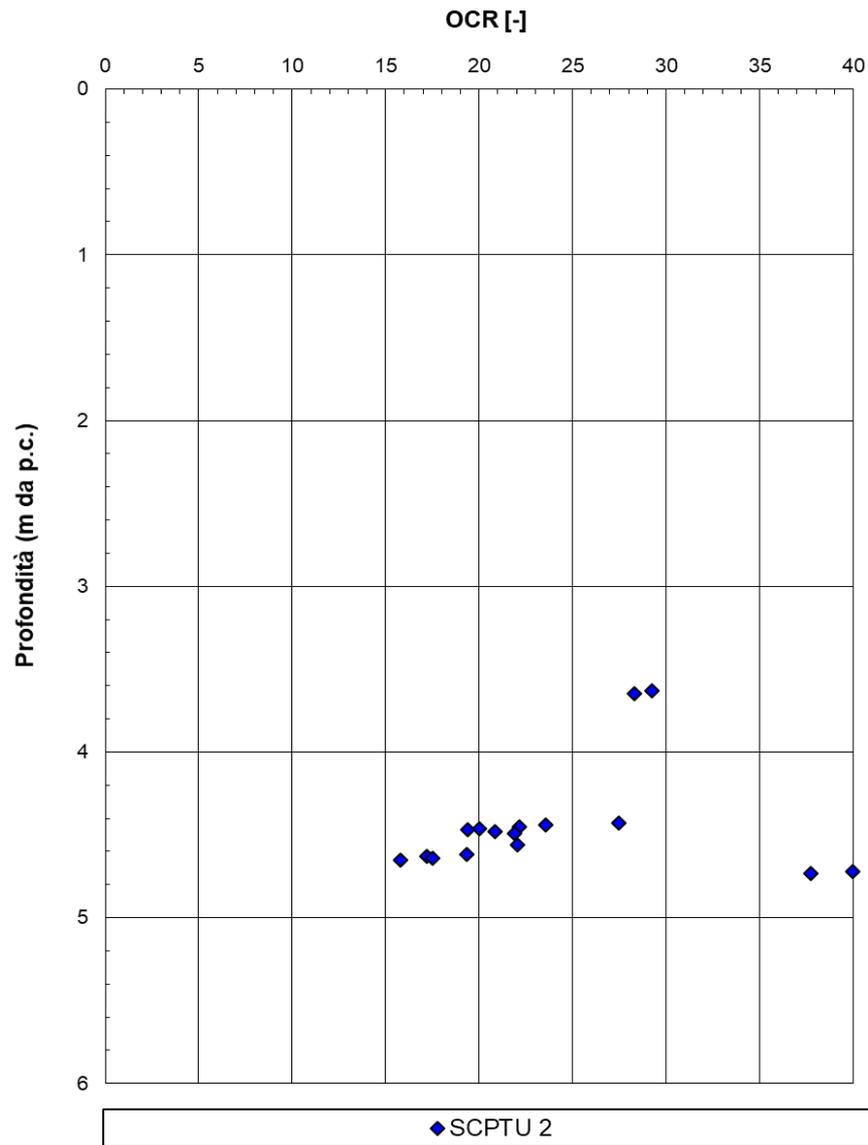


Figura 12: OCR da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

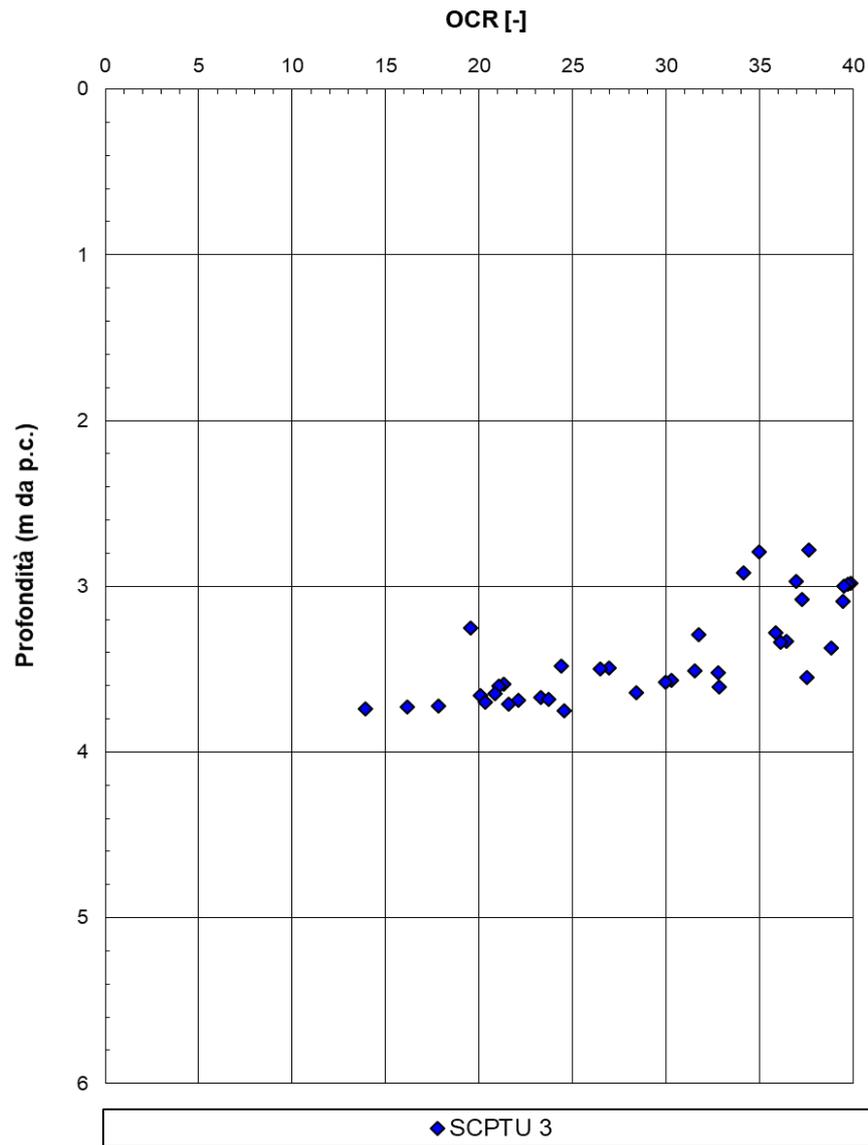


Figura 13: OCR da SCPTU-03

7.1.5.2 Modulo di Young iniziale E_0 da SPT

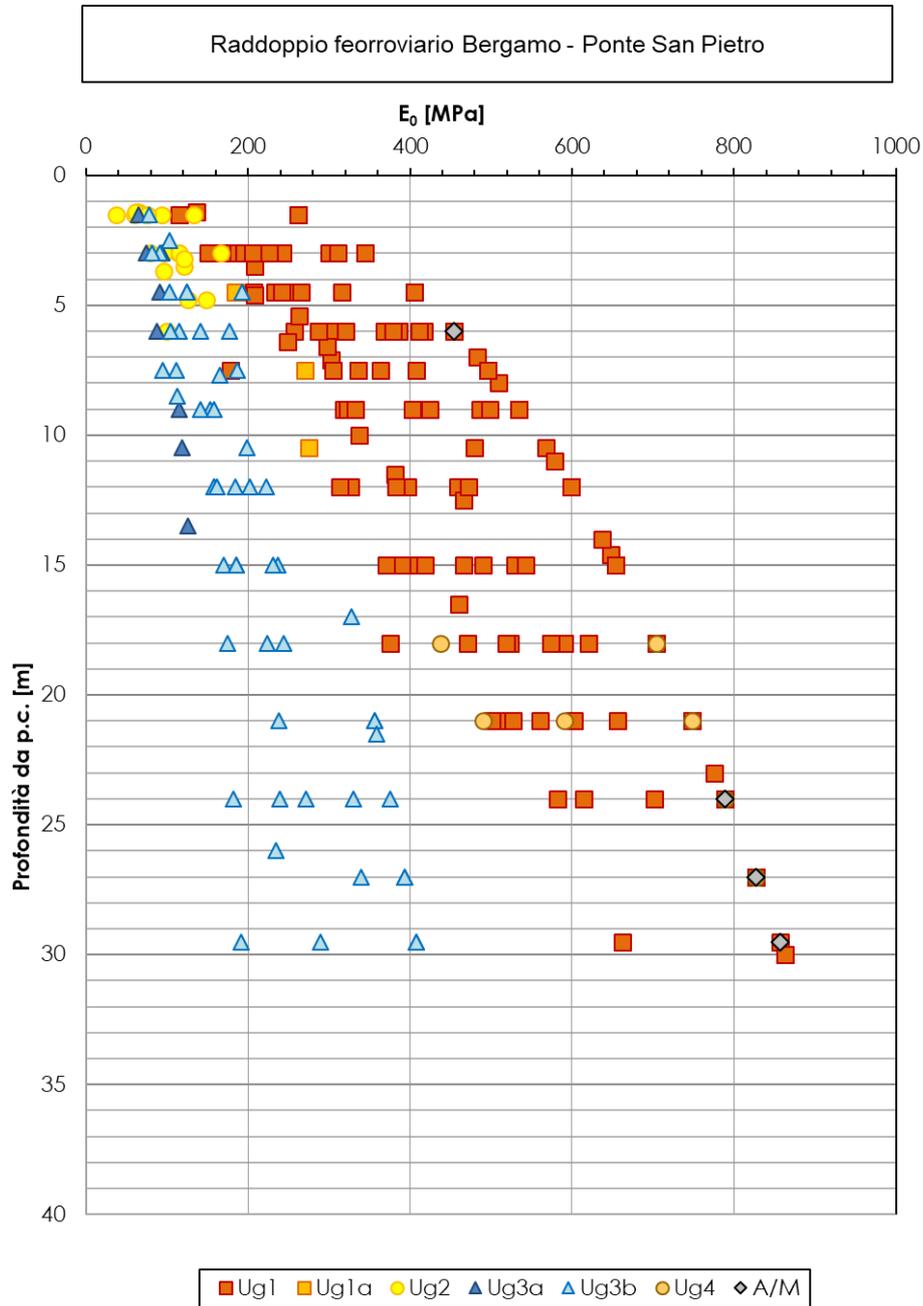


Figura 14: Modulo di Young iniziale da SPT

7.1.5.3 Modulo di Young iniziale E_0 da SCPTU

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

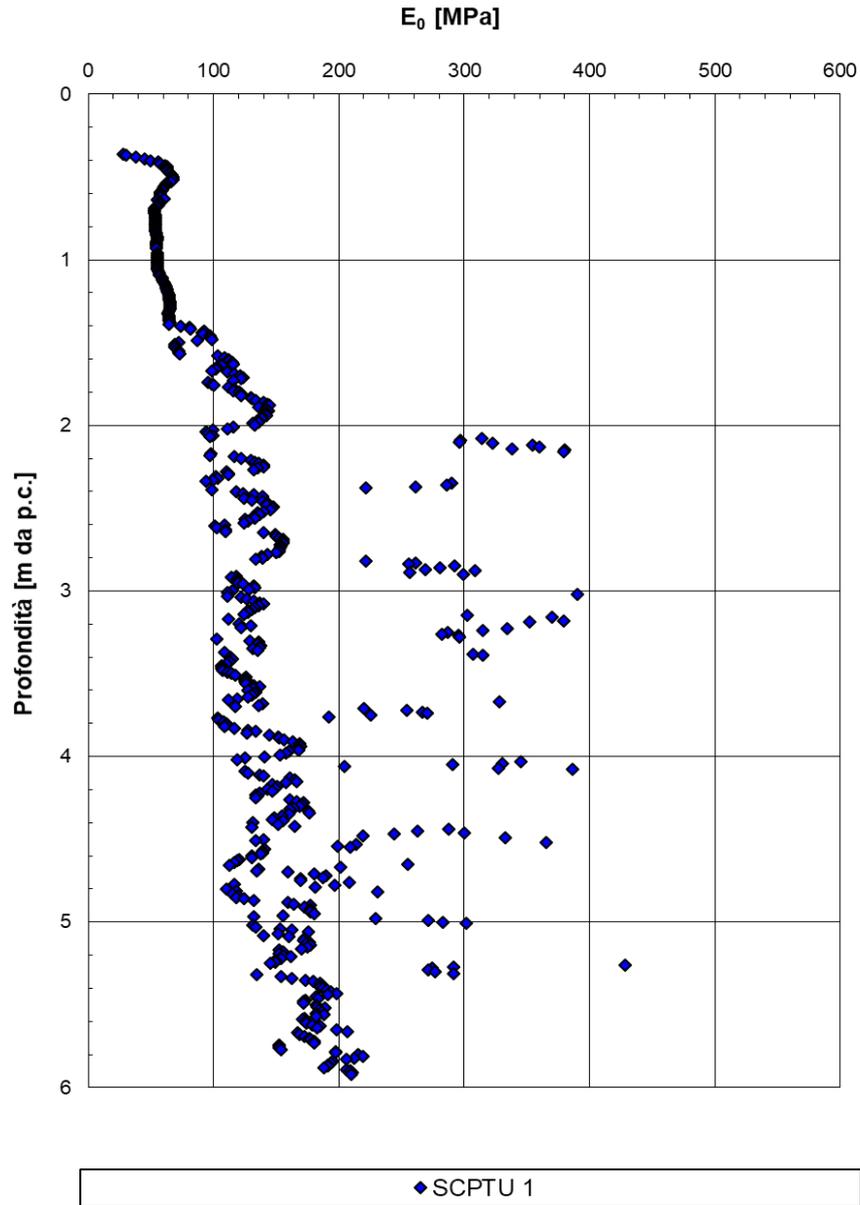


Figura 15: Modulo di Young iniziale da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

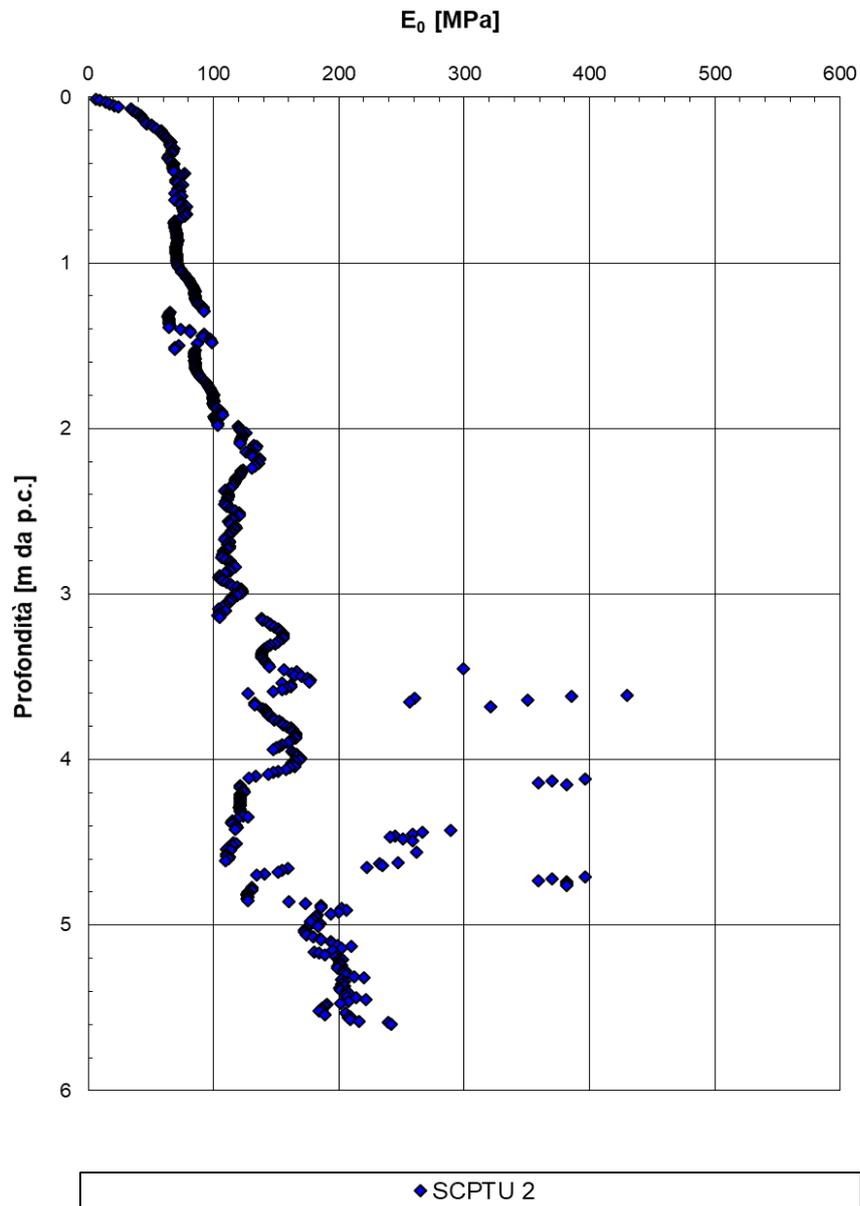


Figura 16: Modulo di Young iniziale da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

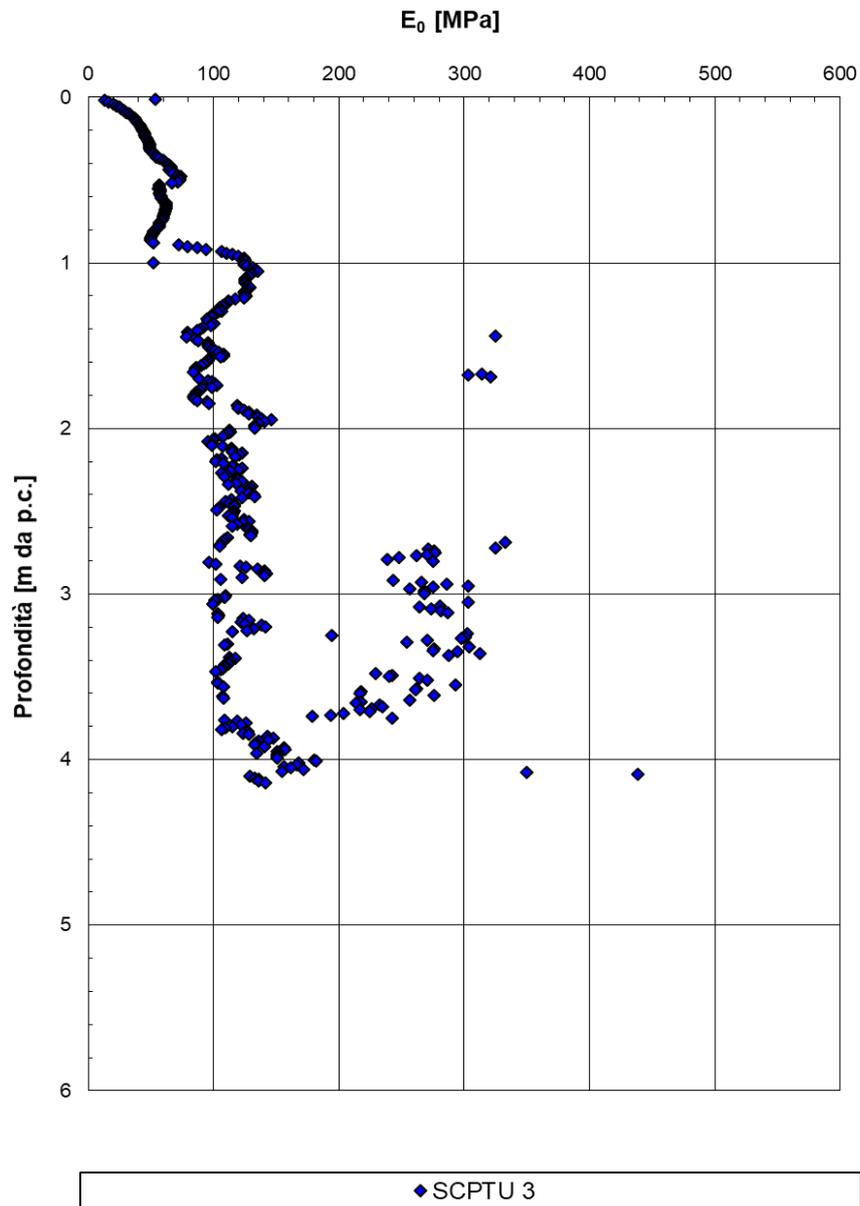


Figura 17: Modulo di Young iniziale da SCPTU-03

7.1.5.4 Modulo di Young iniziale E_0 da Vs da SCPTU

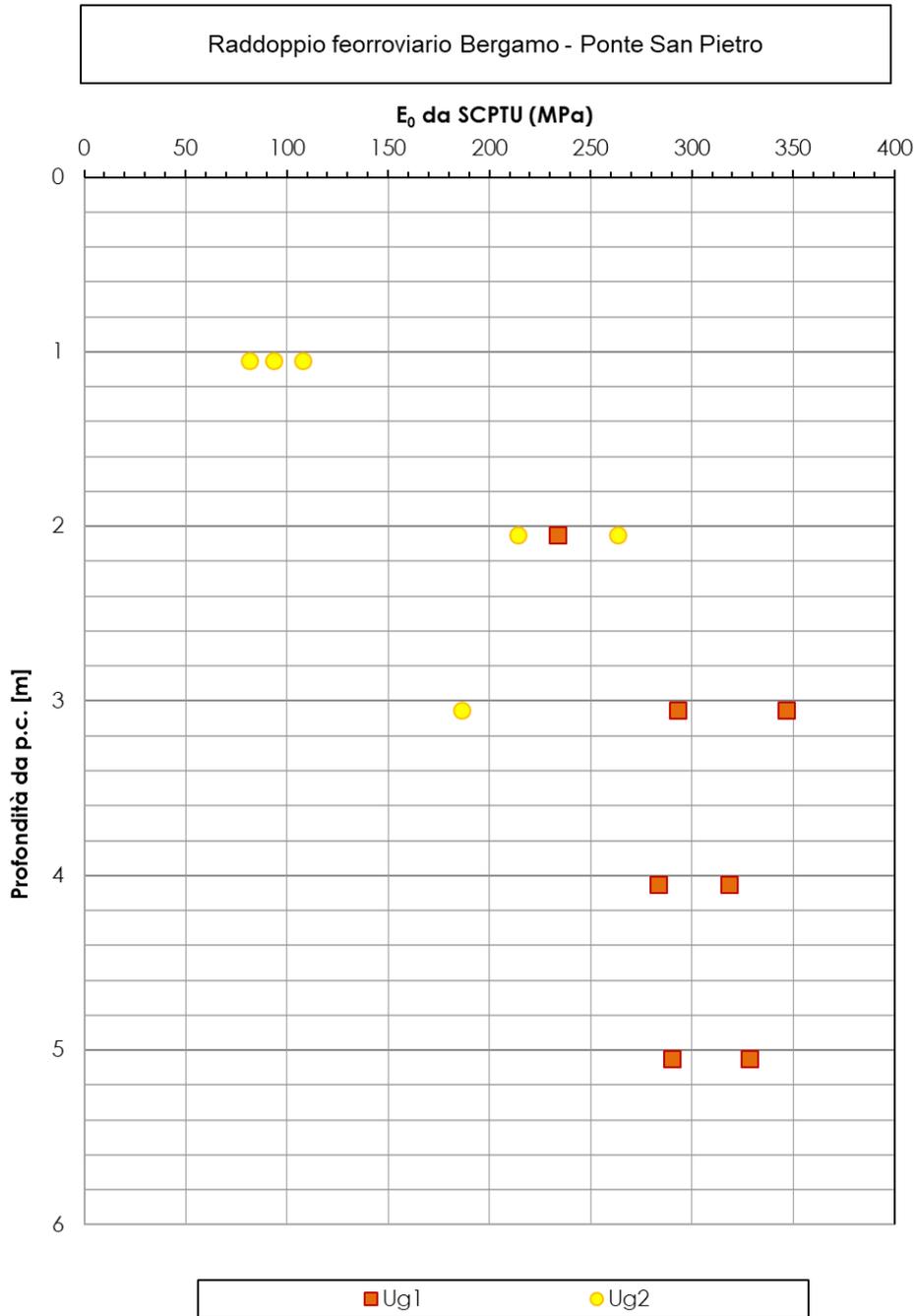


Figura 18: Modulo di Young iniziale da Vs di SCPTU

7.1.5.5 Modulo di Young operativo E_{op1} da SPT

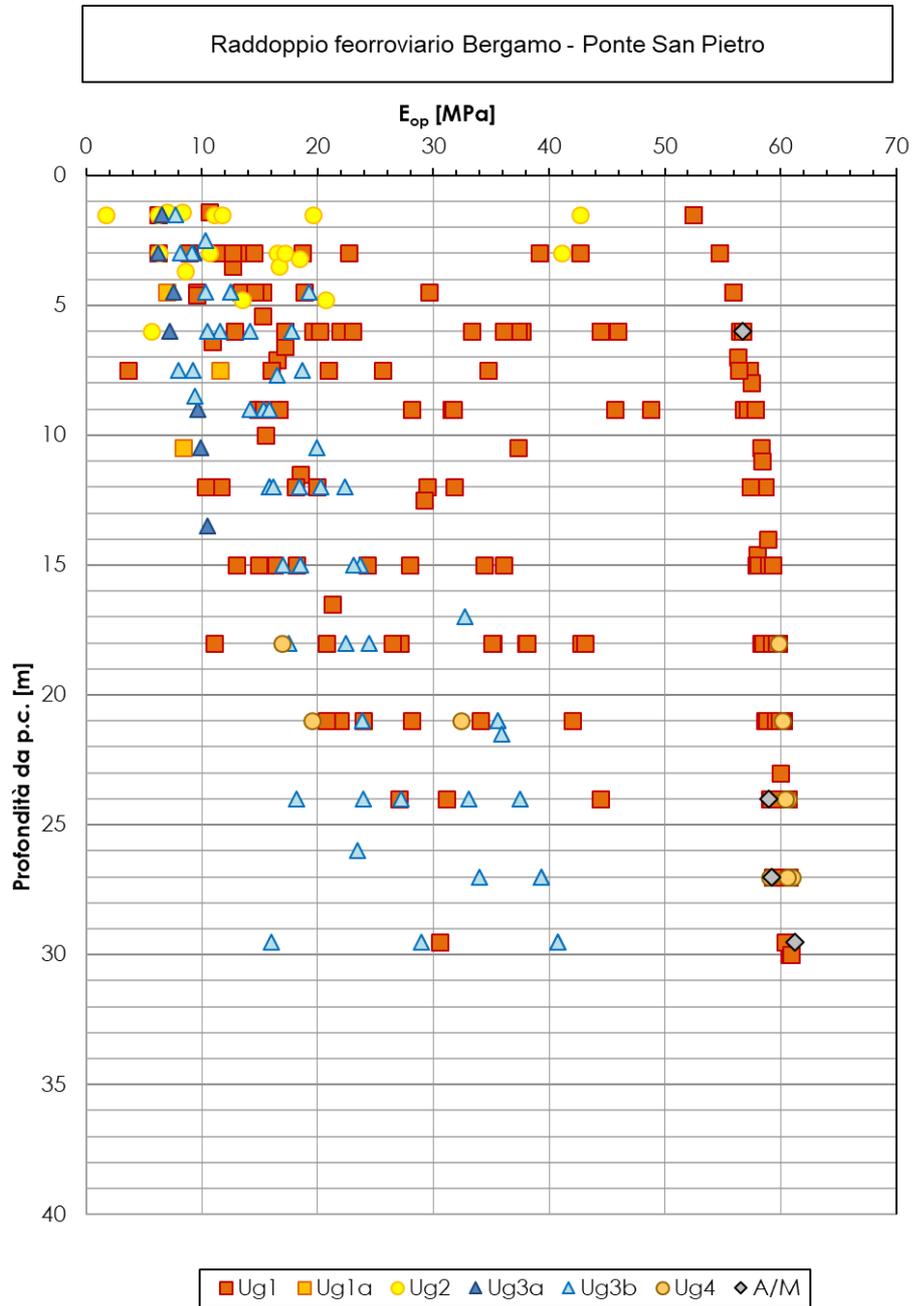


Figura 19: Modulo di Young operativo E_{op1} da SPT

7.1.5.6 Modulo di Young operativo E_{op1} da SCPTU

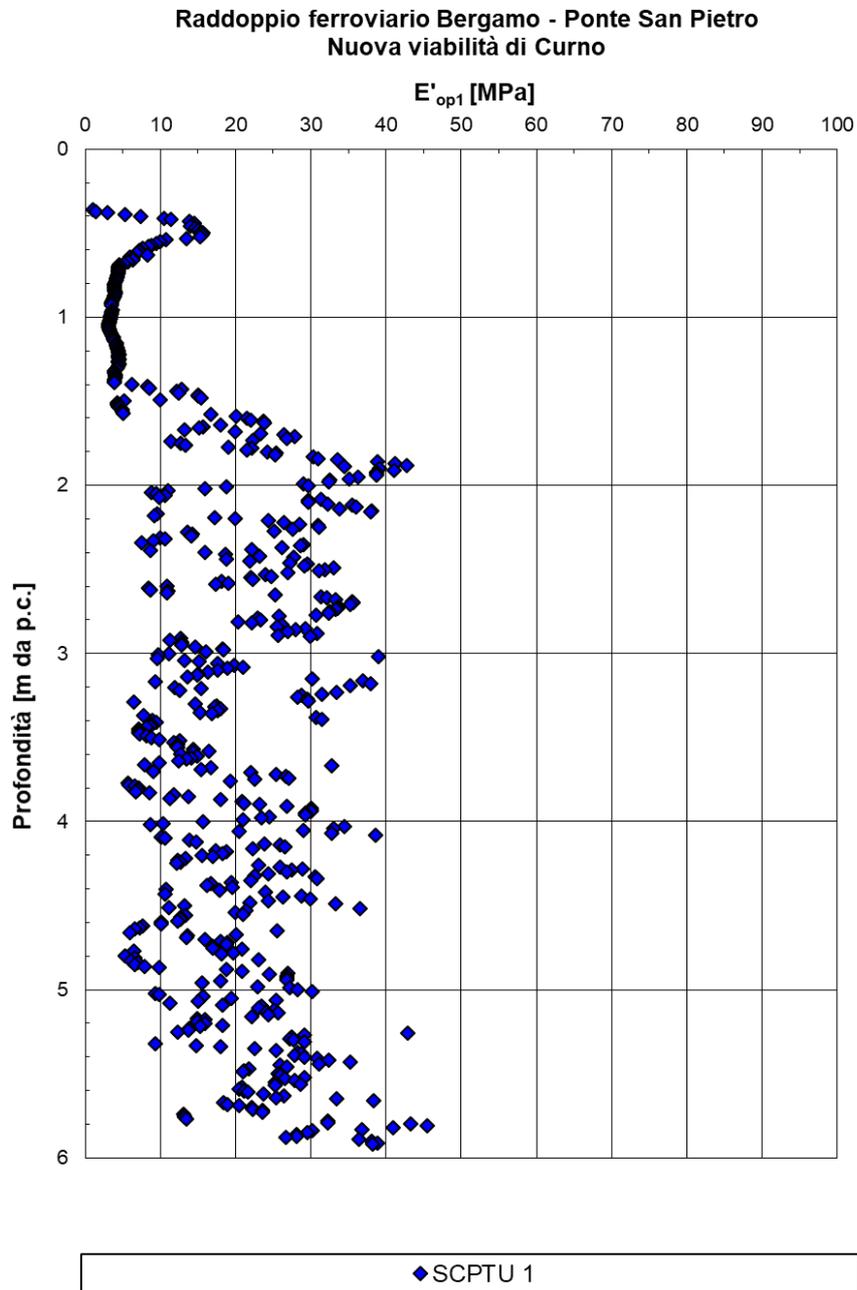


Figura 20: Modulo di Young operativo da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

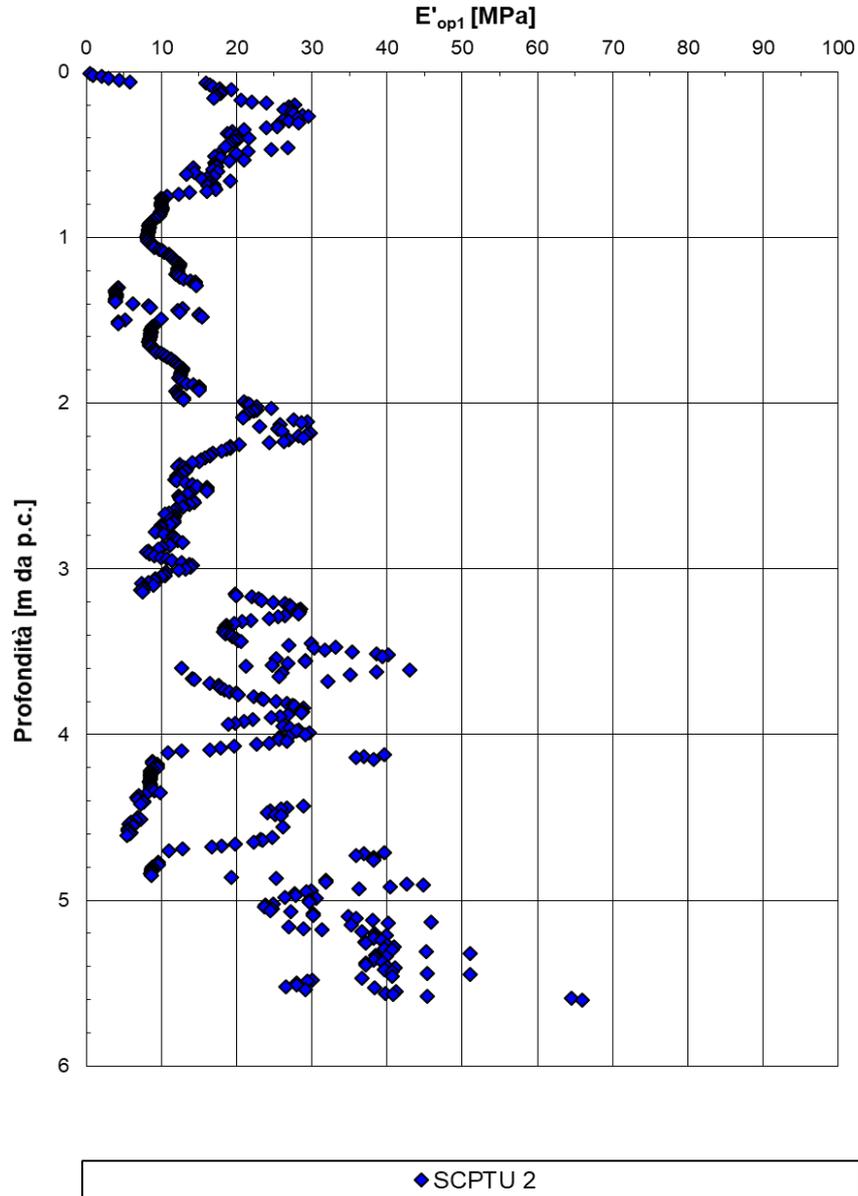


Figura 21: Modulo di Young operativo da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

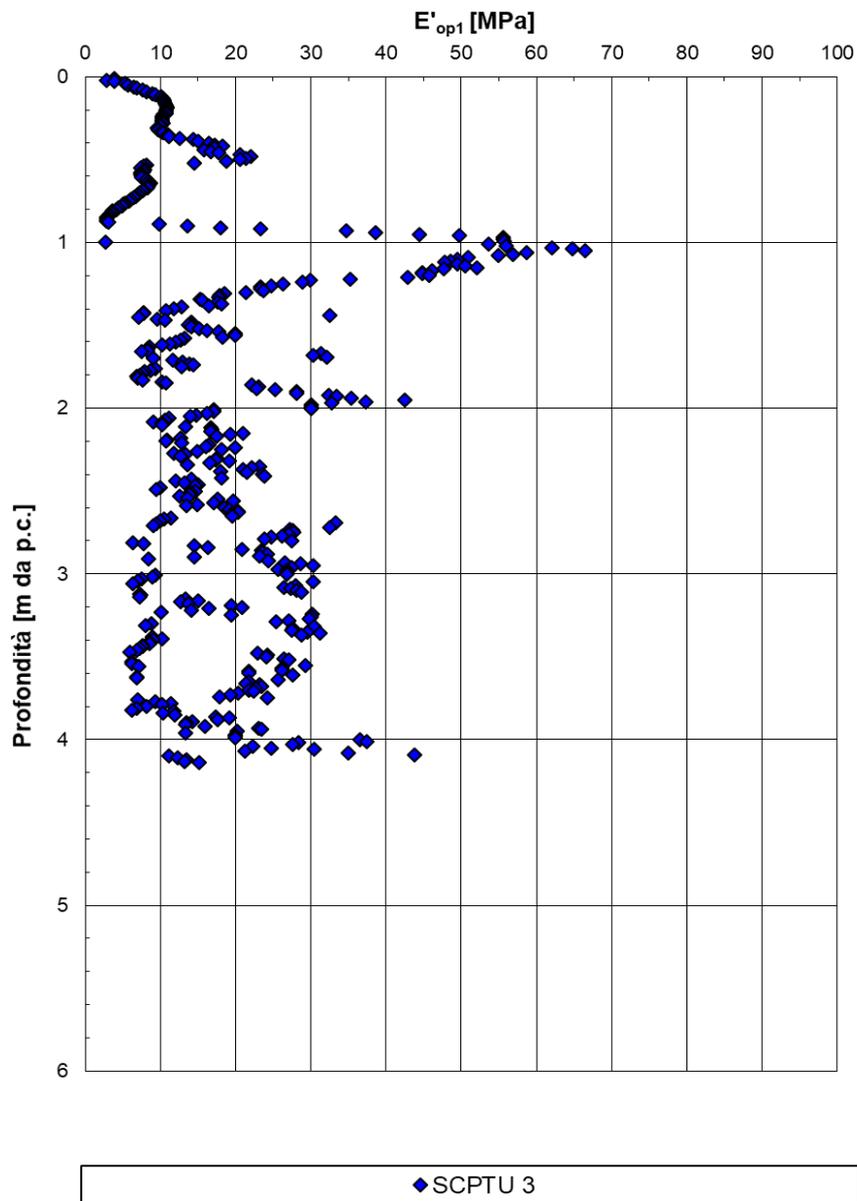


Figura 22: Modulo di Young operativo da SCPTU-03

7.1.5.7 Modulo di Young operativo E_{op1} da Vs da SCPTU

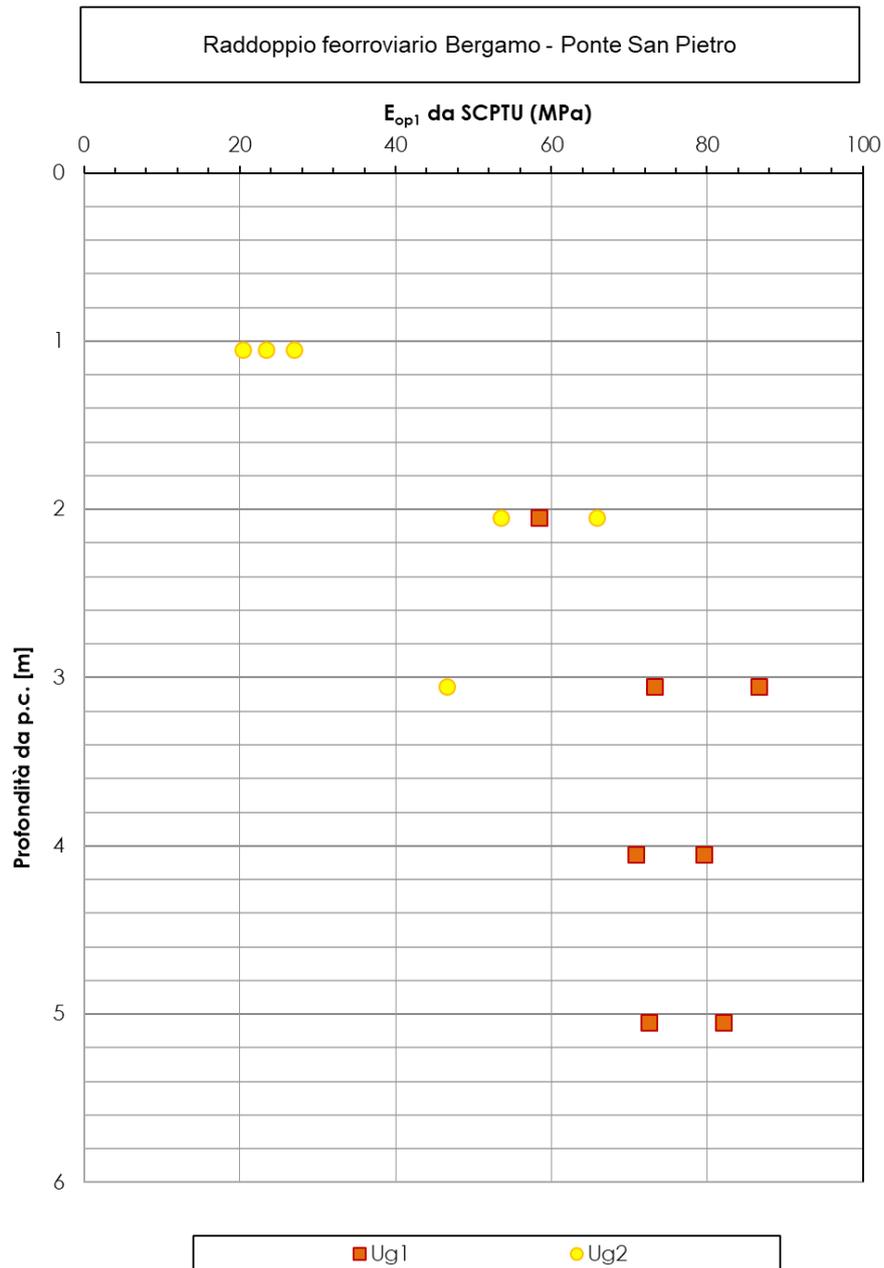


Figura 23: Modulo di Young operativo da Vs di SCPTU

7.1.6 Caratteristiche di resistenza

7.1.6.1 Terreni coesivi: coesione non drenata da SPT

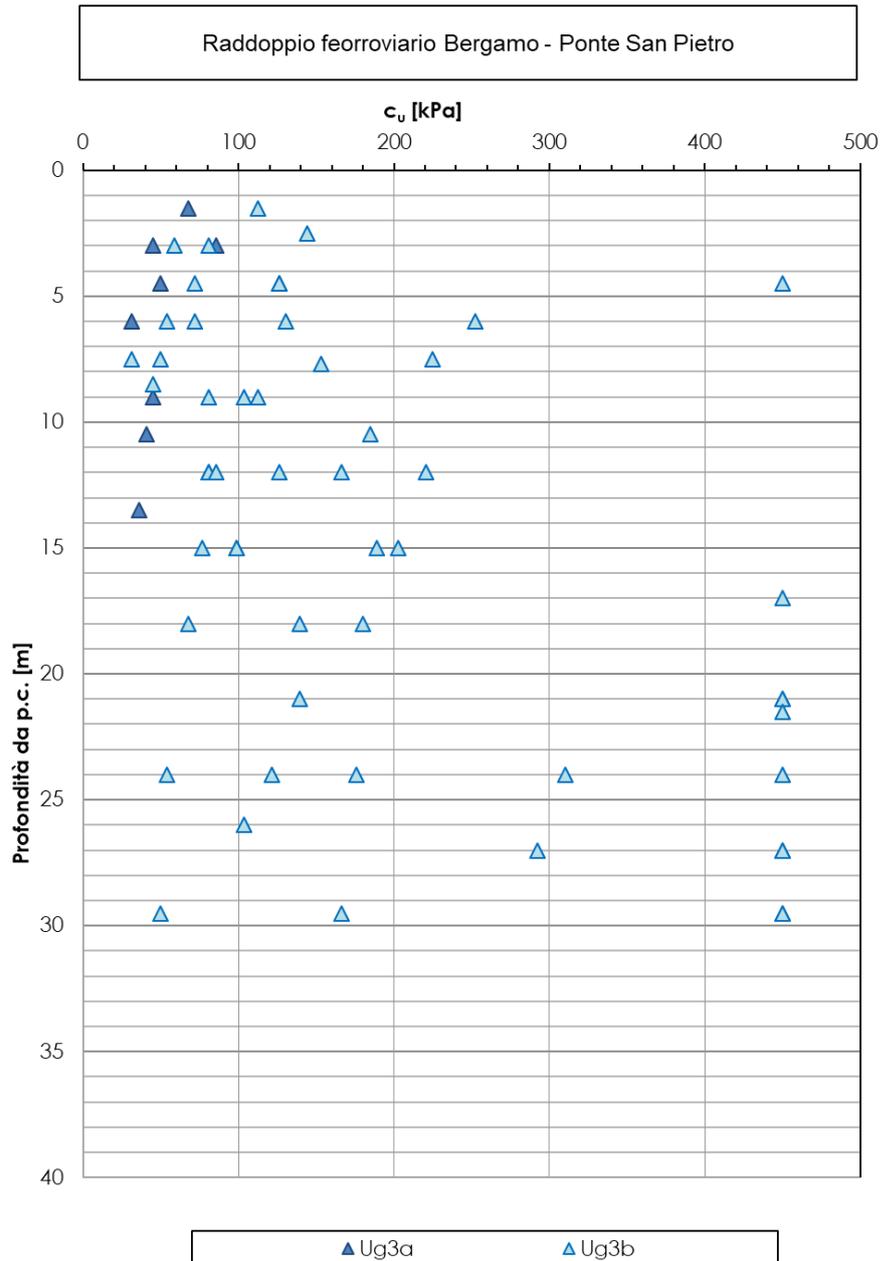


Figura 24.: Coesione non drenata da SPT

7.1.6.2 Terreni coesivi: coesione non drenata da SCPTU

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

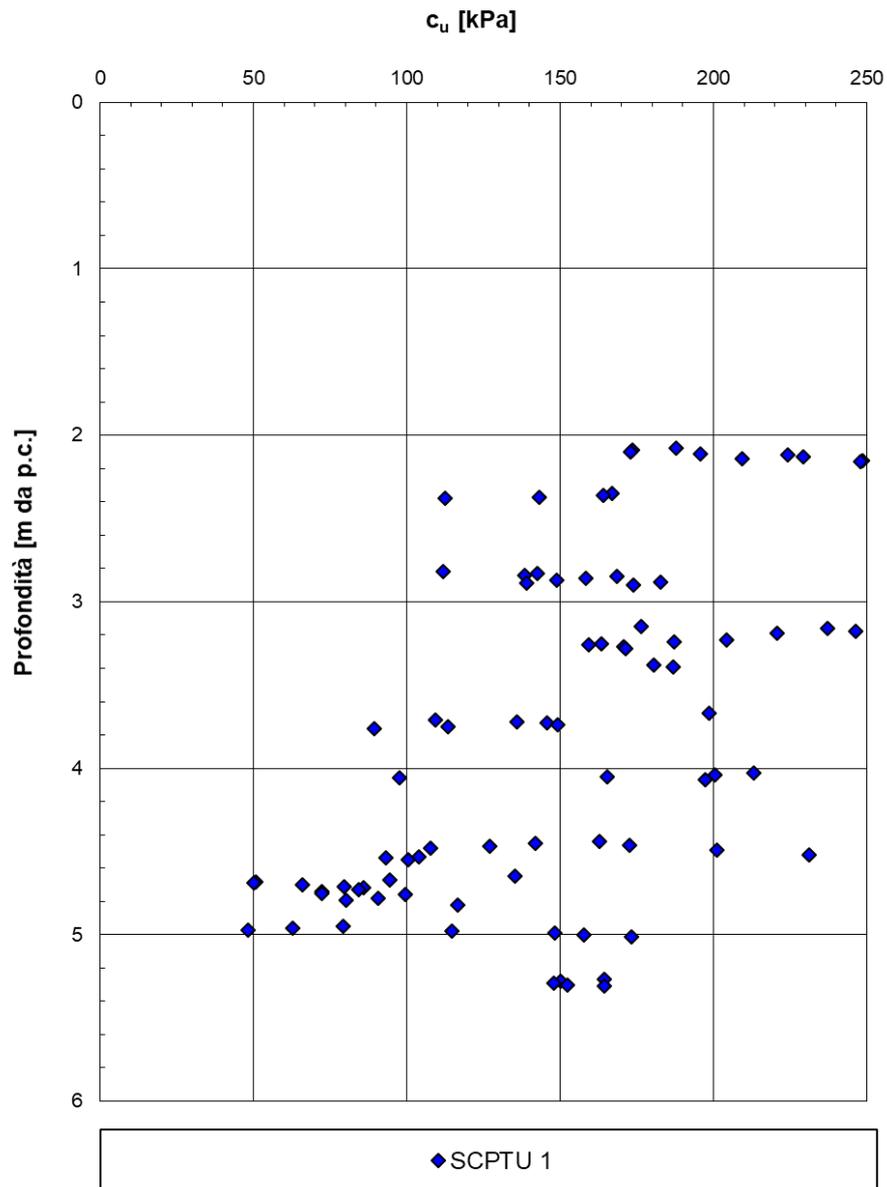


Figura 25:: Coesione non drenata da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

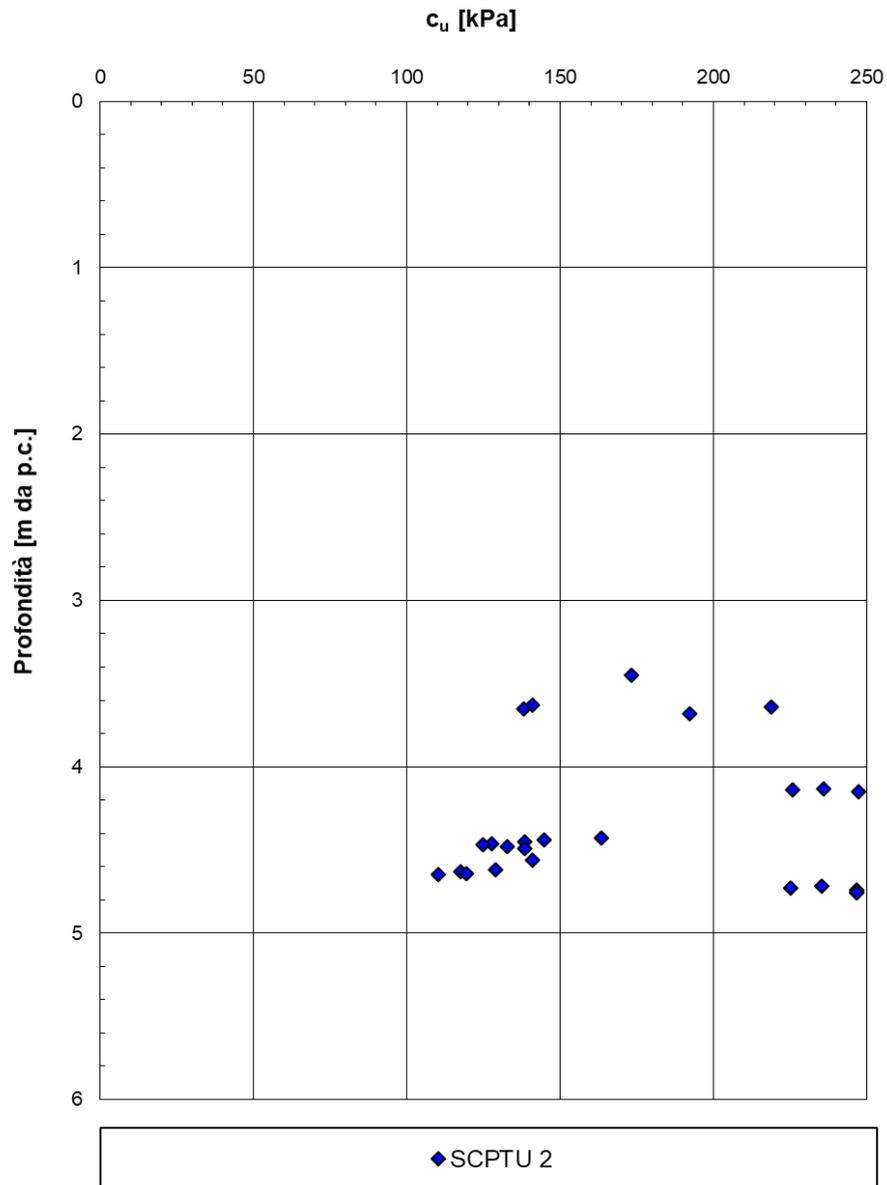


Figura 26:: Coesione non drenata da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

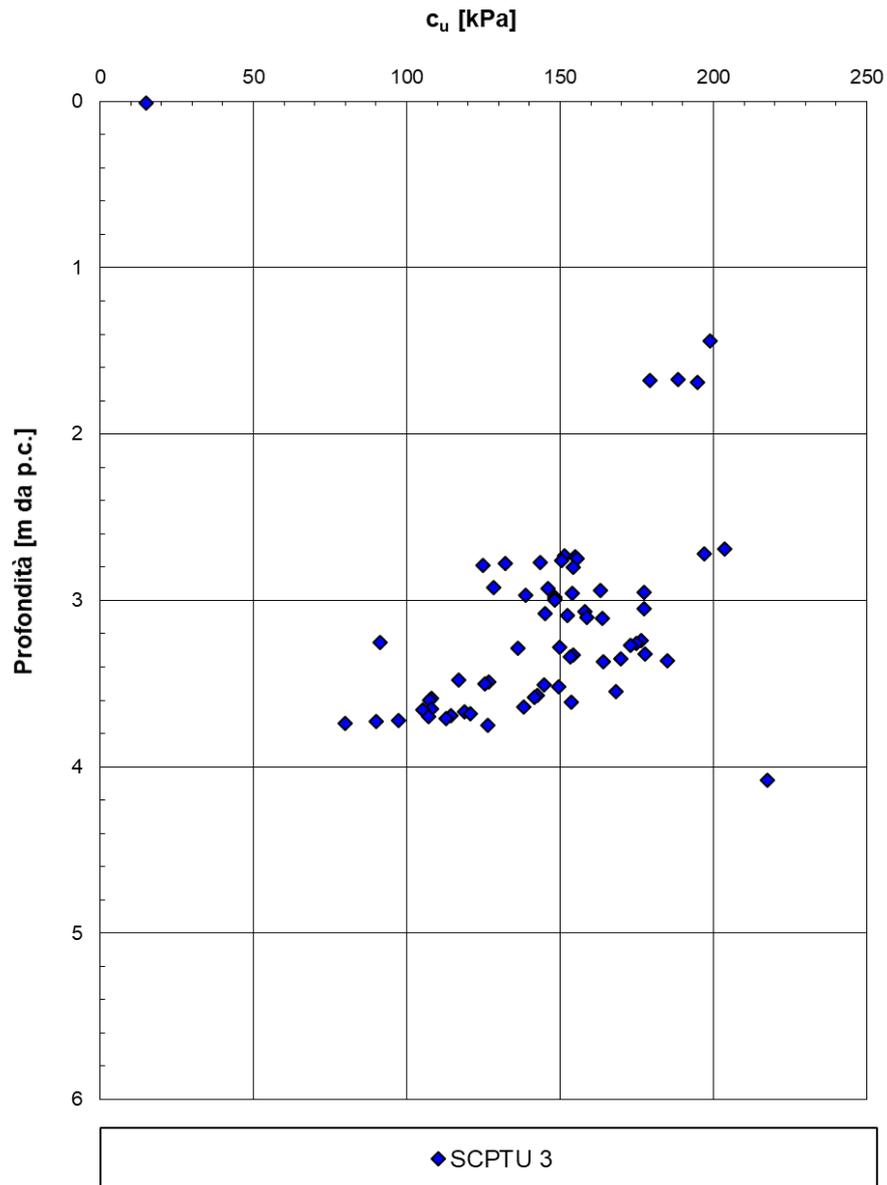


Figura 27:: Coesione non drenata da SCPTU-03

7.1.6.3 Terreni incoerenti: densità relativa da SPT

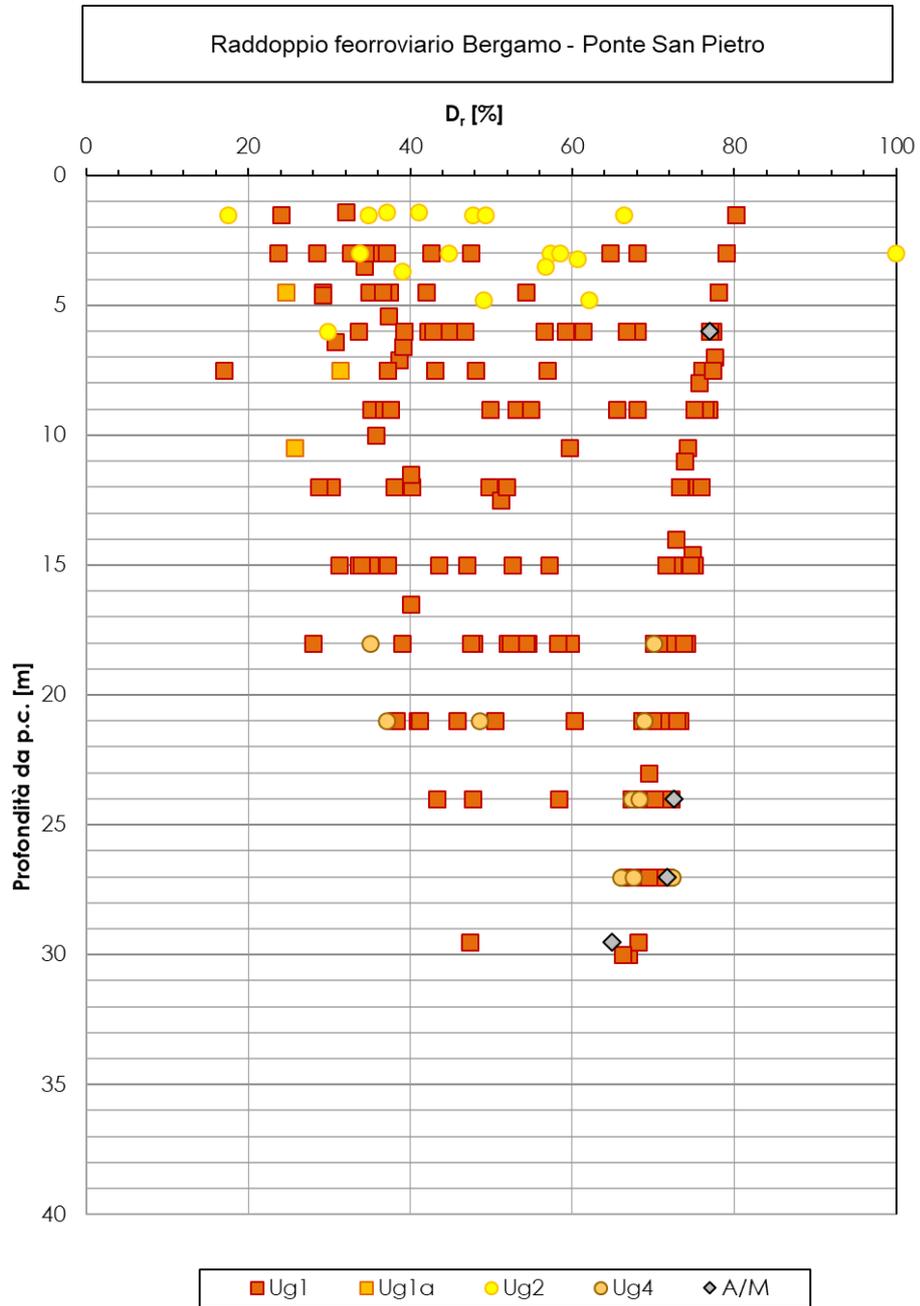


Figura 28: Densità relativa da SPT

7.1.6.4 Terreni incoerenti: densità relativa da SCPTU

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

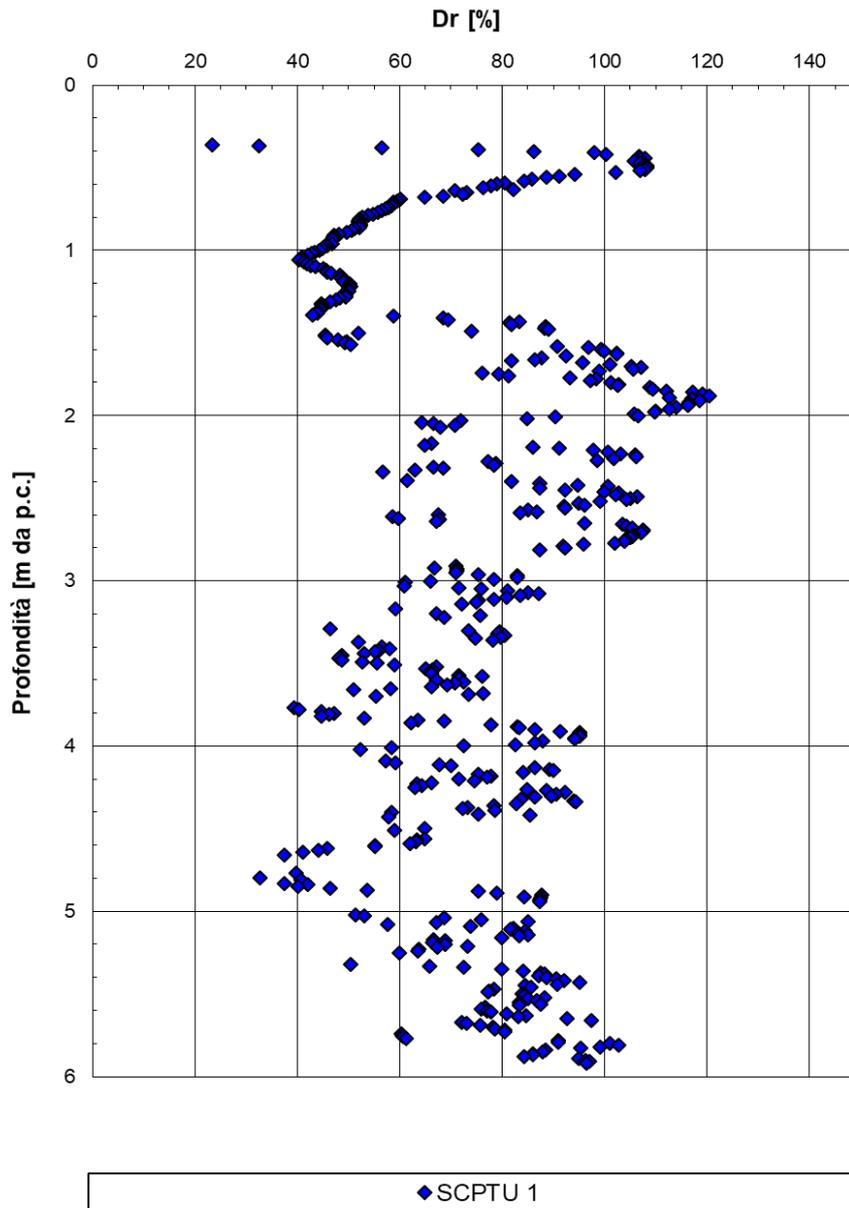


Figura 29: Densità relativa da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

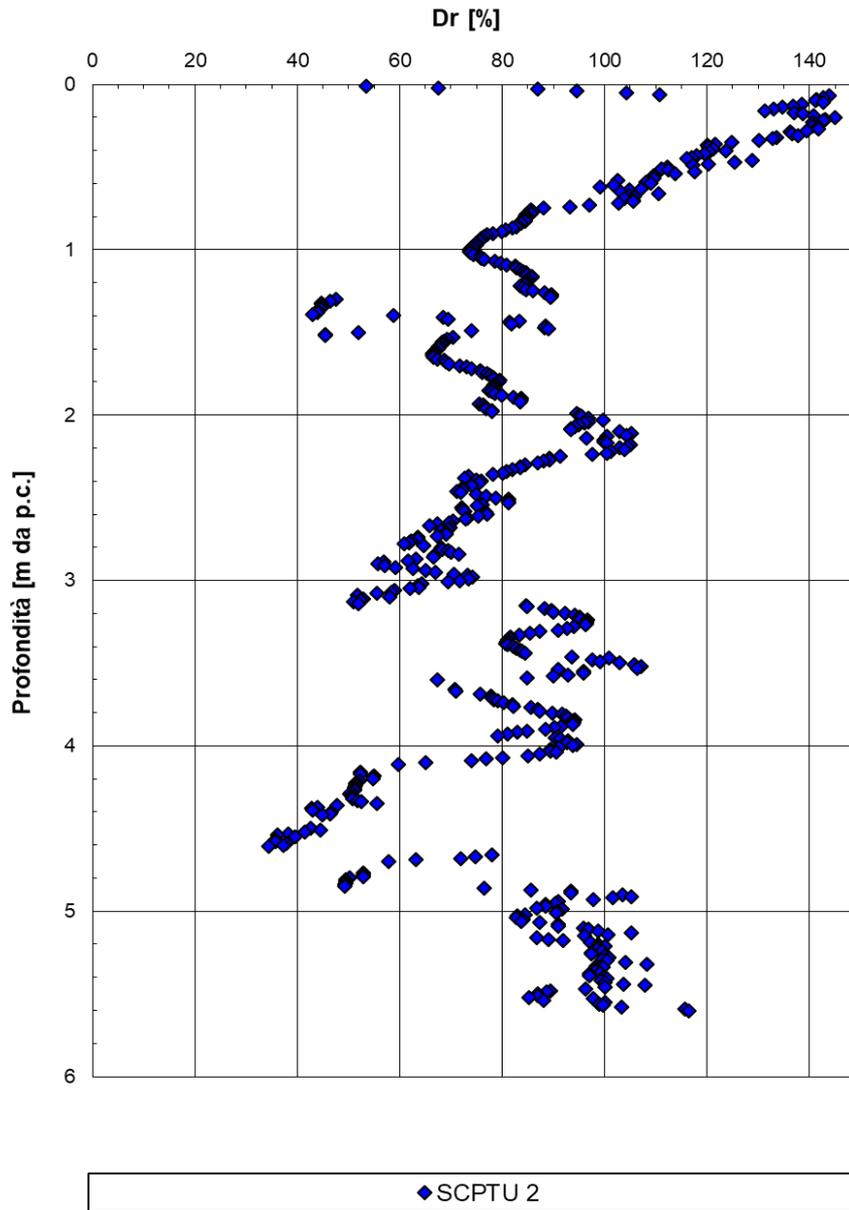


Figura 30: Densità relativa da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

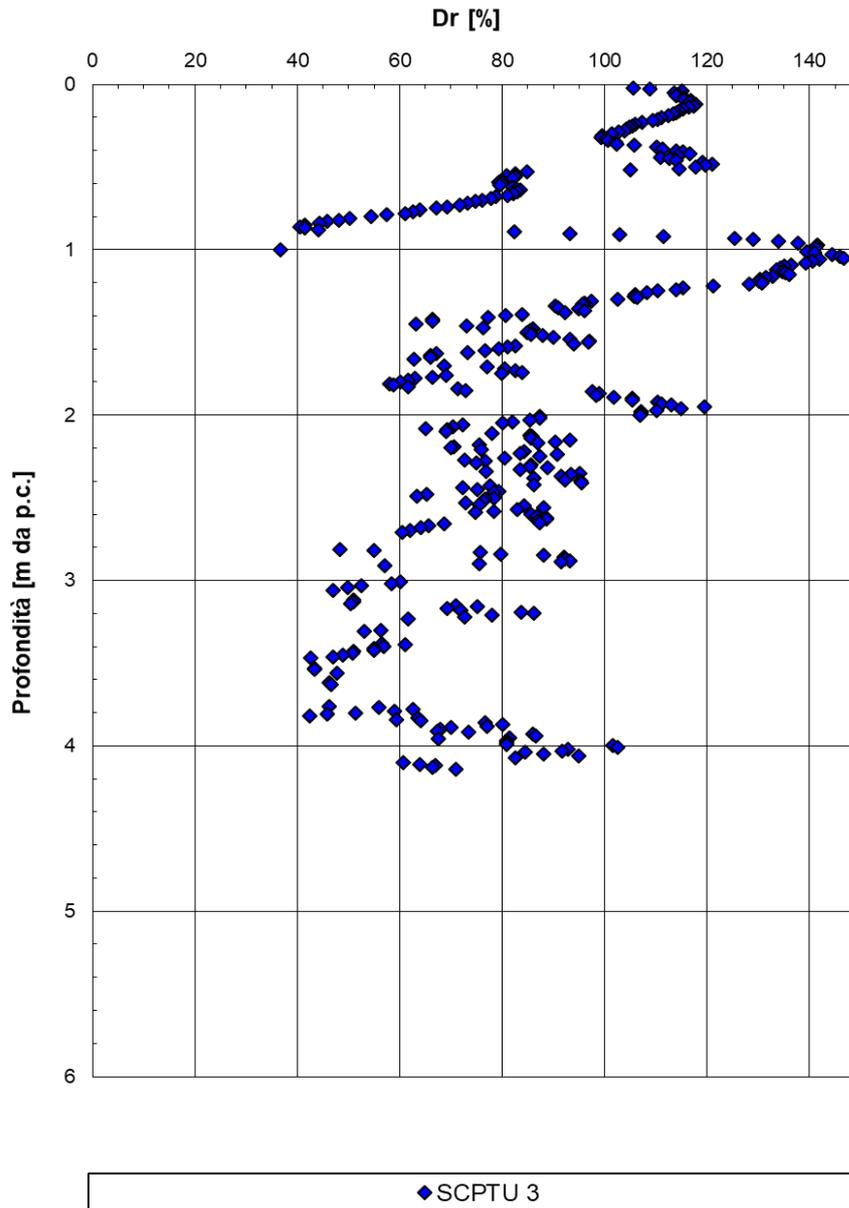


Figura 31: Densità relativa da SCPTU-03

7.1.6.5 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da Bolton con Dr da SPT

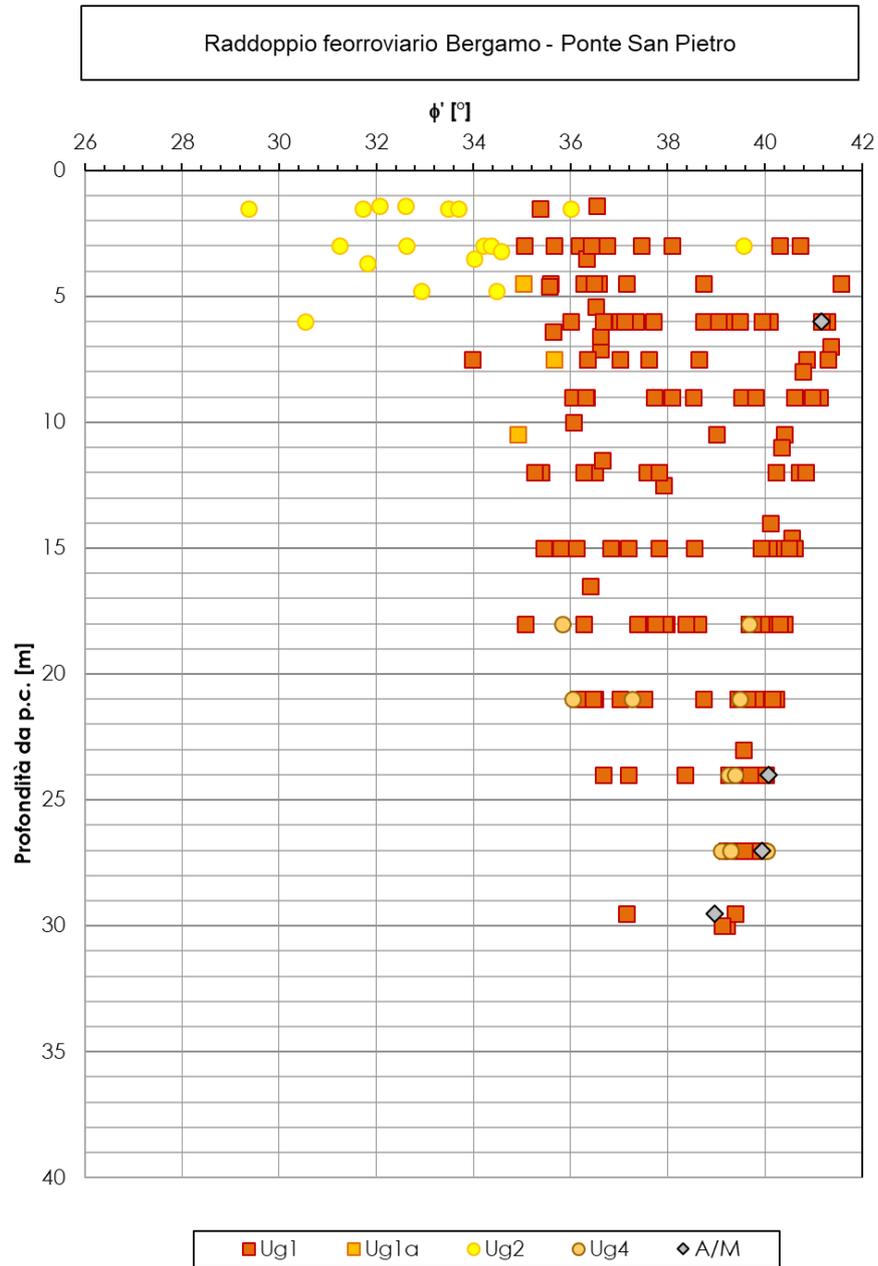


Figura 32: Angolo di resistenza al taglio da Bolton con Dr da SPT

7.1.6.6 Terreni incoerenti: angolo d'attrito da SCPTU

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

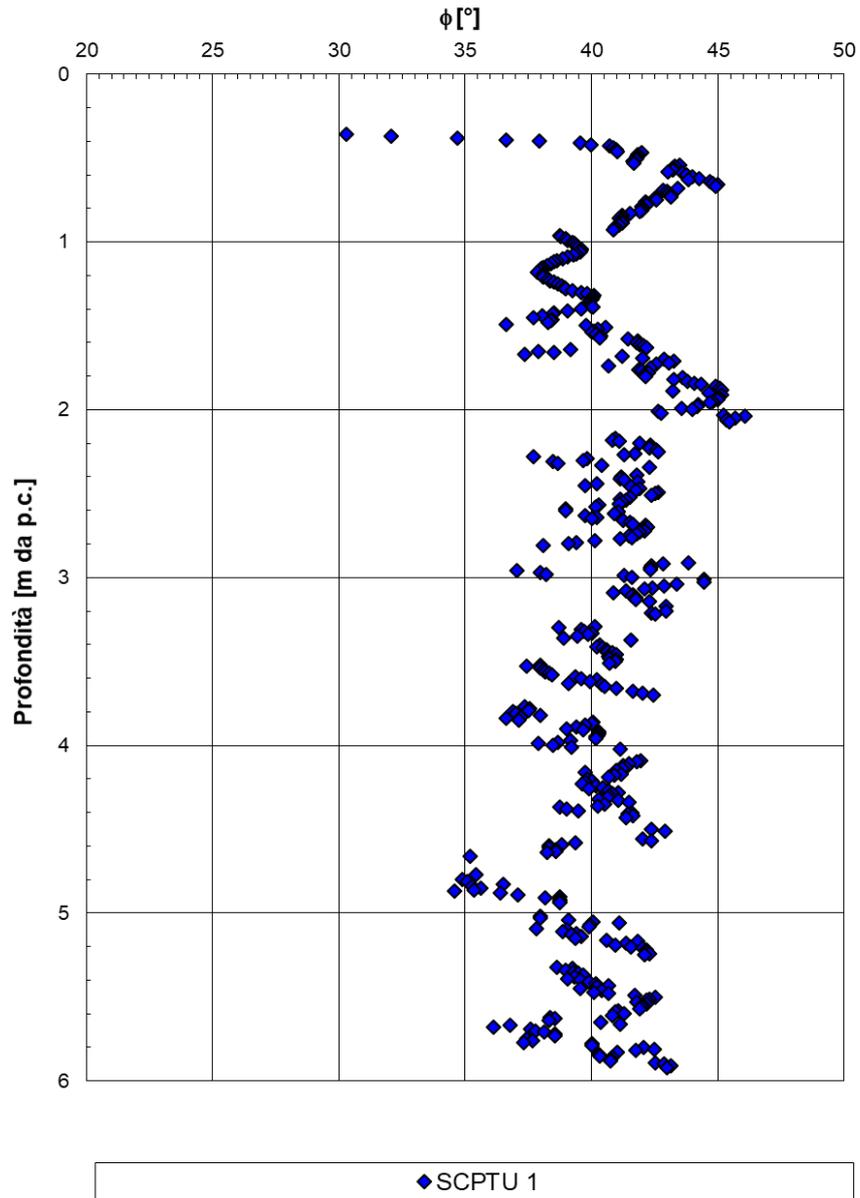


Figura 33: Angolo di resistenza al taglio da da SCPTU-01

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

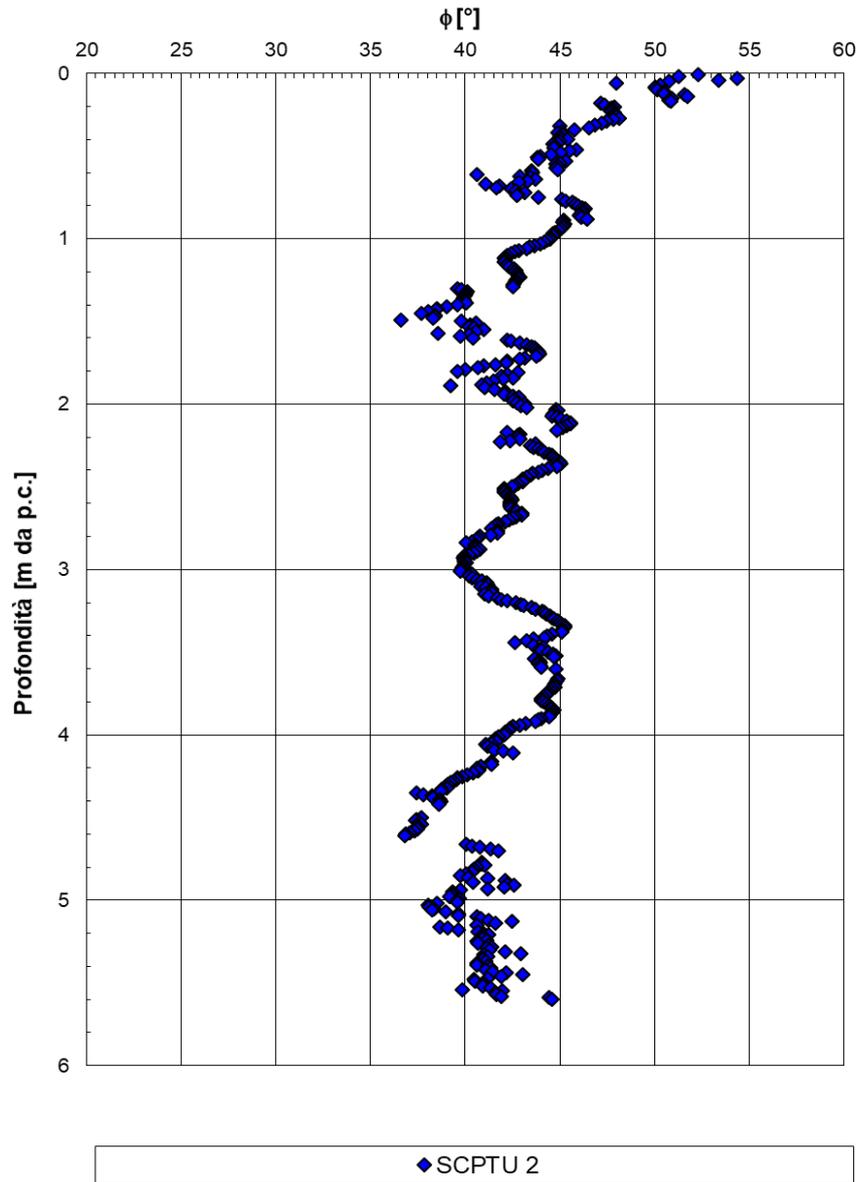


Figura 34: Angolo di resistenza al taglio da SCPTU-02

Raddoppio ferroviario Bergamo - Ponte San Pietro
Nuova viabilità di Curno

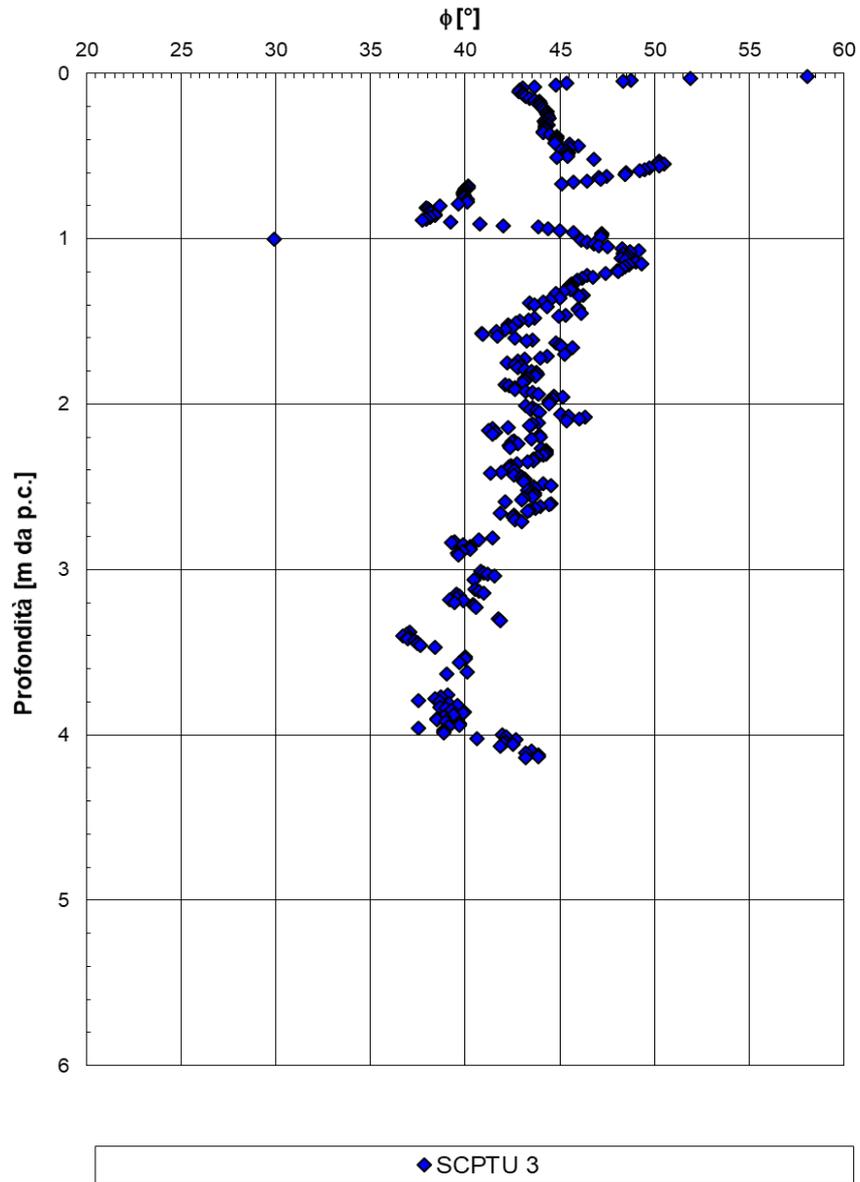


Figura 35: Angolo di resistenza al taglio da SCPTU-03

7.2 Risultati ed interpretazione delle prove di laboratorio

Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e la loro interpretazione.
In particolare:

- Pesi di volume
- Composizione granulometrica
- Contenuto naturale d'acqua
- Indice dei vuoti
- Limite Liquido
- Limite Plastico
- Indice di Plasticità
- Carta di Plasticità di Casagrande
- Indice di consistenza
- Tabella riassuntiva dei parametri di resistenza drenati ricavati da prove TX-CIU e taglio diretto
- Tabella riassuntiva parametri di deformabilità ricavati da Prove Edometriche

7.2.1 Granulometrie e caratteristiche fisiche

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Peso per unità di volume

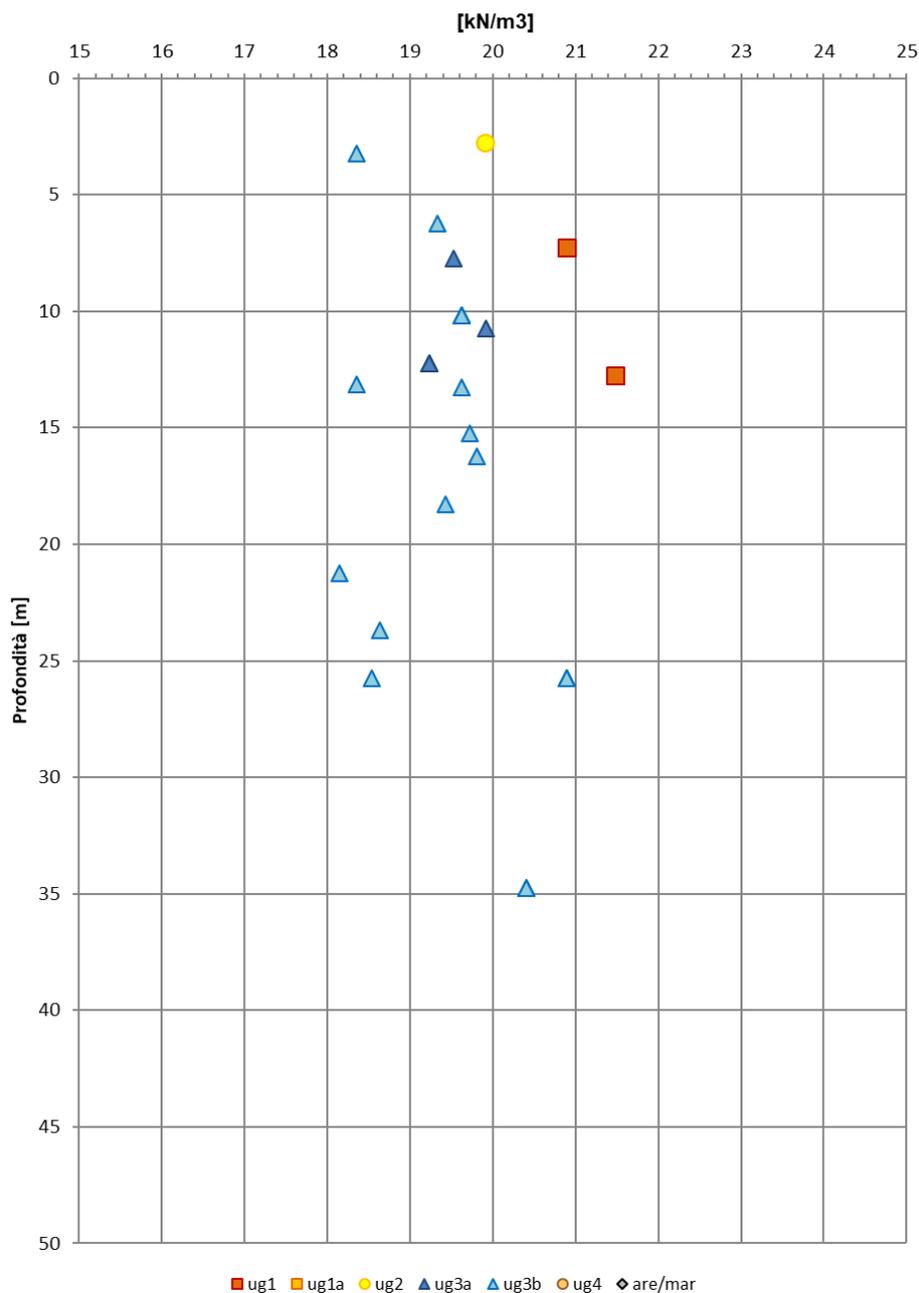


Figura 36: Pesi dell' unità di volume

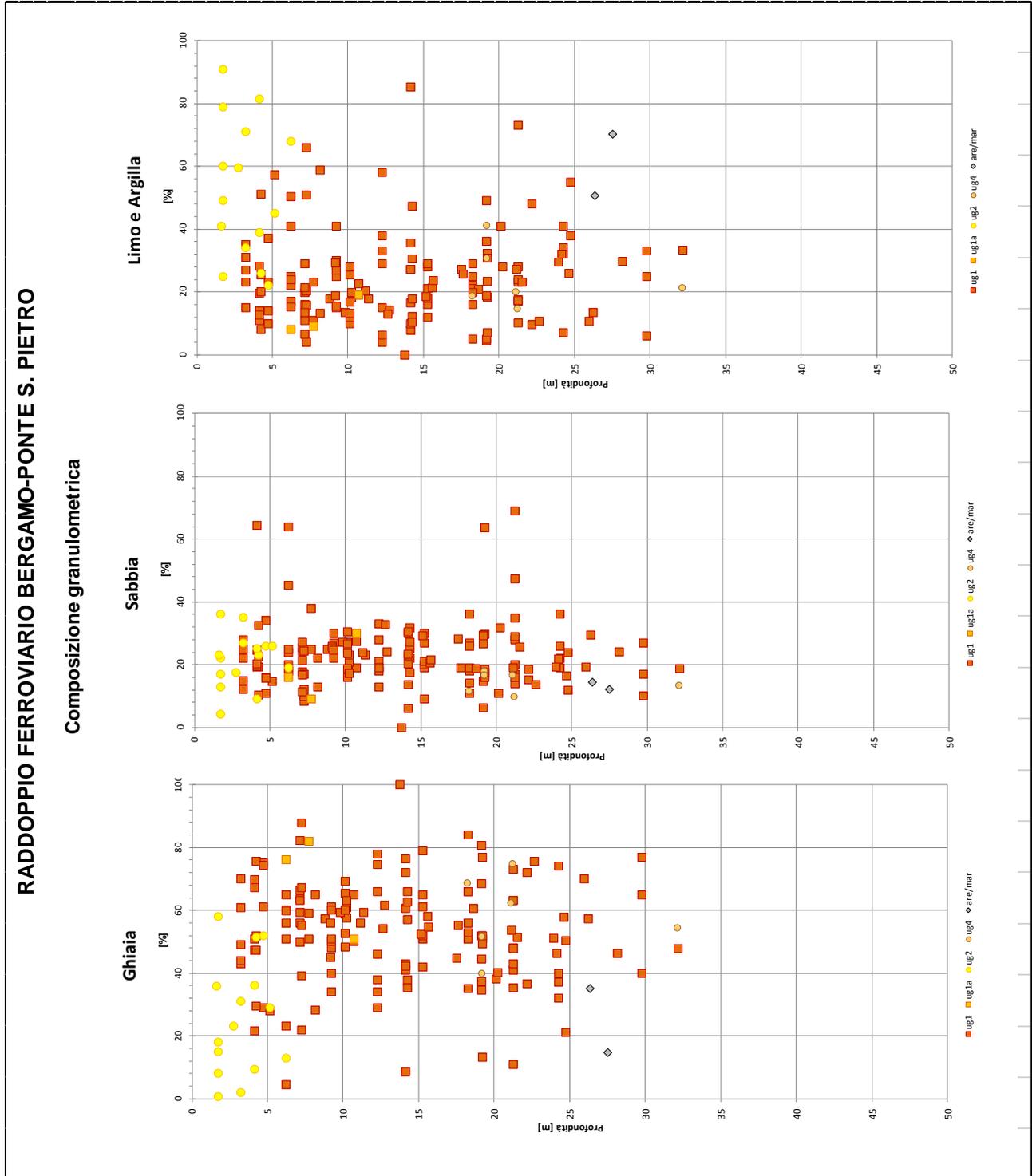


Figura 37: Composizione granulometrica Materiali granulari

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Composizione granulometrica

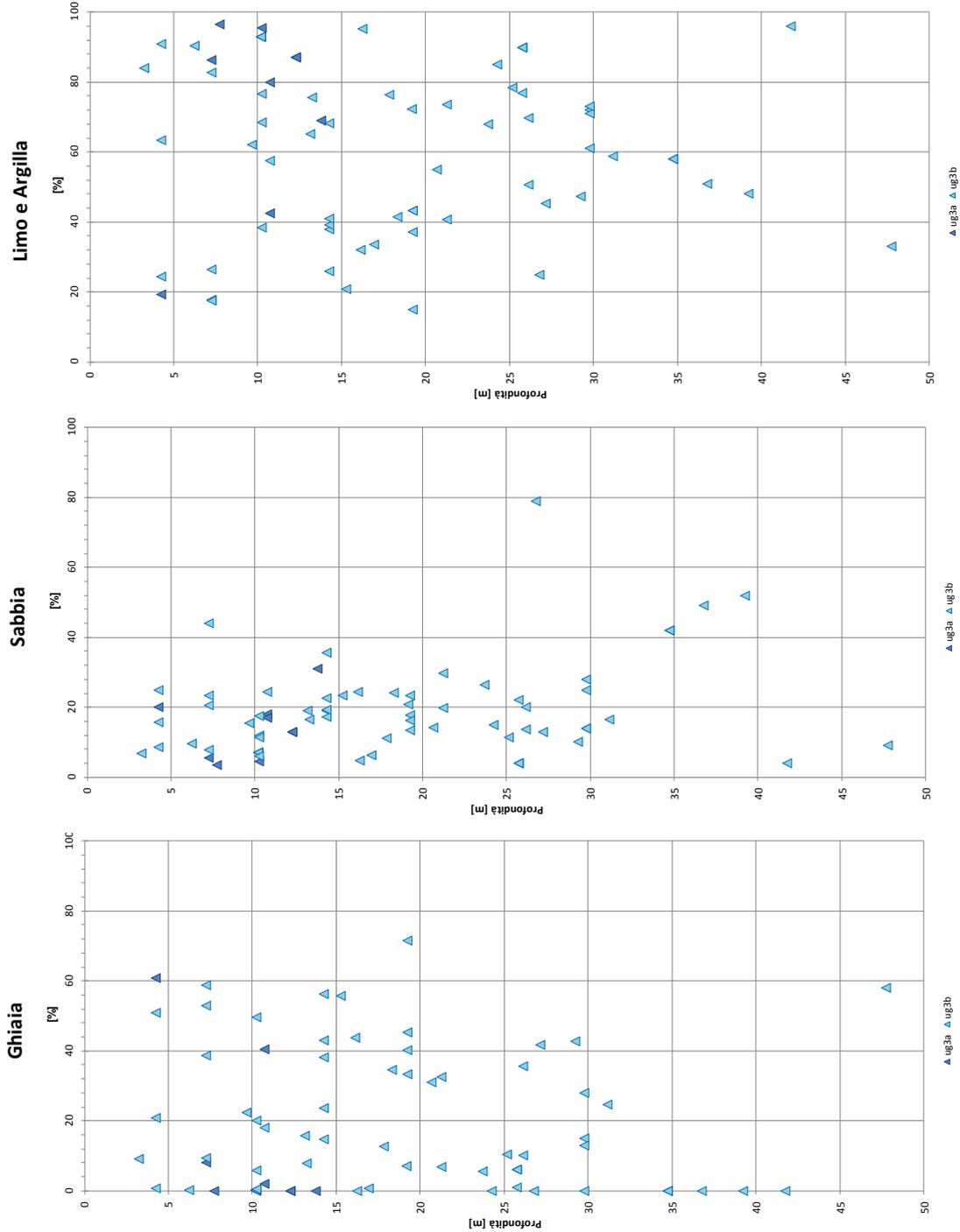


Figura 38: Composizione granulometrica Materiali coesivi

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Contenuto d'acqua

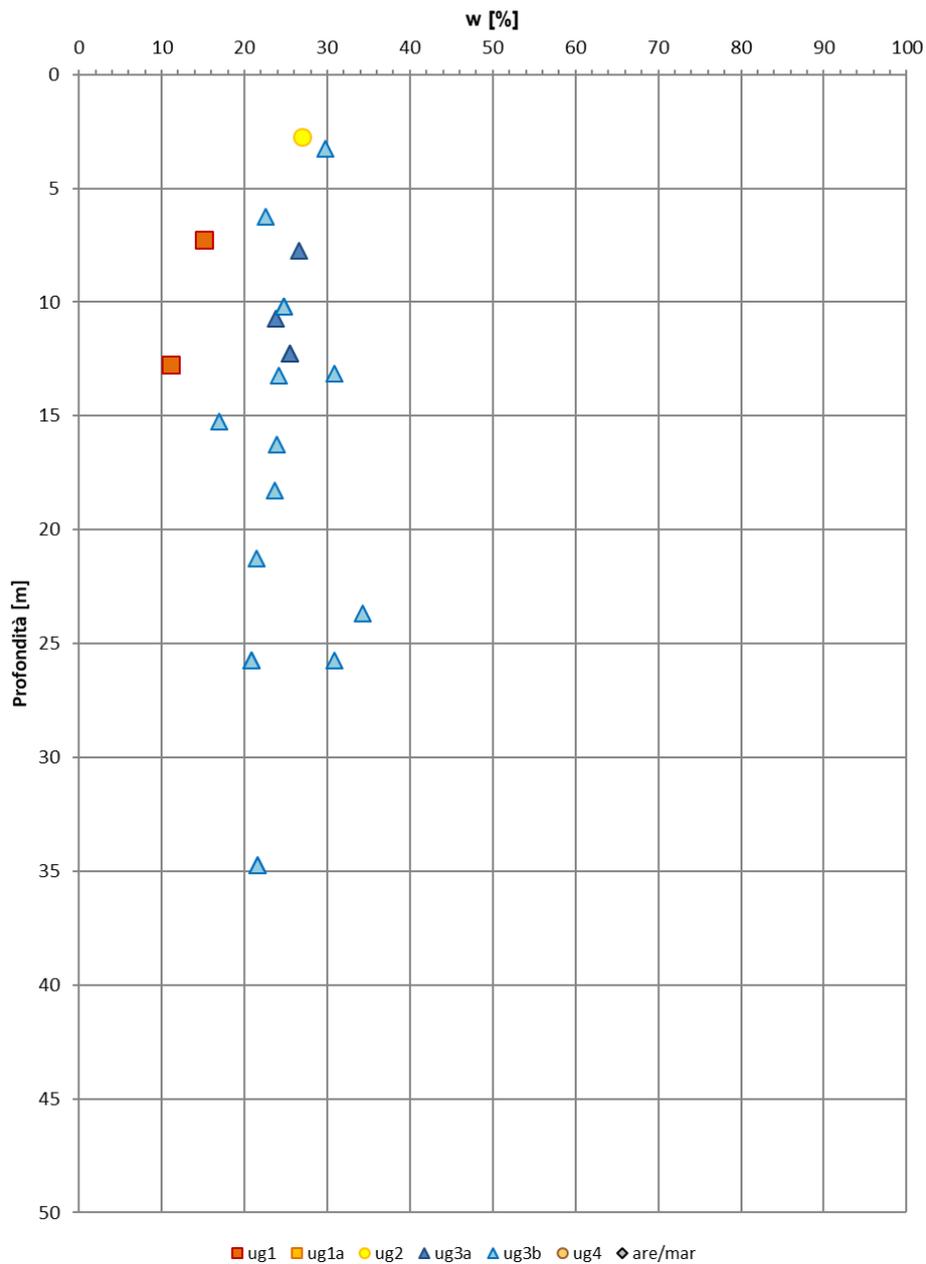


Figura 39: Contenuto naturale d'acqua

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Indice dei vuoti

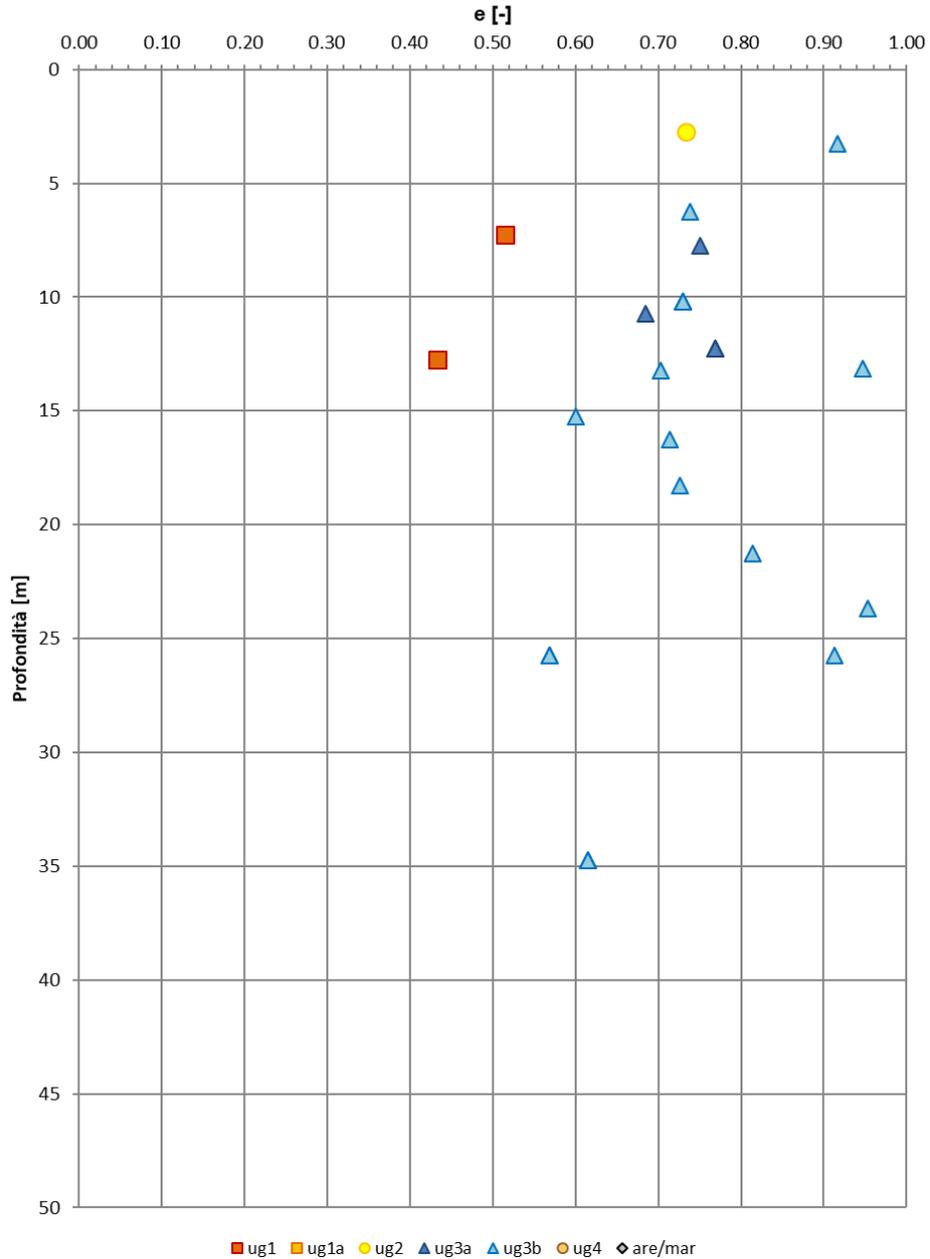


Figura 40: Indice dei vuoti iniziale

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Limite Liquido

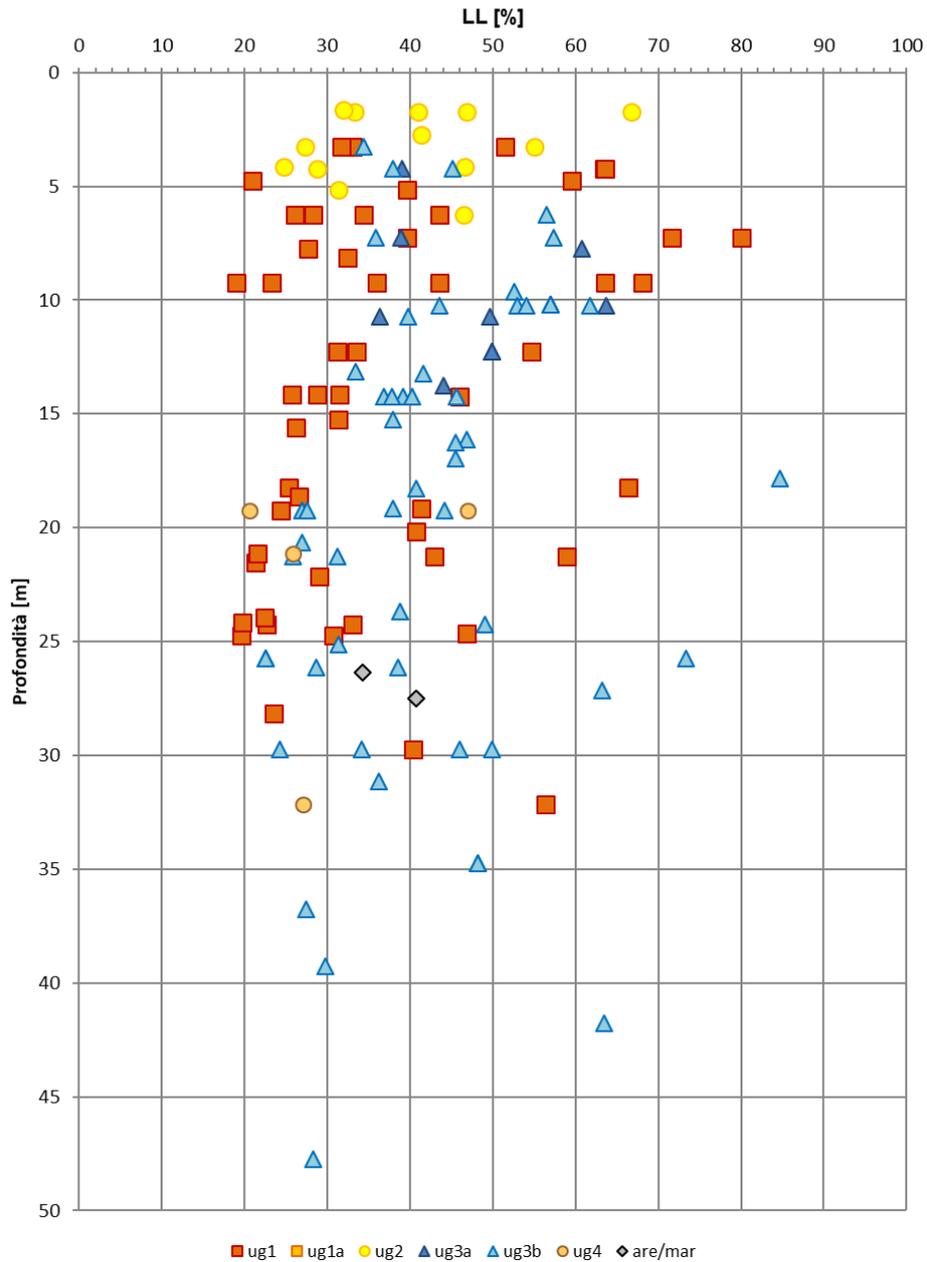


Figura 41: Limite liquido

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Limite plastico

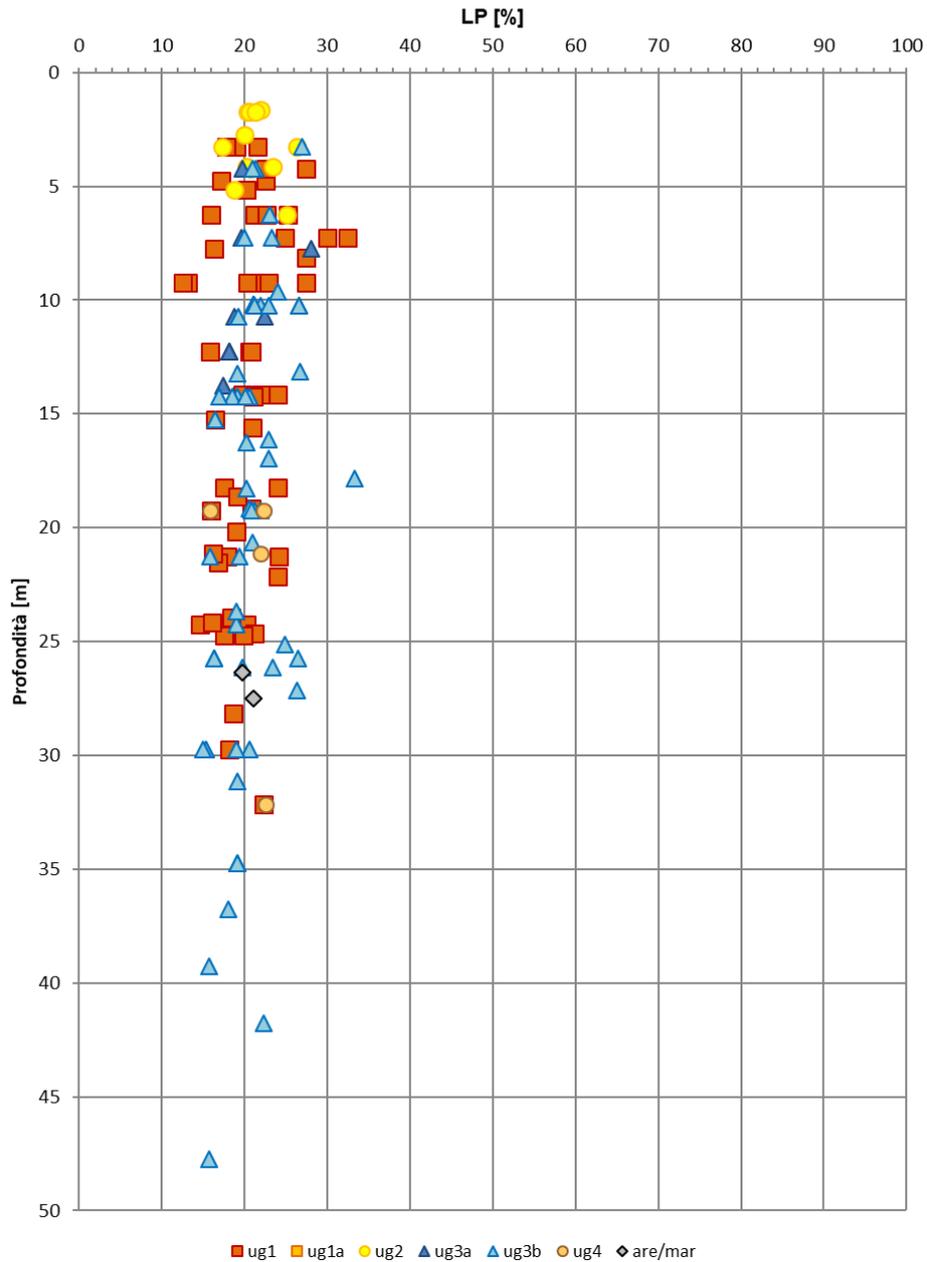


Figura 42: Limite plastico

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Indice di plasticità

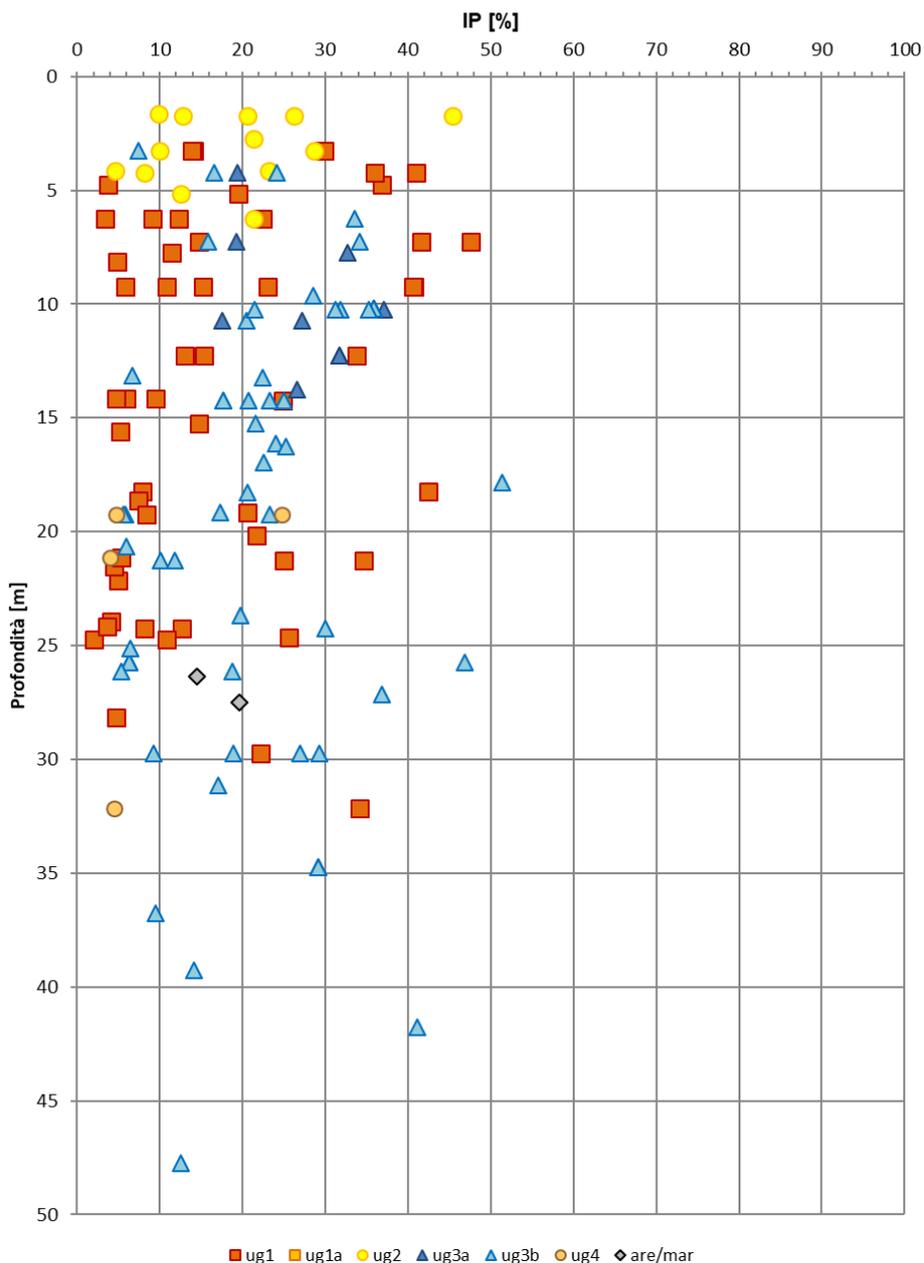


Figura 43: Indice di plasticità

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Carta di plasticità di Casagrande

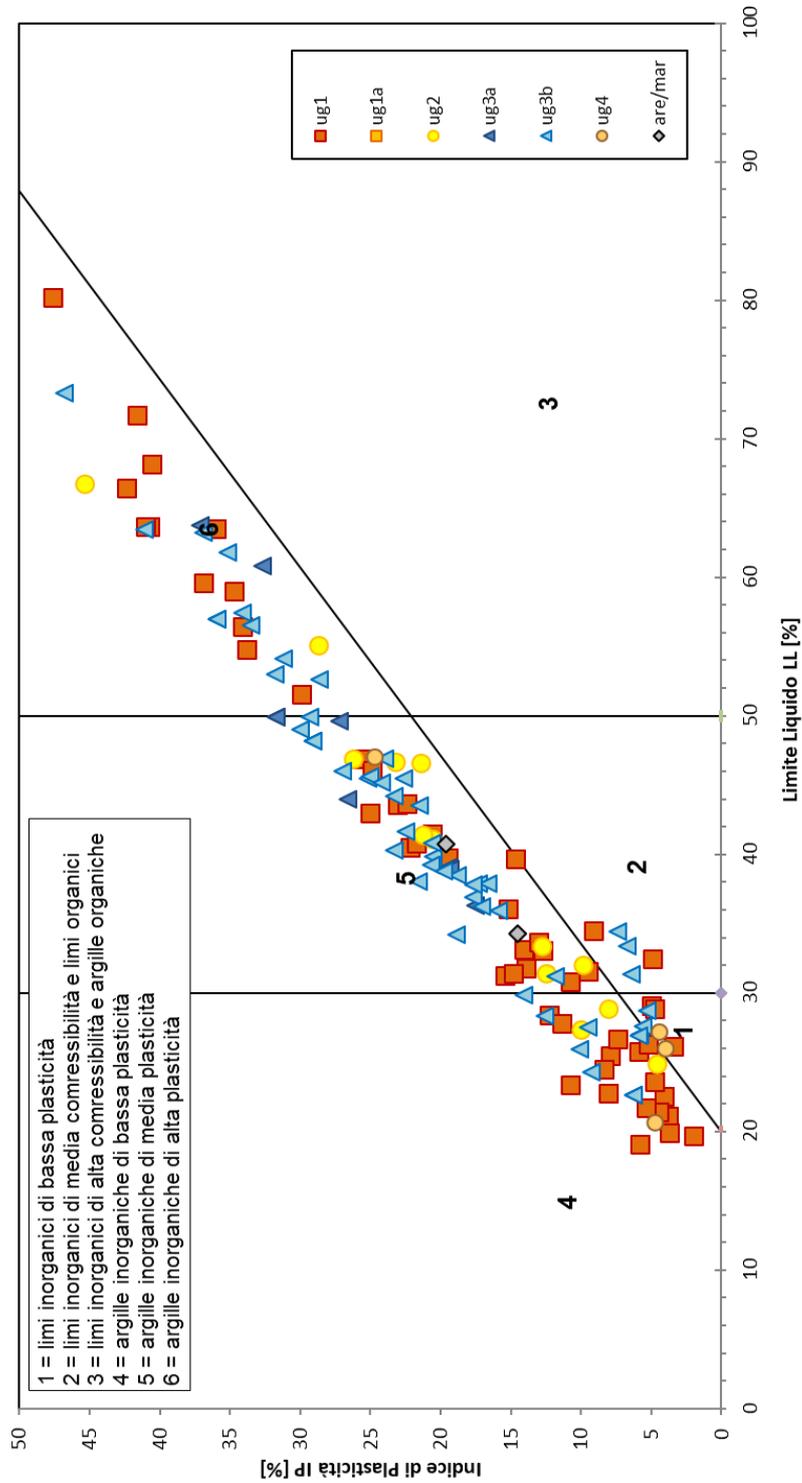


Figura 44: Carta di Casagrande

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Indice di consistenza

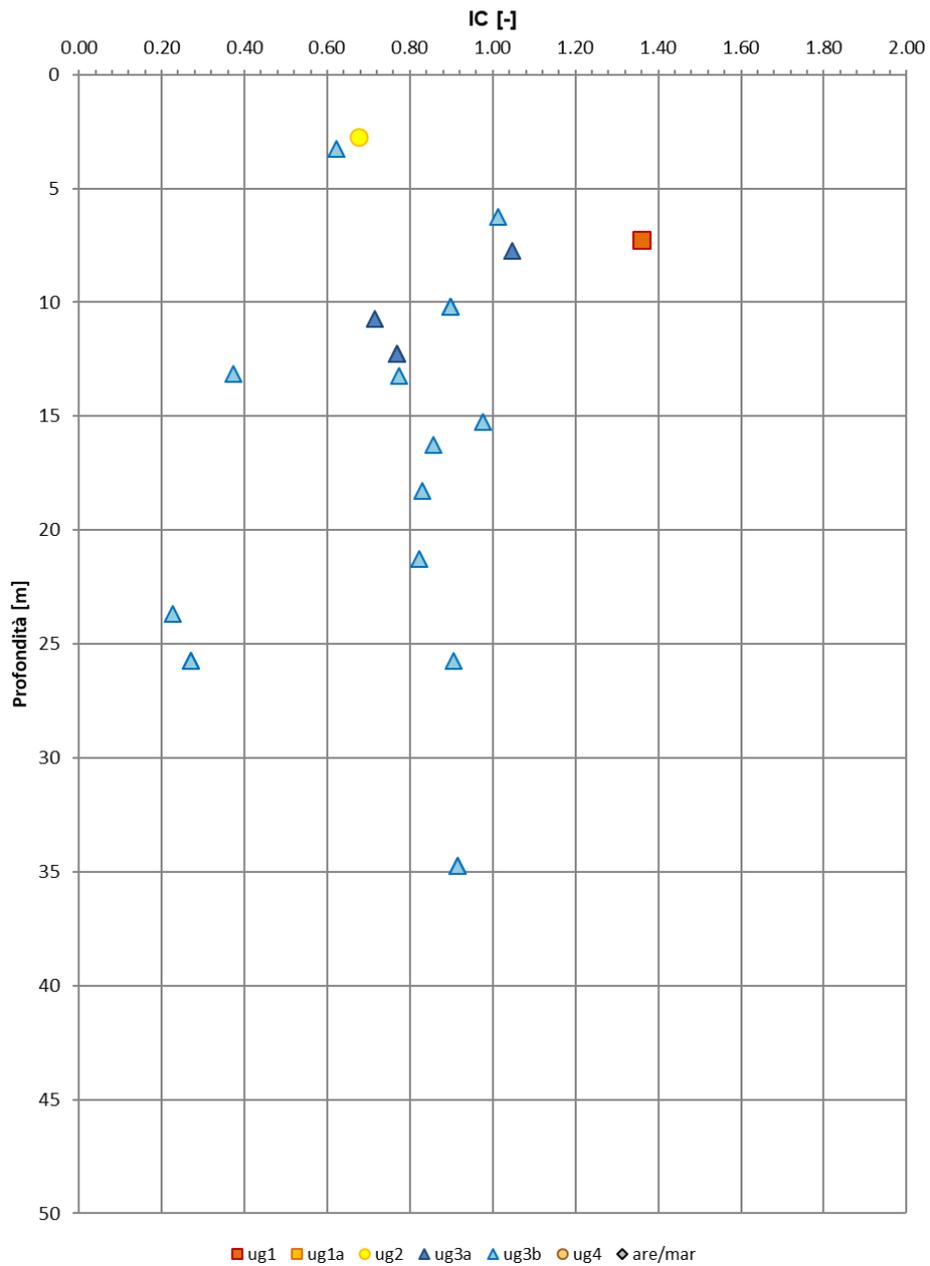


Figura 45: Indice di consistenza

7.2.2 Caratteristiche di resistenza

Tabella 12: Tabella riassuntiva parametri di resistenza da certificati delle Prove di Taglio Diretto e prove di compressione triassiale

Sondaggio	Camp.	Prof.	TD_picco		TX-CIU		Interpretaz. Certificato		TX-UU	Unità
			τ	σ_v	t	s'	c'	ϕ'		
[n°]	[n°]	[m p.c.]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]
DHBGF1P02	CI1	34.75	118.20	252.00			26	0		Ug3b
DHBGF1P02	CI1	34.75	172.80	378.00			26	0		Ug3b
DHBGF1P02	CI1	34.75	225.00	472.00			26	0		Ug3b
PNBGF1O08	CI1	25.75	85.40	189.00			25	0		Ug3a
PNBGF1O08	CI1	25.75	117.90	252.00			25	0		Ug3a
PNBGF1O08	CI1	25.75	143.00	315.00			25	0		Ug3a
PNBGF1010	CI1	12.25	43.20	63.00			27	0		Ug3a
PNBGF1010	CI1	12.25	73.80	126.00			27	0		Ug3a
PNBGF1010	CI1	12.25	134.60	237.00			27	0		Ug3a
PNBGF1012	CI1	18.00	51.80	95.00			28	0		Ug3b
PNBGF1012	CI1	18.00	104.20	205.00			28	0		Ug3b
PNBGF1012	CI1	18.00	161.10	299.00			28	0		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20	51.10	100.00			25	0		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20	86.30	200.00			25	0		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20	144.30	300.00			25	0		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20			154.7	289.7	26	30		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20			187.7	390.7	26	30		Ug3b
L1-S03	CI1	10.20			224.3	518.5	26	30		Ug3b
L1-S10	CI2	6.25	79.30	100.00			26	30		Ug3b
L1-S10	CI2	6.25	122.90	200.00			26	30		Ug3b
L1-S10	CI2	6.25	170.30	300.00			26	30		Ug3b

7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori dei parametri di deformabilità ottenuti dall'interpretazione delle prove Edometriche.

Tabella 13: Moduli di deformabilità ricavati da prove edometriche

Sond.	Prof.	Materiale	LL	e ₀	e _L	σ'v ₀	Cr	Cc	Cv	RR	CR
[n°]	[m p.c.]	[-]	[%]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[cm ² /s]	[-]	[-]
L1-S03	10.2	Ug3b	57.0	0.730	1.550	188.70	0.064	0.284	1.6 E-03	0.037	0.164
L1-S03	13.25	Ug3b	41.6	0.703	1.119	245.12	0.046	0.221	6.2 E-04	0.027	0.130
L1-S08	16.25	Ug3b	45.5	0.714	1.247	300.62	0.036	0.220	4.4 E-04	0.021	0.128
L1-S09	7.75	Ug3a	60.8	0.751	1.642	75.87	0.067	0.287	1.5 E-04	0.038	0.164
L1-S10	6.25	Ug3b	56.5	0.738	1.548	115.62	0.063	0.255	1.5 E-04	0.037	0.147

8. PERMEABILITÀ TERRENI

Nell'ambito della campagna d'indagine in sito sono state eseguite diverse prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. I risultati ottenuti, riportati in Tabella 14, sono stati successivamente confrontati con i risultati delle prove edometriche su campioni indisturbati per poter in definitiva stimare i valori di permeabilità di progetto.

Tabella 14: Risultati prove Lefranc

Sondaggio	Materiale [-]	Tasca Prova		Data	Permeabilità k _v media [m/s]
		[m dal p.c.]			
		Tetto	Letto		
PNBGF1F01	Ug1	7	7.5	15/12/2017	1.84 E-07
DHBGF1P02	Ug1	28	28.5	21/12/2017	5.29 E-06
DHBGF1P02	Ug1	44	44.5	21/12/2017	1.20 E-06
PNBGF1V03	Ug1	10	10.5	06/12/2017	9.14 E-06
PNBGF1O04	Ug1	11.5	12	23/11/2017	2.59 E-05
PNBGF1O06	Ug1	7.5	8	29/11/2017	5.37 E-06
PNBGF1O07	Ug1	12	12.5	13/12/2017	8.09 E-06
PNBGF1O08	Ug2	2	2.5	11/12/2017	4.17 E-07
PNBGF1O08	Ug1	16	16.5	11/12/2017	7.85 E-07
PNBGF1010	Ug2	1.5	2	21/11/2017	2.46 E-06
PNBGF1011	Ug1	7	7.5	02/01/2018	1.28 E-05
PNBGF1012	Ug1	12	12.5	04/01/2018	5.12 E-06
L1-S01	Ug2	1.4	2.5	20/09/2019	2.2 E-06
L1-S01	Ug1	4.8	5.9	20/09/2019	2.4 E-06
L1-S01bis	Ug2	1.5	2	09/12/2019	2.2 E-08
L1-S01bis	Ug1	5	5.5	09/12/2019	2.6 E-05
L1-S03	Ug1	1.5	2	10/09/2019	7.5 E-06
L1-S03	Ug1	5	5.5	10/09/2019	2.6 E-06
L1-S04	Ug3b	5	6	18/12/2019	4.3 E-06
L1-S04	Ug3b	9	10	18/12/2019	6.7 E-07
L1-S04	Ug3b	15	15.7	19/12/2019	5.3 E-07
L1-S07	Ug1	2	3	17/09/2019	1.7 E-05
L1-S07	Ug1	8	9	17/09/2019	8.9 E-06

Sondaggio	Materiale [-]	Tasca Prova		Data	Permeabilità k_v media [m/s]
		[m dal p.c.]			
		Tetto	Letto		
L1-S08	Ug1	7	7.8	25/09/2019	6.7 E-07
L1-S09	Ug3a	2	2.75	12/12/2019	4.7 E-07
L1-S10	Ug3b	1.5	2	12/09/2019	1.5 E-06
L1-S10	Ug3b	5	5.5	12/09/2019	1.8 E-07
L1-S11	Ug1	3	3.5	20/09/2019	3.2 E-05
L1-S12	Ug1	1.5	2.5	25/09/2019	1.7 E-05
L1-S12	Ug1	4.5	5.2	25/09/2019	2.4 E-05
L1-S12	Ug1	14	15	25/09/2019	1.1 E-05
L1-S13	Ug1	5	6	09/10/2019	2.8 E-05
L1-S13	Ug1	15	16	09/10/2019	6 E-05
L1-S14	Ug1	5	5.5	18/09/2019	2.5 E-05
L1-S16	Ug1	1.5	2.5	30/09/2019	1.9 E-05
L1-S16	Ug1	4.5	5.5	30/09/2019	1.1 E-05
L1-S16	Ug1	15	15.9	01/10/2019	2.8 E-06
L1-S17	Ug1	10.6	11.4	01/10/2019	2 E-06

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle prove edometriche in termini di permeabilità verticale condotte sui provini indisturbati prelevati nel corso della campagna di indagine.

Tabella 15: Risultati prove edometriche

Sondaggio	Prof.	Materiale	Permeabilità k_v
[n°]	[m p.c.]	[-]	[m/s]
L1-S03	10.2	Ug3b	1.1 E-10
L1-S03	13.25	Ug3b	4.3 E-10
L1-S08	16.25	Ug3b	0.12 E-11
L1-S10	6.25	Ug3b	0.32 E-11

Dalle prove edometriche su campioni indisturbati sono stati ottenuti valori di permeabilità nettamente inferiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove in sito che invece conducono a risultati maggiormente rappresentativi e più attendibili. I valori di permeabilità orizzontale, k_h , ottenuti dalle

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

prove di dissipazione risultano mediamente 10 volte superiori rispetto alle k_v misurate in foro con prove Lefranc.

8.1 Coefficienti di permeabilità di progetto

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio e sulla base delle prove di dissipazione, trascurando i risultati ottenuti dalle prove edometriche poiché poco rappresentativi. In alternativa e per conferma, essi sono stati stimati sulla base della seguente Tabella 16.

Tabella 16: 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

Nel seguito per i diversi materiali incontrati sono riportate le stime dei parametri di permeabilità da adottarsi poi ai fini geotecnici.

A valle delle analisi e considerazioni fatte si sono definiti i seguenti intervalli di valori da adottare per i coefficienti di permeabilità.

Sabbie ghiaiose, Sabbie con ghiaie e Sabbie limose

La permeabilità della matrice sabbioso – ghiaiosa e sabbioso - limosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, sulla base delle prove di dissipazione e sulla base della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono pari a $K = 1 \times 10^{-6}$ m/s.

Argille sabbiose, Argille con sabbia e Argille limose

La permeabilità della matrice argilloso – sabbiosa e argilloso - limosa per la tratta in esame, è stata stimata sulla base delle prove Lefranc, sulla base delle prove di dissipazione e sulla base della granulometria dei campioni raccolti. I valori medi di permeabilità sono pari a $K = 1 \times 10^{-10}$ m/s.

Sulla base degli intervalli sopra definiti e tenendo conto della stratificazione dei materiali si è valutato di adottare valori diversi di permeabilità nelle due direzioni orizzontale e verticale (in particolare ipotizzando $k_h = 2 \div 10 k_v$) e di adottare conservativamente, all'interno dell'intervallo, valori più bassi di permeabilità per valutazioni di cedimenti e valori più elevati quando si eseguono valutazioni di elementi di stabilità.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>	<p>COMMESSA NB1R</p>	<p>LOTTO 09 D26</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0005 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 102 di 149</p>

9. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Dall'analisi di tutti i risultati delle prove disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, si sono determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche individuate.

In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- I risultati delle prove SPT e, laddove presenti delle prove SCPTU, insieme alle descrizioni dei sondaggi, alle fotografie delle cassette ed ai risultati dei Pocket, hanno aiutato nell'individuazione dei passaggi stratigrafici tra materiali coesivi e materiali granulari e nella suddivisione degli stessi in funzione delle classi di resistenza.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio. In generale sono stati adottati valori di γ_n leggermente inferiori per le unità caratterizzate da materiali più coesivi rispetto a quelli con percentuali di materiale grossolano più alte. Discorso a parte vale per marne che sono caratterizzate da un peso specifico mediamente più elevato.
- I parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito efficace, sono stati ottenuti per le unità coesive dai risultati delle prove di Taglio diretto e da quelle TX-CIU. I valori ottenuti da queste prove sono poi stati confrontati con le stime ottenute, laddove possibile, a partire dai risultati delle prove SPT e SCPTU. Per le unità incoerenti i parametri di resistenza drenati sono stati derivati dall'interpretazione delle prove SPT.
- I parametri di resistenza non drenata sono stati definiti a partire dall'interpretazione delle prove SPT e laddove presenti delle prove SCPTU che permettono una buona stima del parametro e colgono le variazioni con la profondità della resistenza non drenata, corrispondenti alle variazioni di resistenza alla punta q_c misurata durante la prova. In aggiunta a questi dati sono stati considerati anche i valori di coesione non drenata misurati dai Pocket Penetrometer test condotti in situ sulle carote estratte durante l'esecuzione del sondaggio. Dal confronto tra questi ulteriori dati di sito si sono definiti i parametri di progetto per i diversi strati.

- I moduli iniziali di elasticità tangenziale sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove SPT e SCPTU.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) operativi sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali di elasticità tangenziale considerando un degrado del modulo in funzione del livello di deformazione atteso per la singola unità geotecnica. In particolare nella seguente tabella riassuntiva sono riportati i valori dei due livelli di operatività individuati; ossia E_{op1} caratteristico di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento (problemi di carico), e come tali più basso, ed E_{op2} da adottare nel caso di analisi di scavi o di opere di sostegno, quindi in presenza di problemi di scarico, dove si possono considerare valori più elevati. Si sottolinea che, per quanto riguarda i materiali coesivi, tali parametri possono essere utilizzati solo fintanto che con l'applicazione dei sovraccarichi (carichi, rilevati, ecc, ...) i materiali rimangono in campo sovraconsolidato, ossia permangono all'interno del comportamento pseudo-elastico di scarico e ricarica. Laddove invece l'applicazione dei carichi faccia superare al deposito la pressione di sovraconsolidazione, l'applicazione di tali parametri non può essere fatta e necessariamente i calcoli devono essere eseguiti con modelli costitutivi che permettano l'uso dei rapporti di compressione CR e di ricompressione RR.
- I rapporti di sovraconsolidazione OCR sono stati valutati a partire dall'interpretazione delle prove edometriche (mediante costruzione grafica di Casagrande (1936) sulla curva sforzi- deformazione, previa verifica che non fossero affetti da un disturbo di campionamento troppo elevato, ovvero al di sotto del 5%). Per quanto riguarda le unità sabbioso – ghiaiose si è adottato, in mancanza di prove specifiche, conservativamente un valore di OCR pari ad 1.
- I rapporti di compressione CR e di ricompressione RR sono stati valutati dall'interpretazione delle prove edometriche. I risultati dell'interpretazione di tutte le prove edometriche sono riportati alla Tabella 15.
- Nella Figura 46 è invece riportato, per tutti i campioni caratterizzati da un LL superiore al 50%, lo stato iniziale in termini di indice dei vuoti e pressione verticale efficace geostatica

nel piano di Burland (1990) per i campioni Tale rappresentazione permette di individuare i terreni caratterizzati da uno stato iniziale che si posiziona alla destra della curva di compressibilità intrinseca di Burland. Nel caso in esame tutti i punti che si posizionano a sinistra della curva di riferimento.

- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.25 ad eccezione delle arenarie e marne a cui è stato assegnato un valore pari a 0.2.
- I valori di permeabilità sono stati definiti in accordo alle considerazioni fatte al precedente capitolo 8 a cui si rimanda per ogni dettaglio.

RADDOPPIO FERROVIARIO BERGAMO-PONTE S. PIETRO

Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)

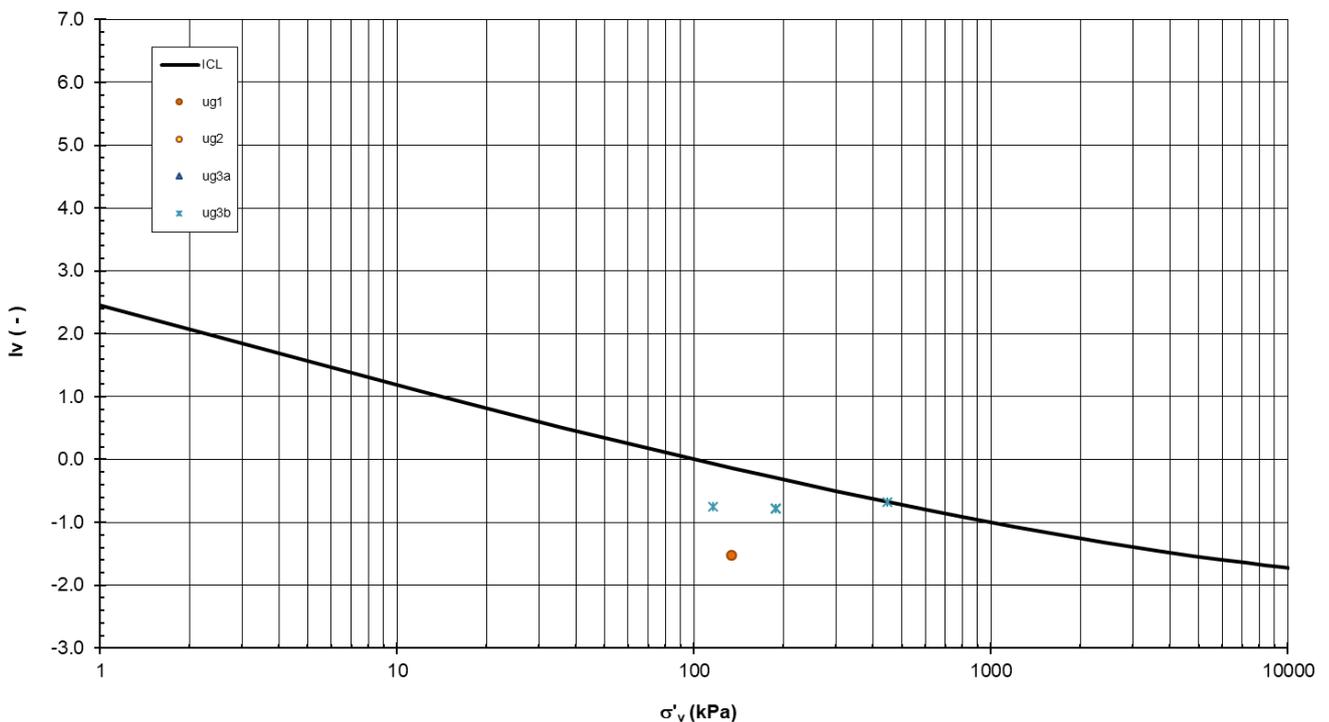


Figura 46: Curva di compressione intrinseca e indice dei vuoti in sito (Burland, 1990)

9.1 Parametri geotecnici associati alle unità stratigrafiche

Sulla base delle considerazioni riportate al paragrafo precedente sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati nella successiva Tabella 17.

Occorre precisare che tra le unità riscontrate nell'intero sviluppo del progetto Ponte S. Pietro – Bergamo quelle effettivamente presenti nel presente appalto sono UG1, UG2, UG3a, UG3b, UG4.

Tabella 17: Tabella parametri geotecnici

UNITA'	MATERIALE	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità									
		γ_s	K_0	φ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	$k_v^{(*)}$	OCR	CR	RR	C_{ae}
		[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]
Ug1a	S(G), S,G	20	0.42	35	0	-	40 ÷ 50	100 ÷ 125	8 ÷ 10	12 ÷ 15	0.25	1.00E ⁻⁰⁶	1.0	-	-	-
Ug1	S(G), S,G	20	0.42	35	0	-	50 ÷ 160	125 ÷ 400	10 ÷ 40	15 ÷ 60	0.25	1.00E ⁻⁰⁶	1.0	-	-	-
Ug2	S(L), L(S)	19	0.56	26	0	8 ÷ 30	8 ÷ 30	20 ÷ 75	2 ÷ 4	4 ÷ 7	0.25	1.00E ⁻⁰⁶	1.0	-	-	-
Ug3a	A(S), A,S	19	0.60	24	0	30 ÷ 40	30 ÷ 48	75 ÷ 120	4 ÷ 10	6.5 ÷ 15	0.25	1.00E ⁻¹⁰	2	0.17	0.04	0.18
Ug3b	A(S), A,S	19	0.60	24	0	50 ÷ 200	60 ÷ 160	150 ÷ 400	15 ÷ 40	22 ÷ 60	0.25	1.00E ⁻¹⁰	1.2	0.15	0.032	0.18
Ug4	S(G), S,G	20	0.38	38	0	-	220 ÷ 250	550 ÷ 625	60 ÷ 80	80 ÷ 100	0.25	1.00E ⁻⁰⁶	1.0	-	-	-
A_M	ARE,MAR	20	0.35	40	0	250	300	750	100	200	0.20	1.00E ⁻⁰⁹	1.0	-	-	-

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$, per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).
- Vista l'estrema limitatezza di prove geotecniche specifiche, i parametri di resistenza e deformabilità di Arenarie e Marne sono stati definiti anche sulla base di dati bibliografici.

10. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRACCIATO

La caratterizzazione ha avuto come risultato finale la suddivisione dei depositi investigati dal punto di vista geotecnico, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico ed idrogeologico della zona. Su questo supporto di base sono riportate le unità geotecniche - stratigrafiche, vale a dire le linee di separazione tra strati omogenei dal punto di vista geotecnico.

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione in corrispondenza della porzione di tracciato di pertinenza, in termini di successione stratigrafica caratteristica e relativi parametri geotecnici. Nel caso in cui vi sia una distanza considerevole tra un sondaggio e quello successivo, rispetto ai quali sono stati stimati i parametri geotecnici, un'eventuale caratterizzazione del tratto intermedio è stata ottenuta per interpolazione dei valori a disposizione.

La legenda dei parametri geotecnici utilizzati nelle tabelle che si trovano ai punti seguenti è di seguito riportata.

- γ_n = peso di volume naturale;
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
- q_c = resistenza alla punta misurata in prova CPTU e SCPTU;
- φ' = angolo di attrito "operativo";
- c' = intercetta di coesione "operativa";
- c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico, oppure quella ricavata dalle prove CPTU e SCPTU;
- G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;
- E_{op} = modulo di Young "operativo";
- ν' = rapporto di Poisson.
- k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

- CR e RR = coefficienti di consolidazione primaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$, CR rapporto di compressione e RR rapporto di ricomprensione;
- $C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$.

Successivamente è stato condotto un confronto grafico tra i parametri geotecnici di progetto stimati e i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, in termini di:

- Coesione non drenata (C_u)
- Angolo di attrito interno (ϕ')
- Modulo di Young iniziale (E_0)

Tale confronto è stato effettuato per tratte omogenee evidenziando la successione delle unità geotecniche di progetto per ciascuna tratta.

TRATTA BERGAMO – PONTE SAN PIETRO

10.1 Tratta da 0+750 a 1+150 – Viadotto VI03 e Muri di recinzione / Barriere antirumore

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: L1-S05, L1-S06 e PNNM00O02 (BG-TV). La falda si ipotizza ad una profondità media di 27 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]	
Ug1	0	6	S(G), S,G Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3b	6	16	A(S), A,S Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug4	16	-	S(G), S,G Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	ϕ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	k_v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug1	20	0.42	35	0	-	50 - 120	125 - 300	10 - 30	15 - 40	0.25	1.00E-06
Ug3b	19	0.60	24	0	50 - 100	75 - 150	180 - 375	15 - 30	25 - 50	0.25	1.00E-10
Ug4	20	0.38	38	0	-	220 - 250	550 - 625	60 - 80	80 - 100	0.25	1.00E-06

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

10.2 Tratta da 1+150 a 1+700 Viadotto VI04

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame, i relativi parametri geotecnici di calcolo. Le indagini di riferimento sono: L1-S07, L1-S08 e SCNM00O01 (BG-TV). La falda si ipotizza ad una profondità media di 20 metri da p.c.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug1	0	24.5	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3b	24.5	27.8	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug4	27.8	30.2	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3b	30.2	32.5	A(S), A,S	Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug4	32.5	-	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	ϕ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	k_v (*)
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug1	20	0.42	35	0	-	50 - 120	125 - 300	10 - 30	15 - 40	0.25	1.00E-06
Ug3b	19	0.60	24	0	100	150	375	30	50	0.25	1.00E-10
Ug4	20	0.38	38	0	-	220	550	60	80	0.25	1.00E-06
Ug3b	19	0.60	24	0	110	160	400	40	60	0.25	1.00E-10
Ug4	20	0.38	38	0	-	250	625	80	100	0.25	1.00E-06

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

POSSIBILE RIUTILIZZO DEL MATERIALE PROVENIENTE DAGLI SCAVI

10.3 Classificazione del materiale scavato

Ai fini del possibile riutilizzo dei materiali provenienti dagli scavi, sulla base delle analisi granulometriche condotte sui campioni prelevati in corrispondenza della tratta in trincea e delle relative caratteristiche di plasticità, si è provveduto alla classificazione in accordo allo standard HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006).

In particolare sono stati considerati i campioni di terreno fino a profondità di 3 m da p.c. relativi ai seguenti sondaggi:

- DHBGF1C09 – IP = 21.4
- PNBGF1010 – IP n.d.

Secondo quanto prescritto dal Capitolato Italferr nella formazione del corpo del rilevato ferroviario (e quindi anche per i rilevati stradali delle viabilità interferenti) si potranno impiegare le terre provenienti da scavi appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A3 (solo con coefficiente di disuniformità maggiore di 7) e A4 (classificazione UNI 11531-1/2014).

A valle delle verifiche effettuate i campioni analizzati sono risultati in un caso A-7 e nell'altro non è stato possibile effettuare la classificazione in mancanza del dato di IP.

Nella seguente Tabella 18 si riporta anche la classificazione generale per le diverse unità geotecniche incontrate in progetto.

Tabella 18: Classificazione per riutilizzo materiali presenti lungo la tratta

Unità	Descrizione mat.	Classificazione AASHTO
Ug1	S(G), S,G	A-1-a, A-1-b
Ug1a	S(G), S,G	A-1-a, A-1-b
Ug2	S(L), L(S)	A-4, A-6, A-7
Ug3a	A(S), A,S	A-7
Ug3b	A(S), A,S	A-4, A-6, A-7
Ug4	S(G), S,G	A-1-a, A-1-b

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

11. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 Premessa

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (cfr. Relazione Geologica Doc. Rif. [8]):

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

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo

A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali $C_U = 2$.

Come indicato nell'elaborato Relazione Geologica (Doc. Rif. [8]), l'infrastruttura ferroviaria appartiene alla Classe d'Uso II e, pertanto, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

- $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50$ anni (opere ferroviarie)

Per le opere connesse alla viabilità stradale (VI03, VI04), viene assunta la classe d'uso III da cui

- $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni (viabilità stradale)

Per il fabbricato TE, viene assunta la classe d'uso IV da cui

- $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni (fabbricati)

11.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

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

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

Stato Limite Ultimo (SLU):

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

Stato limite di Esercizio (SLE):

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

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

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

I valori di periodo di ritorno dell’azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d’uso delle strutture sono riportati in Tabella 19.

Tabella 19: Periodi di ritorno per l’azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite.

Stato limite di riferimento		Periodo di ritorno dell’azione sismica T_R		
		Opere ferroviarie	Opere di viabilità stradale	Fabbricati
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	30	45	60
	Stato limite di danno (SLD)	50	75	101
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	475	712	949
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	975	1462	1950

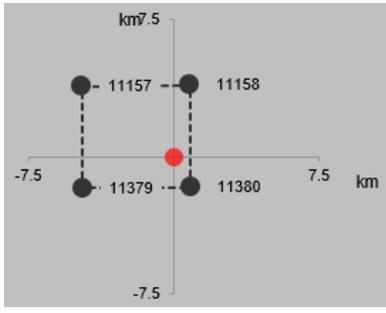
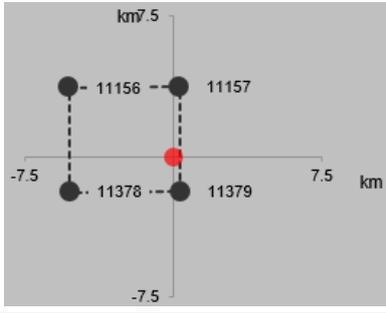
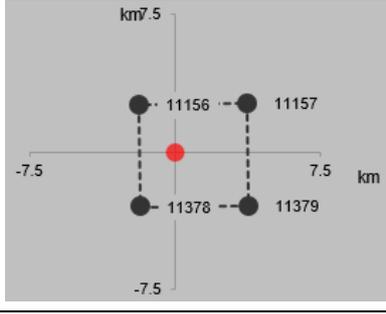
11.4 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

In allegato alle NTC2008 (riferita dalle NTC2018), i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per definire i valori della pericolosità sismica di base, sono stati scelti 5 punti di riferimento aventi le coordinate geografiche riportate in Tabella 20, ove si altresì viene riportato l’identificativo dei nodi del reticolo di riferimento entro cui è compreso il punto di calcolo dell’azione sismica

(elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009).

Tabella 20: Nodi del reticolo di riferimento nell'intorno di punti scelti lungo il tracciato. Elaborazione da foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3b, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009

Nome di sito	Latitudine	Longitudine	Localizzazione punti di griglia
P1 (inizio tracciato)	45.690380	9.690261	
P2 (punto intermedio)	45.690004	9.625412	
P3 (fine tracciato)	45.698807	9.580907	

Il confronto fra i valori del parametro a_g calcolato ai diversi punti, per gli stati limite di interesse (Tabella 21 e Tabella 22, rispettivamente per opere connesse alla linea ferroviaria e opere stradali) mostra come la variabilità dell'input sismico lungo la tratta sede delle opere sia limitata per corti

periodi di ritorno, mentre cresce apprezzabilmente per valori del periodo di ritorno più lunghi.

In conclusione, è stato individuato per la definizione della pericolosità sismica di progetto lungo il tracciato il tratto A1: dal punto P1 (Prog. 00+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro) al P2 (Prog. 4+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro) con P1 come il punto di riferimento.

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno ed i tratti di riferimento è riportato in Tabella 23 (linea ferroviaria) e Tabella 24 (viabilità stradale).

Tabella 21: Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)). Linea ferroviaria ($V_R = 50$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)				
		Punti di interesse				
		P1	P2	P3		
SLO	30	0.031	0.029	0.027		
SLD	50	0.040	0.037	0.035		
SLV	475	0.114	0.105	0.096		
SLC	975	0.149	0.138	0.126		

Tabella 22: Valori di a_g per gli stati limite di riferimento per punti diversi nel tracciato di interesse (ottenuti mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)). Viabilità stradale ($V_R = 75$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)				
		Punti di interesse				
		P1	P2	P3		
SLO	45	0.033	0.035	0.038		
SLD	75	0.042	0.045	0.050		
SLV	712	0.112	0.123	0.133		
SLC	1462	0.145	0.158	0.171		

Tabella 23: Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per gli stati limite di riferimento. Linea ferroviaria ($V_R = 50$ anni).

Nome di sito	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
Tratto A1 (Punto di riferimento: P2)	SLO	30	0.031	2.431	0.198
	SLD	50	0.040	2.472	0.217
	SLV	475	0.114	2.416	0.270
	SLC	975	0.149	2.466	0.275

Tabella 24: Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per gli stati limite di riferimento. Viabilità stradale ($V_R = 75$ anni).

Nome di sito	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
Tratto A1 (Punto di riferimento: P2)	SLO	45	0.038	2.464	0.212
	SLD	75	0.050	2.416	0.235
	SLV	712	0.133	2.444	0.273
	SLC	1462	0.171	2.486	0.281

11.5 Risposta Sismica Locale

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

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

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

dove:

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

Sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [8]), l'intero tracciato ricade nella categoria stratigrafica B. Si segnala che, nonostante la MASW 9 abbia dato esito "categoria C", stante che il risultato si discosta di pochissimo dal range della categoria B, è stato comunque valutato di far ricadere tutto il tracciato in categoria B.

Il coefficiente S_s per la categoria di sottosuolo B si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

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

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [8]), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno sono riportati in Tabella 25 (linea ferroviaria) e Tabella 26 (viabilità stradale).

Tabella 25: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Linea ferroviaria ($V_R = 50$ anni)

Nome di sito	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Tratto A1 (Da Prog. 00+000 km a Prog. 4+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro)	SLO	30	0.031	1.2	0.037
	SLD	50	0.040	1.2	0.048
	SLV	475	0.114	1.2	0.137
	SLC	975	0.149	1.2	0.179

Tabella 26: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento. Viabilità stradale ($V_R = 75$ anni)

Nome di sito	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Tratto A1 (Da Prog. 00+000 km a Prog. 4+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro)	SLO	45	0.038	1.2	0.045
	SLD	75	0.050	1.2	0.059
	SLV	712	0.133	1.2	0.160
	SLC	1462	0.171	1.2	0.205

In aggiunta a quanto determinato, in Allegato 5 alla DGR n. IX/2616 è riportata la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale, in adempimento a quanto previsto dalle NTC2008 (e quindi, dalle NTC2018), dalla DGR n. 14964 del 7 novembre 2003 e dal DDUO n. 19904 del 21 novembre 2003. In particolare, per il caso in esame, risulta obbligatorio il Livello 2 di approfondimento, ossia la caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi in termini di valore di Fattore di Amplificazione (F_a). Sulla base delle informazioni fornite nell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [8]), per le opere (VI03 e VI04), i valori di soglia definiti dalla Regione Lombardia per 0.1 – 0.5 s risultano superati. Tuttavia, in via di semplicità, per tutte le opere in sostituzione della Categoria B si utilizza la definizione dell'azione sismica di Categoria superiore C.

Il coefficiente S_S per la categoria di sottosuolo C si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_S = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50 \quad (C)$$

I valori dell'azione sismica di progetto a_{max} per le opere connesse alla viabilità stradale sono riportati in Tabella 27.

Tabella 27: Valori di a_g (accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale) e dei coefficienti di sito S ($S_T=1$) e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSSLPP (2009)). Viabilità stradale ($V_R = 75$ anni).

Nome di Opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
VI03/VI04	SLO	45	0.037	1.500	0.055
	SLD	75	0.048	1.500	0.072
	SLV	712	0.128	1.500	0.193
	SLC	1462	0.165	1.454	0.240

ANALISI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

11.6 Generalità

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

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

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

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

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di pericolosità attraverso metodi semi-empirici basati sulla resistenza penetrometrica da prove SPT e CPT.

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

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

11.7 Condizioni di Esclusione da Verifica a Liquefazione

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

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 47 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 48 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

Nel caso in esame, nessuno dei suddetti motivi di esclusione risulta verificato:

- a_{max} è sempre superiore a 0.1 g.
- La falda ha profondità media stagionale inferiore a 15 m.
- I valori di $(N1)_{60}$ sono diffusamente inferiori a 30, così come i valori di q_{c1N} sono diffusamente inferiori a 180.
- La distribuzione granulometrica dei campioni prelevati è generalmente, anche se solo parzialmente, all'interno dei fusi di Figura 47 o Figura 48.

Pertanto, si procederà alla verifica a liquefazione come descritto ai paragrafi seguenti.

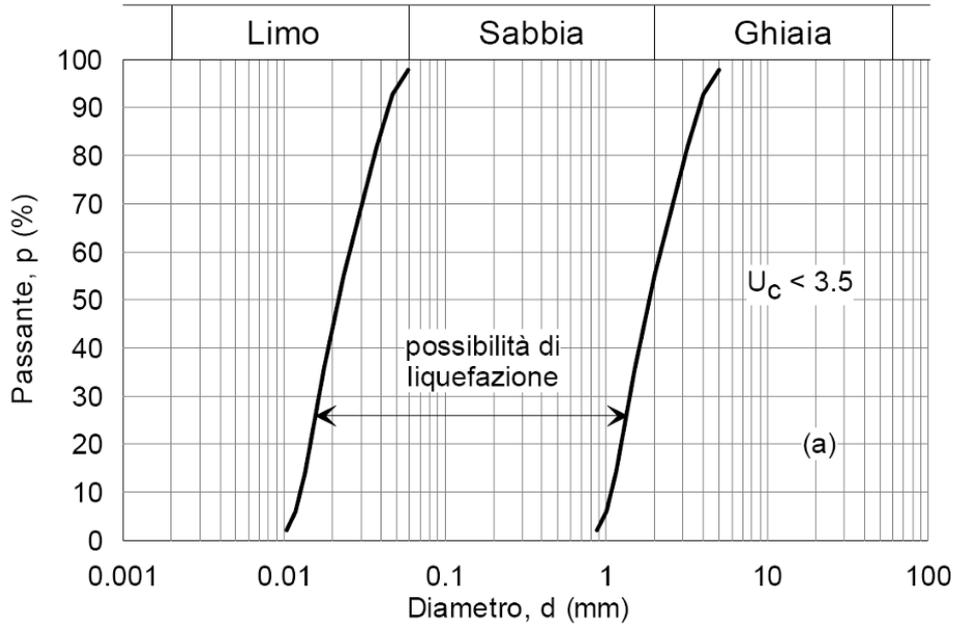


Figura 47: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

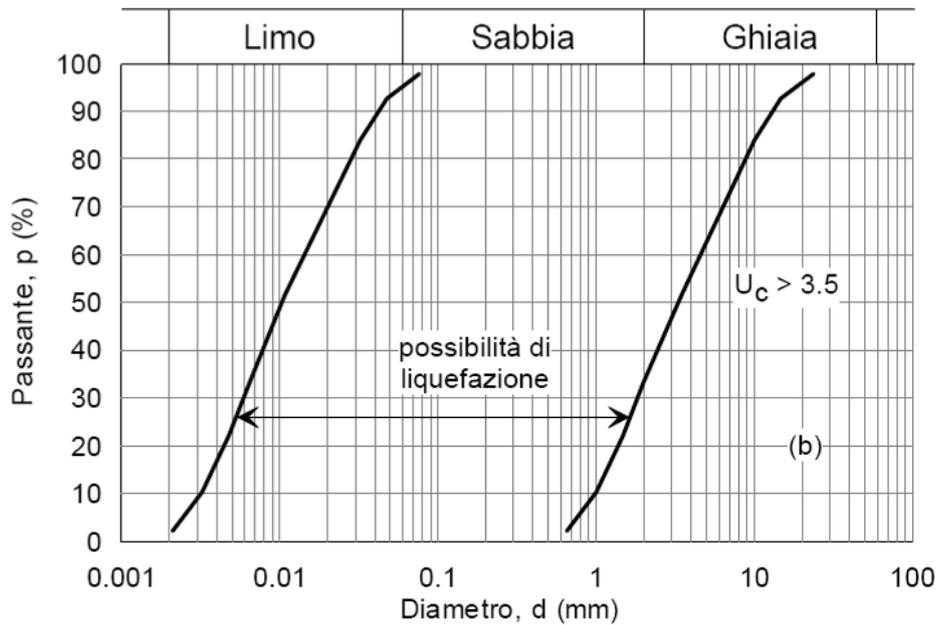


Figura 48: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

11.8 Pericolosità Sismica e Magnitudo

La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica pari a quello dello stato limite SLV, ossia 475 anni (per la linea ferroviaria) e 712 anni (per le viabilità stradale).

La pericolosità sismica di riferimento a_{max} per la valutazione della pericolosità a liquefazione per la linea ferroviaria e le opere stradali è illustrata in Tabella 28. La magnitudo di riferimento per tale analisi, sulla base dell'elaborato di Relazione Geologica (Doc. Rif. [8]), è pari a 5.8.

Tabella 28: Valori di accelerazione di progetto a_{max} e magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione per la linea ferroviaria e le opere stradali.

Tipo di Opera	Nome di opera	Prog. km	T_R per SLV (anni)	a_{max} (g)	M_w
Linea ferroviaria	Tratto A1	Da Prog. 00+000 km a Prog. 4+000 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro	475	0.137	5.8
Opere stradali*	VI03/04	Da Prog. 01+000 km a Prog. 01+300 km del tratto Bergamo – Ponte San Pietro	712	0.193	5.8

* Per le opere connesse alla viabilità stradale non sopramenzionate, può essere riferito alla pericolosità sismica definita per la linea ferroviaria.

11.9 Metodo di analisi

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al “metodo semplificato” originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

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

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

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

σ_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

σ'_{v0} 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 da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M. Per $M \neq 7.5$ (nel caso in esame $M = 5.8$) è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

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

dove CSR_M e N_M rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre $(CSR)_{M=7.5}$ e $N_{M=7.5}$ sono riferiti all'evento con $M=7.5$.

Nel presente studio è stato identificato un valore di $MSF = 2.45$ per $M = 5.8$ in accordo sia alle prescrizioni dell'Eurocodice 8 Parte 5, sia a quanto suggerito da Youd et al., 2001 e Idriss e Boulanger (2004).

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

11.9.1 CRR da correlazioni su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 49, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001).

In Figura 49, la resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi $N_{1(60)}$ normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

In questa espressione:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

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

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

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

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

Sempre in Figura 49, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame (5.8), come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 49 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ($FC < 5\%$).

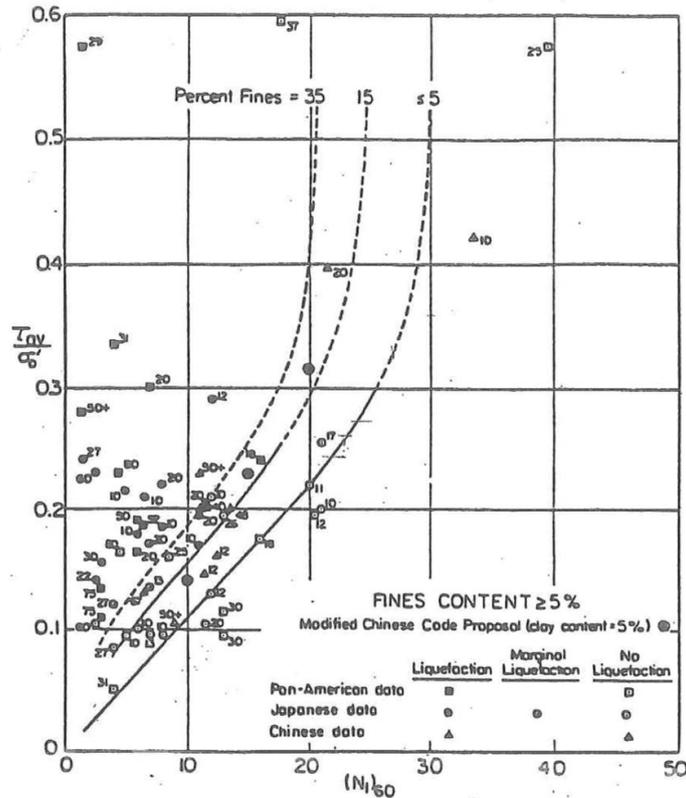


Figura 49: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

L'equazione è valida per $N_{1(60)} < 30$. Nel caso in cui sia $N_{1(60)} \geq 30$, le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di $N_{1(60)}$ ai valori corrispondenti per sabbia pulita $N_{1(60)cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

In cui:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC1.5/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

p_a = pressione atmosferica di riferimento

f = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

Pertanto, per ogni prova SPT dove non sia disponibile il relativo contenuto di fini da prove di laboratorio, è stato ipotizzato conservativamente un valore di contenuto di fini minimo pari al 5% per i materiali sabbiosi-ghiaiosi, mentre per i terreni argillosi è stato ipotizzato un contenuto di fini pari al 60%.

11.9.2 Calcolo del fattore di sicurezza

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO PROGETTO DEFINITIVO LOTTO 9					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	COMMESSA NB1R	LOTTO 09 D26	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0005 001	REV. A

$$FL = (CRR_{7,5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

11.9.3 Calcolo dei cedimenti post-sismici

I cedimenti da riconsolidazione post-terremoto, a seguito di generazione di sovrappressioni interstiziali durante la fase di scuotimento, sono stati qui determinati sulla base di relazioni derivate da prove di laboratorio, in generale buona relazione con effetti osservati su scala reale (Idriss & Boulanger, 2008). In particolare, i cedimenti attesi sono stati determinati in accordo alla procedura proposta da Ishihara and Yoshimine (1992), la quale mette in relazione le deformazioni volumetriche post-sisma con i valori massimi di sforzo a taglio sviluppati durante i cicli di carico non drenato e la densità relativa iniziale del suolo. Le raccomandazioni di Ishihara and Yoshimine (1992) sono state ulteriormente sviluppate in Yoshimine et al. (2006), dove si lega la deformazione volumetrica ε_v alla densità relativa D_R e alla deformazione a taglio massima γ_{max} come segue:

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp(-2.5D_R) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

La suddetta relazione può essere espressa in termini di valori normalizzati di resistenza da prove SPT come segue (Idriss & Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(-0.369\sqrt{(N_1)_{60cs}}\right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

Come detto, la determinazione del valore di deformazione a taglio γ avviene generalmente sulla base di prove di laboratorio, mettendo in relazione il valore massimo γ_{max} misurato in test ciclici non drenati con il fattore di sicurezza alla liquefazione (Ishihara & Yoshimine, 1992). Il valore di γ_{max} per bassi valori del fattore di sicurezza alla liquefazione tende ad un valore limite γ_{lim} che decresce con l'aumentare della densità relativa (Seed et al., 1985). Dall'analisi di un database di osservazioni combinate sito/laboratorio è stato possibile derivare curve di massima deformazione di taglio attesa per combinazioni di CSR (cyclic stress ratio) e valori normalizzati SPT $(N_1)_{60}$ (Idriss & Boulanger (2008)). Tali curve possono essere impiegate per sabbie con vario contenuto di fine utilizzando i valori di penetrazione opportunamente corretti $(N_1)_{60cs}$.

Per il calcolo del valore γ_{lim} sono state impiegate le relazioni raccomandate da Idriss & Boulanger (2008):

$$\text{SPT } \gamma_{\text{lim}} = 1.859 \cdot \left(1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 \geq 0$$

Per valori bassi di $(N_1)_{60cs}$ è stato imposto $\gamma_{\text{lim}} = 50\%$ con il fine di evitare un eccessivo rilievo a valori di resistenza ragionevolmente associabili a situazioni locali. In sintesi:

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{max}} &= 0 && \text{se } FL \geq 2 \\ \gamma_{\text{max}} &= \min \left(\gamma_{\text{lim}}; 0.035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_a}{FL - F_a} \right) \right) && \text{se } 2 > FL > F_a \\ \gamma_{\text{max}} &= \gamma_{\text{lim}} && \text{se } FL \leq F_a \end{aligned}$$

dove:

$$F_a = 0.032 + 0.69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0.13(N_1)_{60cs} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \geq 7$$

Per ogni verticale SPT analizzata, nelle Appendici A vengono riportati i profili di γ_{max} e ε_v . Il cedimento atteso in superficie viene ottenuto associando ad ogni prova uno spessore di strato corrispondente, ed integrando su di esso il valore di ε_v calcolato.

11.9.4 Indice di potenziale di liquefazione

Con il fine di fornire una valutazione il più possibile quantitativa della pericolosità a liquefazione associabile ad ogni sondaggio, viene introdotto l'indice di Potenziale di Liquefazione (in letteratura LPI, Liquefaction Potential Index) in accordo a Iwasaki et al. (1982). Per ogni prova/sondaggio considerati, LPI viene determinato come segue:

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

dove $W(z)$ rappresenta un moltiplicatore (peso) linearmente decrescente con la profondità z (da 0 a 20 m) in grado di assegnare una maggiore importanza a ciò che avviene all'interno degli strati più superficiali, rispetto a fenomeni di generazione di pressioni interstiziali più profondi:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

Nel metodo utilizzato viene altresì definita una funzione $F(z)$ che lega il valore di LPI al fattore di sicurezza alla liquefazione FL, come segue:

$$F_L \geq 1 \quad F(z) = 0$$

$$F_L < 1 \quad F(z) = 1 - F_L$$

Iwasaki et al. (1982) hanno confrontato i valori di LPI calcolati come sopra con le risultanze di osservazioni condotte su un database di 63 siti presso i quali si è avuta liquefazione e 22 caratterizzati dalla sua assenza, a seguito di eventi sismici avvenuti in Giappone; la conclusione è che effetti severi di liquefazione si hanno per $LPI > 15$, mentre tali effetti non si osservano per $LPI < 5$. Queste considerazioni sono state ulteriormente sviluppate da Sonmez (2003), il quale ha raccomandato la classificazione di pericolosità a liquefazione in funzione di LPI come da Tabella 29.

Tabella 29: Classi di pericolosità alla liquefazione in funzione di LPI (Sonmez, 2003)

Indice Potenziale di Liquefazione LPI	Pericolosità
LPI = 0	Nessuna
$0 < LPI \leq 2$	Bassa
$2 < LPI \leq 5$	Moderata
$5 < LPI \leq 15$	Alta
$15 < LPI$	Molto alta

11.10 Sintesi del risultato delle verifiche a liquefazione

Sulla base di quanto sopra esposto sono state condotte le verifiche a liquefazione ed i risultati ottenuti letti alla luce del dato stratigrafico e dei risultati delle indagini di laboratorio.

In particolare, la suddetta verifica è stata condotta sul database delle prove SPT disponibili, ed i risultati illustrati in dettaglio nei grafici di ALLEGATO A. In particolare, i grafici delle verifiche a liquefazione svolte sui risultati delle prove SPT (ALLEGATO A) mostrano:

- Valori di SPT misurati a ciascuna profondità a partire dal piano campagna.
- Contenuto di fini misurato in laboratorio sui campioni prelevati (simbolo pieno), oppure contenuto di fini stimato sulla base dei risultati disponibili dalle altre prove, per lo stesso orizzonte di terreno.

- Valori di $N_{1(60)cs}$, ovvero del numero di colpi/30cm corretto in funzione della tensione verticale in sito, in funzione dell'energia trasmessa in fase di esecuzione della prova e del contenuto di fini.
- Andamento con la profondità dello sforzo di taglio ciclico CSR, riferito alla magnitudo di riferimento per l'analisi ($M=5.8$) e i valori puntuali della resistenza allo sforzo di taglio sismico calcolati per tutti i valori di SPT che non siano stati esclusi dal calcolo di suscettibilità alla liquefazione perché classificati come non liquefacibili (si veda quanto detto al paragrafo precedente).
- Valore del fattore di sicurezza ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni dato. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di $FS > 1$ per cui si ritiene giustificato rappresentare la linea per $FS > 1.25$.

Si segnala che laddove per profondità della falda o per le caratteristiche granulometriche dei materiali la verifica non era necessaria, è stata ovviamente omessa.

In sintesi, come mostrato in Tabella 30, pur essendovi spessori di materiale granulare sotto falda entro i 15m da p.c., le resistenze registrate sono tali da restituire valori dei cedimenti post-sisma e valori degli LPI stimati nulli. Si può pertanto escludere il rischio di liquefazione nella tratta in esame.

Occorre precisare che i sondaggi presi in esame per la verifica, pur essendo i più significativi, sono esterni all'appalto in esame. Tuttavia, le analisi condotte nell'ambito dell'intero sviluppo del progetto della linea Bergamo – Ponte San Pietro consentono di escludere il rischio di liquefazione anche per la tratta in esame.

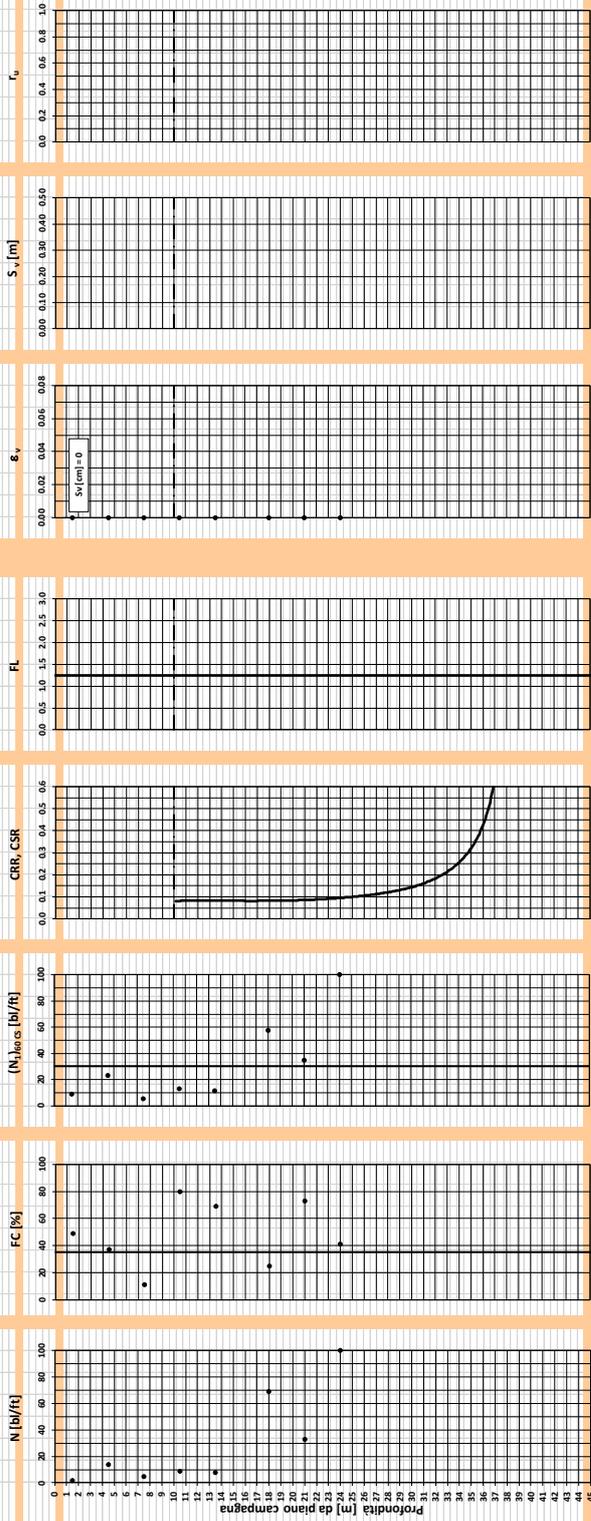
Tabella 31: Sintesi risultati verifiche a liquefazione

Tratto di linea	Indagini di riferimento	Quota media piano campagna	Spessore materiale potenz. liquefacibile	Elevazione		FL	LPI (*) Classe di pericolosità	Stima ced. post-sisma atteso (*)
		[m slm]	[m]	da [m slm]	a [m slm]		[-]	[-]
2+400 – 2+700	PNBGF1O10	+232	15	+217	+202	-	- (Nessuna)	0
29+300 – 31+000	L1-S01, L1-S02, PNBGF1O12	+236	20	+236	+216	-	- (Nessuna)	0

ALLEGATO A

Verifiche a liquefazione su prove SPT

Bergamo - RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO - Prova S10 (PFTE)
A_{max,calc} / g = 0.137 M_{calc} = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2
Sovraccarico = 0 kPa



○ ru min sabbia
○ ru max sabbia
- ru = 1 sabbia
x Usare altri metodi
- LIVELLO DI FALDA

- LIVELLO DI FALDA

● sabbia
x Usare altri metodi
- LIVELLO DI FALDA

■ Usare altri metodi
- FL di progetto
- LIVELLO DI FALDA

■ Usare altri metodi
(CSR) M=6
- LIVELLO DI FALDA

(N1)₆₀CS = 30

FC = 35%

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA
NB1R

LOTTO
09 D26

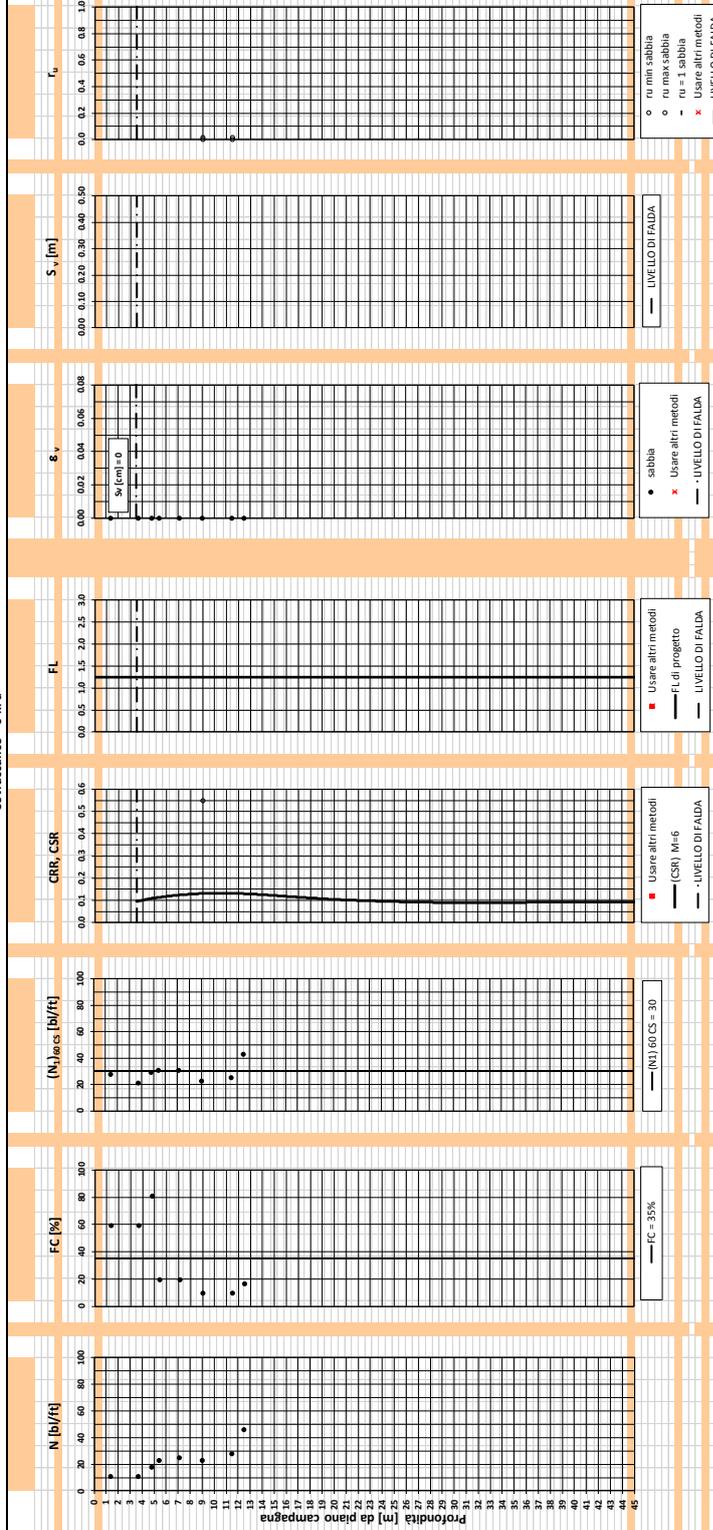
CODIFICA
GE

DOCUMENTO
GE0005 001

REV.
A

FOGLIO
138 di 149

Bergamo - RADDOPPIO BERGAMO-MONTELO - Prova S01 (2019)
Amax_calc / g = 0.149 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2
Sovraccarico = 0 kPa



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA
NB1R

LOTTO
09 D26

CODIFICA
GE

DOCUMENTO
GE0005 001

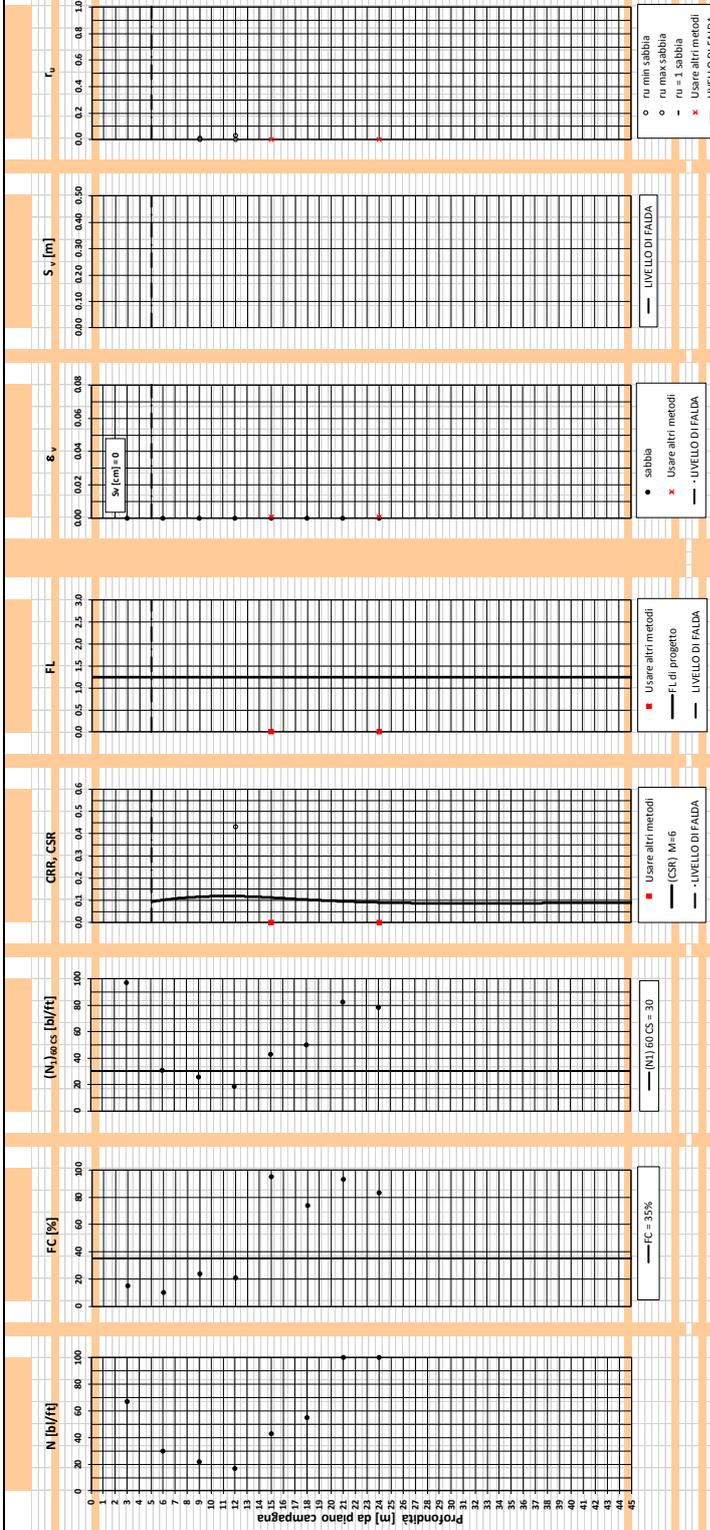
REV.
A

FOGLIO
140 di 149

Bergamo - RADDOPPIO BERGAMO-MONTELO - Prova S12 (PFTE)

Amax_calc / g = 0.149 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sovraccarico = 0 kPa



ALLEGATO B

Prove di laboratorio e loro interpretazione



RADDOPPIO PONTE S. PIETRO - BERGAMO
PROGETTO DEFINITIVO
LOTTO 9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09 D26	GE	GE0005 001	A	149 di 149