

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI  
DIREZIONE INVESTIMENTI SUD

PROGETTAZIONE:



**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2 – ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO,  
SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE**

**SOPPRESSIONE P.L. pk 30+356 e pk 30+881 NEL COMUNE DI ASCOLI  
SATRIANO (NV05 E NV14)**

**GE-GEOTECNICA – ELABORATI GENERALI**

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-----

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

**I A 9 D    0 0    D    7 8    G E    G E 0 6 0 0    0 0 1    A**

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato/Data
A	Emissione esecutiva	A. Polli <i>A. Polli</i>	10/11/2022	M. Saviano <i>M. Saviano</i>	10/11/2022	A. Amato <i>A. Amato</i>	10/11/2022	F. Sa 10/11/2022  F. Sa 10/11/2022

File: IA9D00D78GE0600001A

n. Elab.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	2 di 153

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	6
2.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	10
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO .....	11
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO .....	13
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	18
5.1	SONDAGGI E PROVE IN SITO.....	18
5.2	PROVE DI LABORATORIO .....	25
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	31
6.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	31
6.1.1	<i>Categorie di sottosuolo.....</i>	32
6.1.2	<i>Condizioni topografiche.....</i>	33
6.1.3	<i>Accelerazione massima amax .....</i>	34
6.1.4	<i>Verifica della liquefazione .....</i>	34
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	36
7.1	TERRENI A GRANA GROSSA .....	36
7.1.1	<i>Valutazione della densità relativa da prove SPT.....</i>	37
7.1.2	<i>Valutazione dell'angolo d'attrito da prove SPT.....</i>	39
7.1.3	<i>Valutazione delle caratteristiche di deformabilità da prove SPT.....</i>	41
7.2	MODULI ELASTICI "OPERATIVI" .....	42
7.3	TERRENI A GRANA FINE.....	43
7.3.1	<i>Classificazione.....</i>	43
7.3.2	<i>Stato tensionale in sito e pressione di preconsolidazione.....</i>	43



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	3 di 153

7.3.3	Resistenza al taglio non drenata.....	44
7.3.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	45
7.3.5	Caratteristiche di deformabilità.....	46
8	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	47
8.1	STRATIGRAFIA .....	47
8.2	FALDA ACQUIFERA DI PROGETTO .....	52
8.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO .....	52
8.3.1	Caratteristiche fisiche.....	52
8.3.2	Resistenza al taglio in condizioni di tensioni efficaci .....	56
8.3.3	Velocità delle onde di taglio e caratteristiche di deformabilità.....	59
8.3.4	Velocità delle onde di volume .....	69
8.4	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO.....	72
8.4.1	Caratteristiche fisiche.....	72
8.4.2	Stato iniziale e di preconsolidazione .....	84
8.4.3	Caratteristiche di resistenza al taglio non drenata e in termini di sforzi efficaci.....	86
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità.....	95
8.5	CARATTERISTICHE DI CONDUCIBILITÀ IDRAULICA .....	96
9	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	98
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI MATERIALI .....	99
10	PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	102
10.1	TIPOLOGIE DI FONDAZIONE .....	102
10.1.1	Opere di fondazione relative agli scatolari d'approccio .....	102
10.1.2	Opere di fondazione relative alle spalle del viadotto .....	103
10.2	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE.....	103
10.2.1	Metodologia.....	103
10.2.2	Risultati Stratigrafia 2 .....	105
10.2.3	Risultati Stratigrafia 3 .....	109



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. *pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	4 di 153

10.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI DIRETTE .....	112
10.3.1	Metodologia.....	112
10.3.2	Risultati Stratigrafia 2 .....	113
10.3.3	Risultati Stratigrafia 3 .....	117
10.3.4	Considerazioni conclusive sulla stima dei cedimenti.....	121
10.4	MODULO DI REAZIONE DI SOTTOFONDO .....	121
10.4.1	Metodologia.....	121
10.4.2	Risultati Stratigrafia 2 .....	122
10.4.3	Risultati Stratigrafia 3 .....	123
10.5	CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE PER PALO SINGOLO.....	125
10.5.1	Metodologia.....	125
10.5.1.1	Resistenza di progetto a compressione .....	125
10.5.1.2	Resistenza di progetto a trazione.....	129
10.5.1.3	Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	130
10.5.2	Risultati stratigrafia 2.....	131
10.5.3	Risultati stratigrafia 3.....	138
10.6	CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO SINGOLO AI CARICHI ORIZZONTALI .....	145
10.6.1	Metodologia.....	145
10.6.2	Risultati Stratigrafia 2 .....	147
10.6.3	Risultati Stratigrafia 3 .....	149
10.7	ANALISI DI INTERAZIONE PALO-TERRENO PER CARICHI TRASVERSALI .....	151
10.7.1	Coefficiente di reazione orizzontale pali di fondazione .....	151



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	5 di 153

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del servizio di progettazione definitiva del "Sottoprogetto 2: elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione pl e consolidamento sede - soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881: opere sostitutive NV05 e NV14", si prevede la soppressione di due passaggi a livello (PL) della linea ferroviaria Foggia-Potenza, mediante la realizzazione di un cavalcavia ferroviario ubicato sulla SP105, a circa 100 m dalla stazione di Ascoli Satriano e a 200 m dallo svincolo "Ascoli Satriano nord" della SS655. Le rampe d'approccio al cavalcavia verranno realizzate in parte mediante la messa in opera di scatolari in cemento armato e in parte realizzando rilevati in terra sciolta. Il progetto prevede che le spalle dell'opera di scavalco vengano posizionate su fondazioni profonde.

Lo scopo della presente relazione geotecnica è quello di definire il modello geotecnico di calcolo per la progettazione delle opere di fondazione e dei rilevati; si valutano inoltre la capacità portante ed i cedimenti di fondazioni superficiali tipologiche aventi dimensioni plausibili per la tipologia di struttura in progetto e la resistenza di progetto del palo singolo di fondazione nei confronti dei carichi verticali e di quelli orizzontali.

I modelli geotecnici di calcolo sono stati definiti sulla base delle risultanze delle campagne d'indagini svoltesi tra il 2012 e il 2021 nelle aree interessate dal progetto.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	6 di 153

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente Normativa:

- [N.1]. D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”
- [N.2]. “Circolare Applicativa delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018”
- [N.3]. RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - “Manuale Di Progettazione Delle Opere Civili”
- [N.4]. AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- [N.5]. AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

### 2.2 Bibliografia Tecnica

- [N.6]. Associazione Geotecnica Italiana (1984). “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- [N.7]. Atkinson, J.H. (2000). “Non-linear soil stiffness in routine design”. Géotechnique, vol. 50(5), pp. 487-508
- [N.8]. Bazaraa, A. R. (1967). “Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand”. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Champaign-Urbana
- [N.9]. Berezantzev V.G. (1965). “Design of deep foundations”. Leningrad Institute of Railway Engineers, Leningrad, U.S.S.R.
- [N.10]. Bolton, M.D. (1986). “The strength and dilatancy of sands”. Géotechnique, vol. 36(1), pp. 65-78
- [N.11]. Brinch-Hansen (1970), “A revised and extended formula for bearing capacity”. Bull.n.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen
- [N.12]. Broms, B.B. (1965), “Design of Laterally Loaded Piles”, Journal of the Soil Mechanics And Foundations Division, ASCE
- [N.13]. Brown D., Turner J. e Castelli R., Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, Vol. 1 di 2 FHWA NHI-10-016, Federal Highway Administration, 2010.
- [N.14]. Boussinesq M.J. (1885), “Applications des Potentiels a l'Étude de l'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques”, Gauthier-Villars, Paris.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	7 di 153

- [N.15]. Bowles Joseph E. (1960), Foundation Analysis and Design. McGRAW-HILL INTERNATIONAL BOOK COMPANY.
- [N.16]. Burland J. e Twine D., «The shaft friction of bored piles in terms of effective strength,» in Proceeding of 1st International Conference on Deep Foundations, Bored and Augered Piles, 1988.
- [N.17]. Burland J., «Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach,» Publication of: Ground Engineering/UK, vol. 6, n. 3, 1973.
- [N.18]. Burland J., «Closing Address,» in Large-scale Pile Tests in Clay: Proceedings of the Conference, Recent Large-scale Fully Instrumented Pile Tests in Clay, Held at the Institution of Civil Engineers, London, 1993.
- [N.19]. Cestari F. "Prove Geotecniche in sito" ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990
- [N.20]. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143
- [N.21]. Chen Y. J. e Kulhawy F. H., «Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading,» Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December., 1994.
- [N.22]. Cubrinowski, M., Ishihara, K. (1999). "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils". Soils and Foundations, vol. 39(5), pp. 61-71
- [N.23]. De Simone P., «Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils,» Computers and Geotechnics, vol. 43, 2012.
- [N.24]. Elson W.K., «Design of laterally-loaded piles» CIRIA Report 103 (1984).
- [N.25]. Florin V.A. (1959), "Oshovi Mekaniki Gruntov", Moscow.
- [N.26]. Fraser R.A., Wardle L.J., 1976. "Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundation. Geotechnique, vol.26, n.4, pp.613-630
- [N.27]. Gibbs, H. J., Holtz, W. G. (1957). "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 35-39
- [N.28]. Gwidzala K., Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT), Swedish Geotechnical Institute, 1984.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	8 di 153

- [N.29]. Hatanaka, M., Uchida A. (1996). "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations, vol. 36, n.4, 1-9, Dicembre, Japanese Geotechnical Society
- [N.30]. Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., Kamada, K. (2001). "Recent studies on liquefaction resistance of sand: Effect of saturation". Proc. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego
- [N.31]. Jaky, J. 1944. "The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian A nyugalmi nyomas tenyezoje." J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye), 355-358.
- [N.32]. 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.
- [N.33]. Jamiolkowski M., Lancellotta R. (1988). "Relevance of in situ tests results for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands". Technological University, Torino, Italy.
- [N.34]. Kishida H., «Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand,» Soils and Foundations, vol. 7, n. 3, pp. 20-29, 1967.
- [N.35]. LaCroix Y., Horn H.M., (1973), Direct determination of relative density and its use on earthworks construction projects, ASTM, STP 523.
- [N.36]. Lancellotta R. (1991), "Geotecnica", Edizioni Zanichelli.
- [N.37]. Mesri, G., and Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.
- [N.38]. Meyerhof G.G. (1957), "Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc 4th int. conf. soil mechanics and foundation engineering, London, Vol. 3, p. 110
- [N.39]. Meyerhof GG (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. Can Geotech J 1(1):16-26
- [N.40]. Meyerhof G.G. (1963), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". Proc. III ICSMFE, Zurich, Vol.1
- [N.41]. Meyerhof G.G. (1976), "Bearing capacity and settlement of pile foundations", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, GT3, 197-228



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	9 di 153

- [N.42]. Ohsaki, Y. & Iwasaki, R. 1973. Dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. *Soils and Foundations*, 13(4):61-73.
- [N.43]. Ohta, Y., Goto, N. (1978). "Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 6(2), pp. 167-187
- [N.44]. Poulos H.G., Davis E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". U.S.A., John Wiley & Sons, Inc.
- [N.45]. Reese L. e Wright S. J., «Drilled Shaft Manual - Volume I - Construction Procedures and Design for Axial Loading,» Federal Highway Administration, FHWA- IP-77-21, 1977.
- [N.46]. Robertson P.K., Campanella R.G., Interpretation of cone penetration test, Part I: Sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 20.
- [N.47]. Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design, Report n. 78-209. U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [N.48]. Seed et Al., (2003), "Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified consistent framework", The College of Engineers of University Of California Berkeley.
- [N.49]. Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Arango, I. (1983) Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109:3, p. 458- 482
- [N.50]. Selvadurai, A. P. S. (1979), "The displacements of a rigid circular foundation anchored to an isotropic elastic half-space", *Geotechnique*
- [N.51]. Skempton, A.W. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". *Géotechnique*, vol. 36(3), pp. 425-447
- [N.52]. Stroud, M.A. (1989). "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation". *Proceedings of the geotechnology conference "Penetration testing in the UK" organized by the Institution of Civil Engineers, Birmingham.*
- [N.53]. Tanzini M. (2002), *L'indagine geotecnica*, Dario Flaccovio Editore
- [N.54]. Terzaghi, K., Peck, R.G., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 549.
- [N.55]. Tomlinson M., Woodward J. (2015), "Pile Design and Construction Practice", CRC Press, Boca Raton



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	10 di 153

- [N.56]. Vesic, A.B. (1963) Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics, 845-850.
- [N.57]. Vesic A.S., (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, pp. 121-147
- [N.58]. Viggiani C (2001). "Analisi e progetto delle fondazioni su pali", Prima conferenza Arrigo Croce, Rivista Italiana di Geotecnica (AGI).
- [N.59]. Viggiani C., Mandolini A. e Russo G., Piles and pile foundations, CRC Press, 2014.
- [N.60]. Wright S. J. e Reese L. C., «Design of large diameter bored piles,» Ground Engineering, vol. 12, n. 8, 1979.

### 2.3 Documenti di riferimento

- [N.61]. IA9D00D69RGGE0005001A – "Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica"
- [N.62]. IA9D00D69L5GE0001001A – "Carta Geologica con Elementi di Geomorfologia, Profili Geologici e Sezioni Geologiche"
- [N.63]. IA9D00D69L5GE0002001A – "Carta Idrogeologica, Profili Idrogeologici e Sezioni Idrogeologiche"
- [N.64]. IA9D00D78FZGE0600002A – "Plano-profilo geotecnico"

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	11 di 153

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO

L'area interessata dal progetto si colloca in Provincia di Foggia, in Puglia, in corrispondenza della linea ferroviaria Foggia-Potenza. In particolare, le opere in progetto ricadono interamente nel territorio comunale di Ascoli Satriano (FG), in destra del Torrente Carapelle (Figura 3-1).

L'intervento in progetto prevede la soppressione di due attraversamenti ferroviari (PL) e la conseguente realizzazione di due nuove viabilità (NV05 e NV14) comprendenti la costruzione di un sovrappasso della ferrovia esistente (NV05) a nord-ovest del centro abitato di Ascoli Satriano.

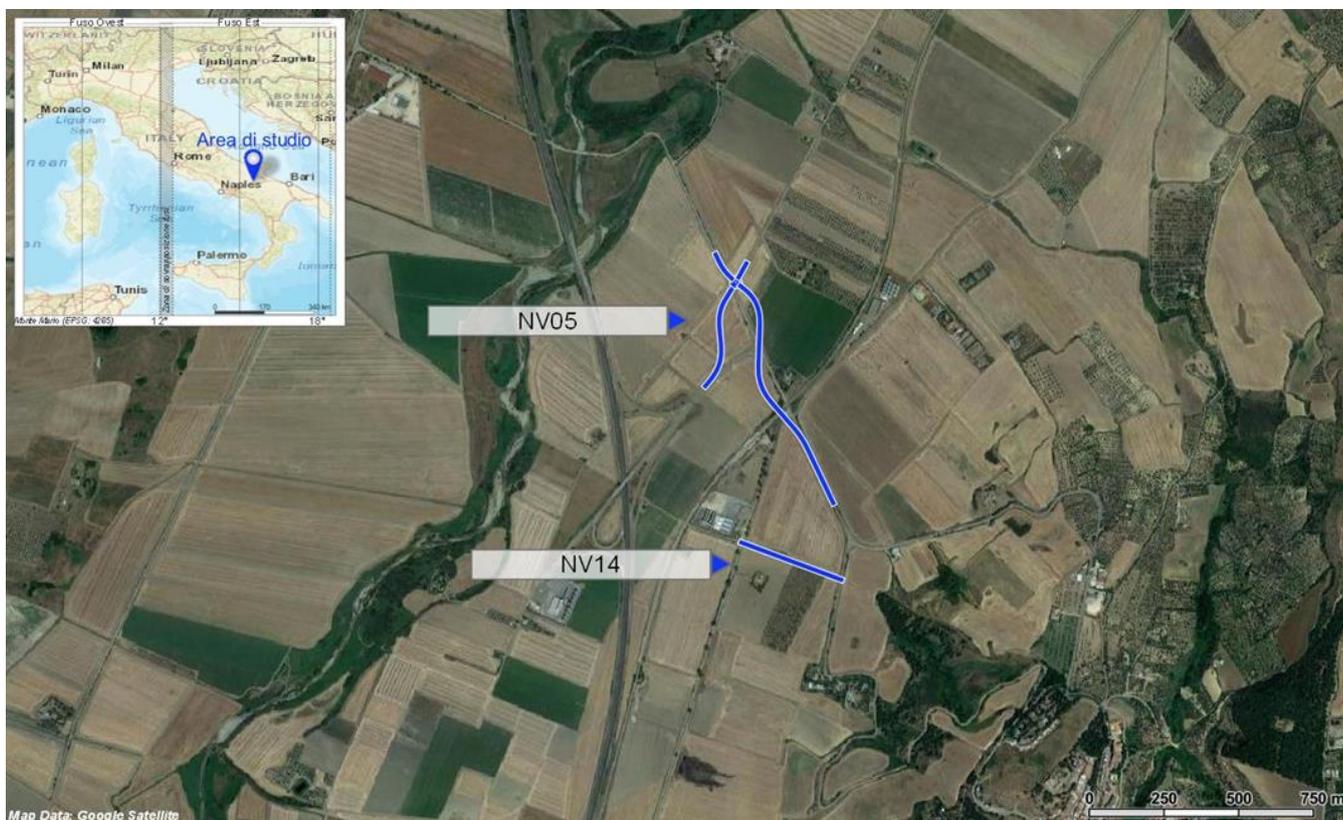


Figura 3-1 - Ubicazione geografica

Le rampe d'approccio al viadotto verranno realizzate in parte mediante la messa in opera di scolarari in cemento armato su fondazioni dirette e in parte realizzando rilevati di approccio in terra sciolta (Figura 3-2). Date le pressioni scaricate sul terreno, le spalle dell'opera di scavalco verranno fondate su fondazioni profonde.

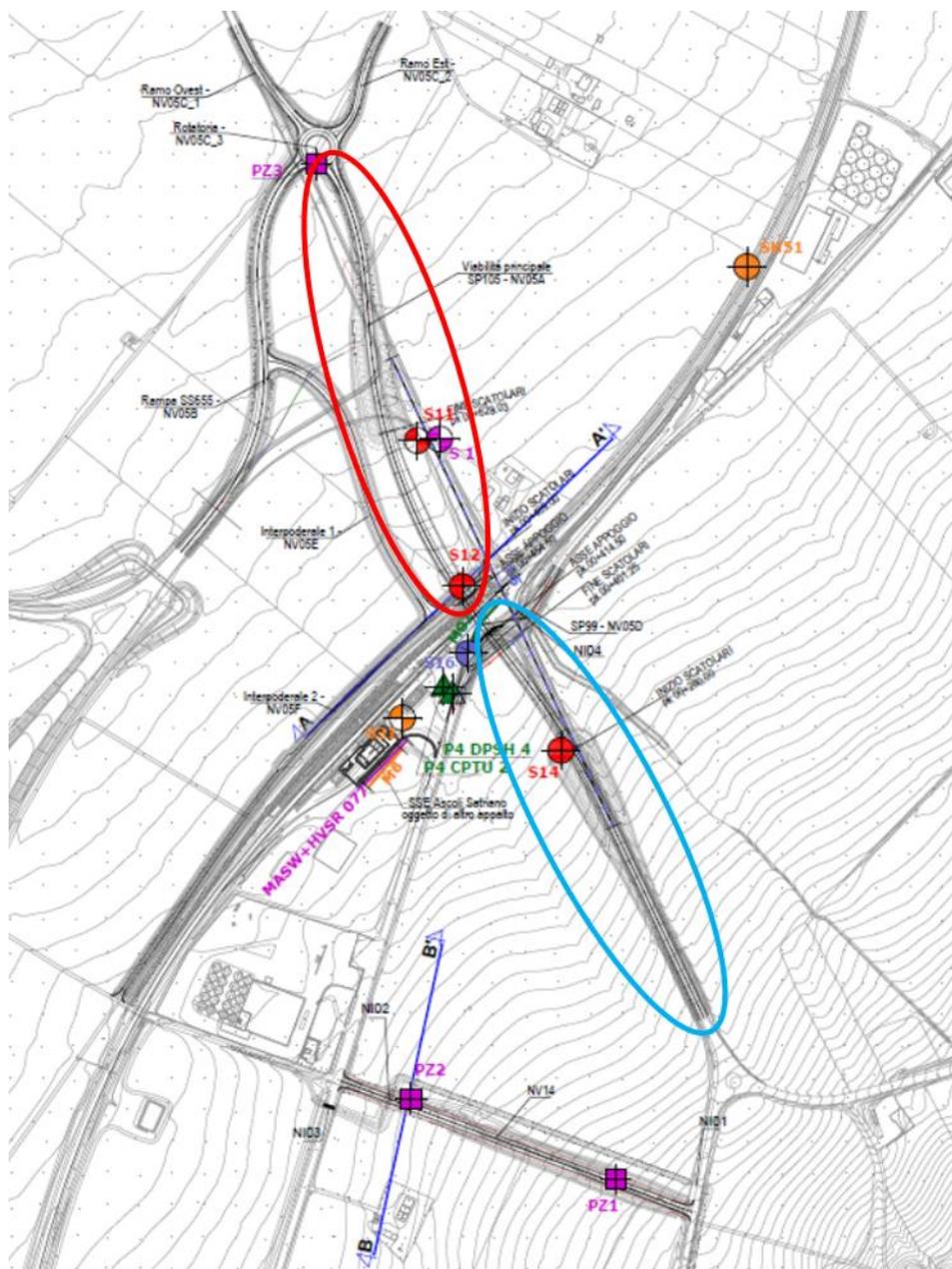
Nel seguito le opere vengono distinte in rilevato, scolarari e spalla Nord (Nel cerchio rosso in Figura 3-2) e rilevato, scolarari e spalla Sud (Nel cerchio azzurro in Figura 3-2).

In questa sede ci si limiterà alla definizione del modello geotecnico per le opere in progetto e alla definizione delle "linee guida" per la progettazione delle opere di fondazione. Con riferimento alle fondazioni superficiali vengono nel seguito definiti i valori di resistenza di progetto nei confronti della capacità portante, di cedimento e di reazione di sottofondo per fondazioni superficiali dalle dimensioni ritenute plausibili per le opere in progetto; con riferimento alle fondazioni su pali vengono in seguito definite le curve di capacità

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	12 di 153

portante nei confronti delle azioni assiali e la resistenza nei confronti dei carichi orizzontali per il palo singolo.



**Figura 3-2 – Soluzione progettuale – Interventi Nord (Cerchiati in rosso) e interventi Sud (Cerchiati in azzurro)**



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	13 di 153

#### 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

In accordo alla relazione geologica Doc. Rif. [N.61], le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area di studio sono essenzialmente connesse alla evoluzione dell'Appennino meridionale e della Fossa Bradanica.

Nel suo complesso, l'Appennino rappresenta un tipico *thrust and fold belt* con vergenza orientale, compreso tra il Bacino Tirrenico ad Ovest e l'Avampaese Apulo a Est. L'Appennino è quindi una catena per pieghe e sovrascorrimenti che si struttura verso l'Avampaese Apulo a partire dal Miocene inferiore.

L'assetto tettonico della catena appenninica è schematizzabile attraverso la giustapposizione di due grandi archi: uno settentrionale, che va dal Monferrato fino al Lazio-Abruzzo, e uno meridionale, che arriva fino alla Sicilia. Questi due archi, la cui giunzione si realizza lungo la Linea Ortona-Roccamonfina, si differenziano per direzioni di movimento, entità dei raccorciamenti e stili deformativi. Ogni arco maggiore è formato da *thrust sheet* scollati nelle dolomie triassiche, alla base delle successioni sedimentarie mesozoiche.

In particolare, lo stile della deformazione compressiva nella porzione di catena dove si trovano successioni carbonatiche sia di bacino che di piattaforma, grossomodo corrispondente all'Appennino settentrionale e ai settori interni di quello meridionale, si esplica essenzialmente per embrici in progressione verso l'Avampaese Apulo.

Nella porzione di catena in cui sono prevalenti i depositi bacinali a dominante pelitica, che invece corrisponde ai settori esterni dell'Appennino meridionale, lo stile della deformazione compressiva è dato da estesi *thrust sheet* che ricoprono i depositi plio-pleistocenici più recenti. Al di sotto di tali strutture, il dominio dell'Avampaese Apulo sepolto si deforma in una serie di *horses* ricoperti da un complesso sistema di tipo *duplex*.

Le unità tettoniche più interne, derivanti da un'area oceanica o a crosta continentale assottigliata, hanno iniziato ad impilarsi a partire dal Miocene inferiore, formando un prisma di accrezione suturato da una successione di *thrust top*. Questo assieme è sovrascorso prima su domini di piattaforma carbonatica e quindi, a partire dal Miocene superiore, si è ulteriormente spostato verso l'esterno coinvolgendo nella deformazione l'ampio Bacino di Lagonegro e tutti i domini paleogeografici più esterni. Ulteriori eventi compressivi hanno determinato sensibili raccorciamenti nella catena fino al Pleistocene inferiore.

Sulla base delle risultanze delle campagne d'indagini e in accordo alle sezioni geologiche Doc. Rif. [N.62], alle quali si rimanda per ulteriori dettagli, le formazioni geologiche presenti in sito risultano essere (Figura 4-1):

- **bb1: Litofacies ghiaioso sabbiosa** è formata da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro, a struttura indistinta, con frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate;
- **bb2: Litofacies sabbioso limosa**, costituita prevalentemente da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e marrone, a stratificazione indistinta o incrociata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono lenti di sabbie ghiaiose grigie



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	14 di 153

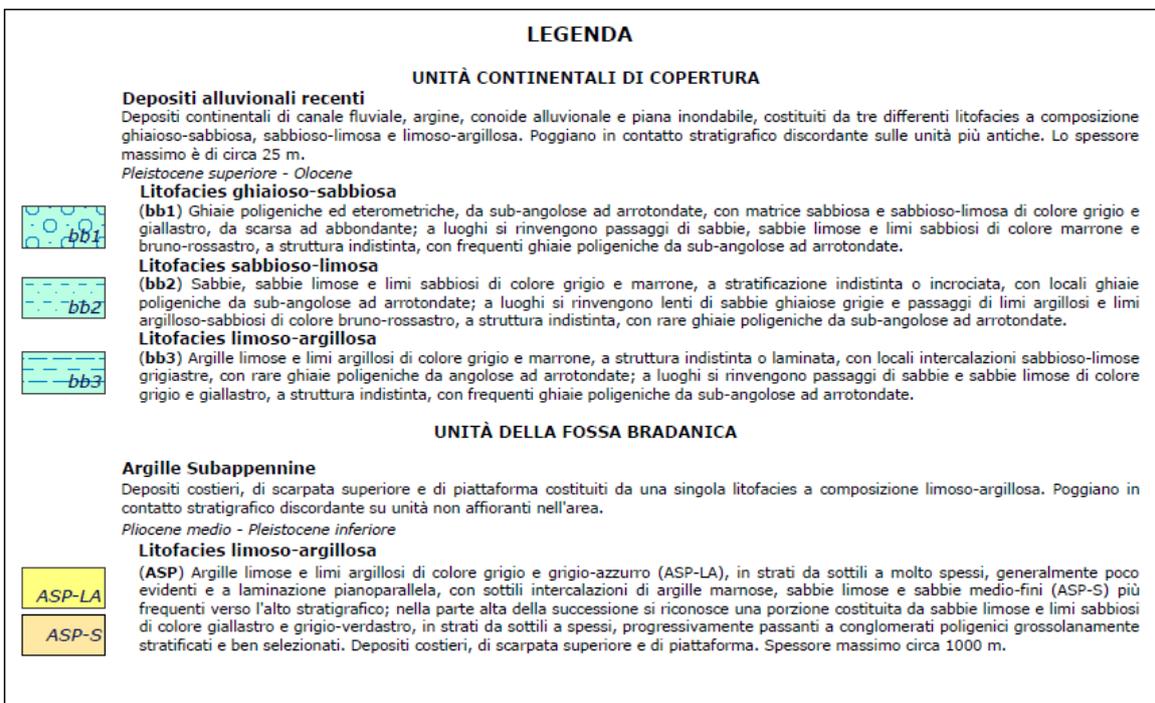
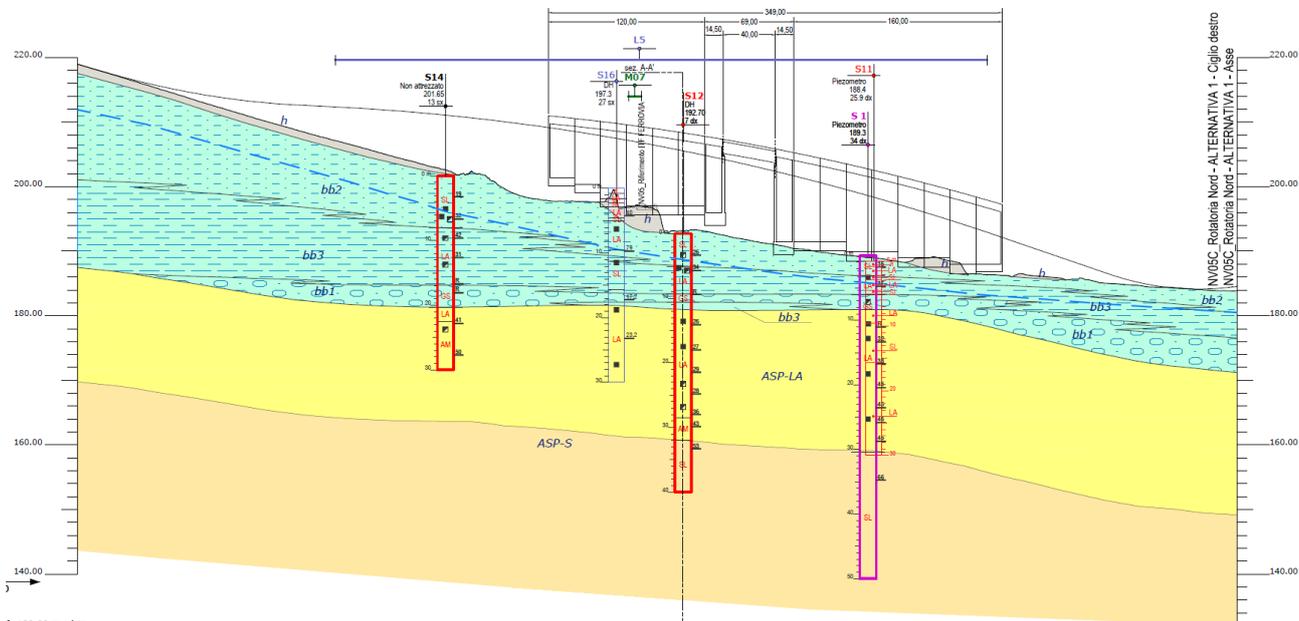
e passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, a struttura indistinta, con rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.;

- **bb3: Litofacies limoso argillosa**, formata da argille limose e limi argillosi di colore grigio e marrone, a struttura indistinta o laminata, con locali intercalazioni sabbioso-limose grigiastre, con rare ghiaie poligeniche da angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie e sabbie limose di colore grigio e giallastro, a struttura indistinta, con frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.;
- **ASP: Litofacies limoso argillosa (Argille Subappennine)** formata da argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro (**ASP-LA**), in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione pianoparallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie limose e sabbie medio-fini (**ASP-S**) più frequenti verso l'alto stratigrafico; nella parte alta della successione si riconosce una porzione costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore giallastro e grigio-verdastro, in strati da sottili a spessi, progressivamente passanti a conglomerati poligenici grossolanamente stratificati e ben selezionati.

Dal punto di vista sismico il territorio del comune di Ascoli Satriano ricade in **Zona sismica 1**, ovvero una zona di pericolosità elevata, con valori di accelerazione pari a  $a_g > 0.25$ .

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	15 di 153



**Figura 4-1 – Estratto delle sezioni geotecniche (Doc. Rif. [N.64])**

In accordo al Doc. Rif. [N.61], il territorio di studio è caratterizzato da una fortissima eterogeneità e complessità delle caratteristiche idrogeologiche, riconducibile sia al complesso assetto strutturale dell'area che alla grande varietà di termini litologici affioranti.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	16 di 153

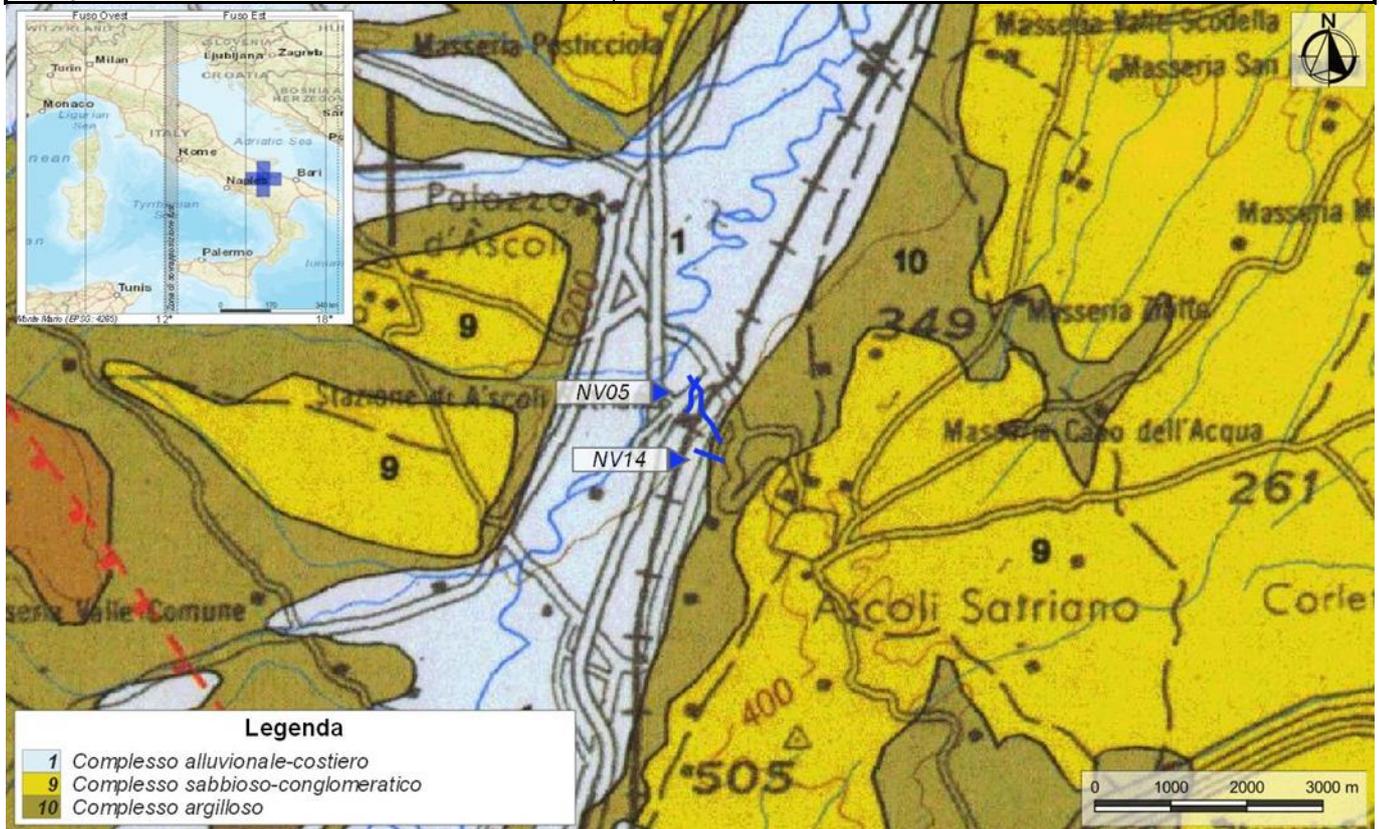


Figura 4-2 – Estratto della carta idrogeologica (Doc. Rif. [N.62])

In particolare, i litotipi presenti nei settori di specifico interesse progettuale possono essere raggruppati in tre ambiti idrogeologici principali (Si veda Doc. Rif. [N.61]):

- acquiferi delle successioni continentali e marine: sono costituiti da sedimenti plio-quadernari formati in ambiente subaereo o marino, riferibili quindi a depositi di detritico-colluviali, alluvionali, lacustri e costieri, in parte emersi a seguito delle fasi di sollevamento della Catena Appenninica. Questi terreni costituiscono acquiferi continui, in genere eterogenei ed anisotropi, sempre permeabili per porosità e, solo in rari casi, anche per fessurazione. Tale carattere idrogeologico è riconducibile alla natura prevalentemente clastica dei depositi, che solo in pochi casi presentano un certo grado di cementazione. Le falde degli ambienti alluvionali risultano alimentate direttamente sia dalle acque superficiali che si infiltrano nel terreno che dai travasi idrici sotterranei delle strutture idrogeologiche con cui sono a contatto. Si distinguono due differenti gruppi di ambienti sedimentari caratterizzati da differenti processi di trasporto e deposizione, rispettivamente controllati dalla gravità e dalle acque di ruscellamento: il gruppo di talus è caratterizzato da un grado di permeabilità piuttosto elevato i depositi del secondo gruppo sono caratterizzati da differente energia del mezzo idraulico;



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	17 di 153

- acquiferi delle successioni di bacino e avanfossa: sono composti da depositi essenzialmente marini, riferibili a successioni sedimentarie di bacino. Risultano particolarmente diffusi nei settori collinari di tutta la Catena Appenninica e, generalmente, danno luogo a strutture idrogeologiche di una certa importanza solo per l'approvvigionamento idrico di piccoli centri abitati. I termini litologici in esame costituiscono, quindi, dei complessi idrogeologici omogenei per ciò che riguarda il tipo di permeabilità prevalente, generalmente per fessurazione e porosità;
- acquiferi delle successioni carbonatiche: sono formati dagli ammassi rocciosi prevalentemente carbonatici ampiamente affioranti in tutto l'Appennino centro-meridionale, in buona parte riconducibili alle originarie unità paleogeografiche di piattaforma che caratterizzano questo settore di catena. Le principali sorgenti degli acquiferi carbonatici sono collocate prevalentemente in corrispondenza di limiti idrogeologici e di permeabilità, al contatto con terreni sedimentari e vulcanici più recenti, che generalmente costituiscono degli impermeabili relativi. Nelle zone dove gli acquiferi terrigeni presentano una permeabilità elevata, invece, questi acquiferi sono alimentati dalle idrostrutture carbonatiche limitrofe attraverso cospicui travasi sotterranei.

Per maggiori dettagli si rimanda al Doc. Rif. [N.61], al Doc. Rif. [N.62] e al Doc. Rif. [N.63]



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	18 di 153

## 5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nel mese di Dicembre del 2012, nel mese di Novembre del 2014, nel periodo tra Settembre e Ottobre del 2017 e nel corso di Febbraio del 2021, sono state svolte delle campagne d'indagini i risultati delle quali hanno permesso di ricostruire il modello geologico e geotecnico dell'area interessata dall'intervento in progetto.

Le indagini hanno compreso sondaggi a carotaggio continuo, pozzetti esplorativi, prove in sito (SPT, CPTU, DPSH, prove di carico su piastra, prove di permeabilità a carico variabile tipo Lefranc, MASW, Down-Hole e prove geoelettriche), e prove di laboratorio (Tx-UU, Tx-CD, Tx-CU, prove di taglio diretto, prove edometriche, prove con penetrometro tascabile e prove per la determinazione dei parametri fisici dei materiali).

### 5.1 Sondaggi e prove in sito

La campagna d'indagini svoltasi nel mese di Dicembre del 2012 ha previsto lo svolgimento delle seguenti prove:

- n°1 prova CPTU spinta fino ad una profondità di 3,3m;
- n°1 prova DPSH svolta in prossimità della prova CPTU e spinta fino ad una profondità di 7,8m;
- n°1 prove geosismiche tipo MASW (MASW M07) per la determinazione della categoria sismica del sito.

La campagna d'indagini svoltasi nel mese di Novembre del 2014 ha previsto lo svolgimento delle seguenti prove:

- n°1 perforazioni (S16) a carotaggio continuo spinte ad una profondità di 30 m da piano campagna;
- n°1 prove SPT svolte all'avanzare della perforazione dei sondaggi;
- n°1 prove down-hole per la determinazione della categoria di sottosuolo e dei parametri di deformabilità dei materiali;
- n°1 prove sismiche geoelettriche per la determinazione del profilo della velocità delle onde di corpo.

La campagna d'indagini svoltasi nel periodo tra Settembre e Ottobre del 2017 ha previsto lo svolgimento delle seguenti prove:

- n°5 perforazioni (S31, SH-51, S11, S12 e S14) a carotaggio continuo spinte ad una profondità variabile tra 11,5 m e 40 m da piano campagna;
- n°4 prove SPT svolte all'avanzare della perforazione dei sondaggi;
- n°1 prove down-hole per la determinazione della categoria di sottosuolo e dei parametri di deformabilità dei materiali;
- n°1 prove geosismiche tipo MASW (MASW M06) per la determinazione della categoria sismica del sito;
- n°7 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile;

La campagna d'indagini svoltasi nel mese di Febbraio del 2021 ha previsto lo svolgimento delle seguenti prove:

- n°1 perforazioni (S1) a carotaggio continuo spinte ad una profondità di 50 m da piano campagna;
- n°1 prove SPT svolte all'avanzare della perforazione dei sondaggi;
- n°1 prove geosismiche tipo MASW (MASW + HVSr 077) per la determinazione della categoria sismica del sito;
- n°3 prove di carico su piastra;



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	19 di 153

- n°7 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile.

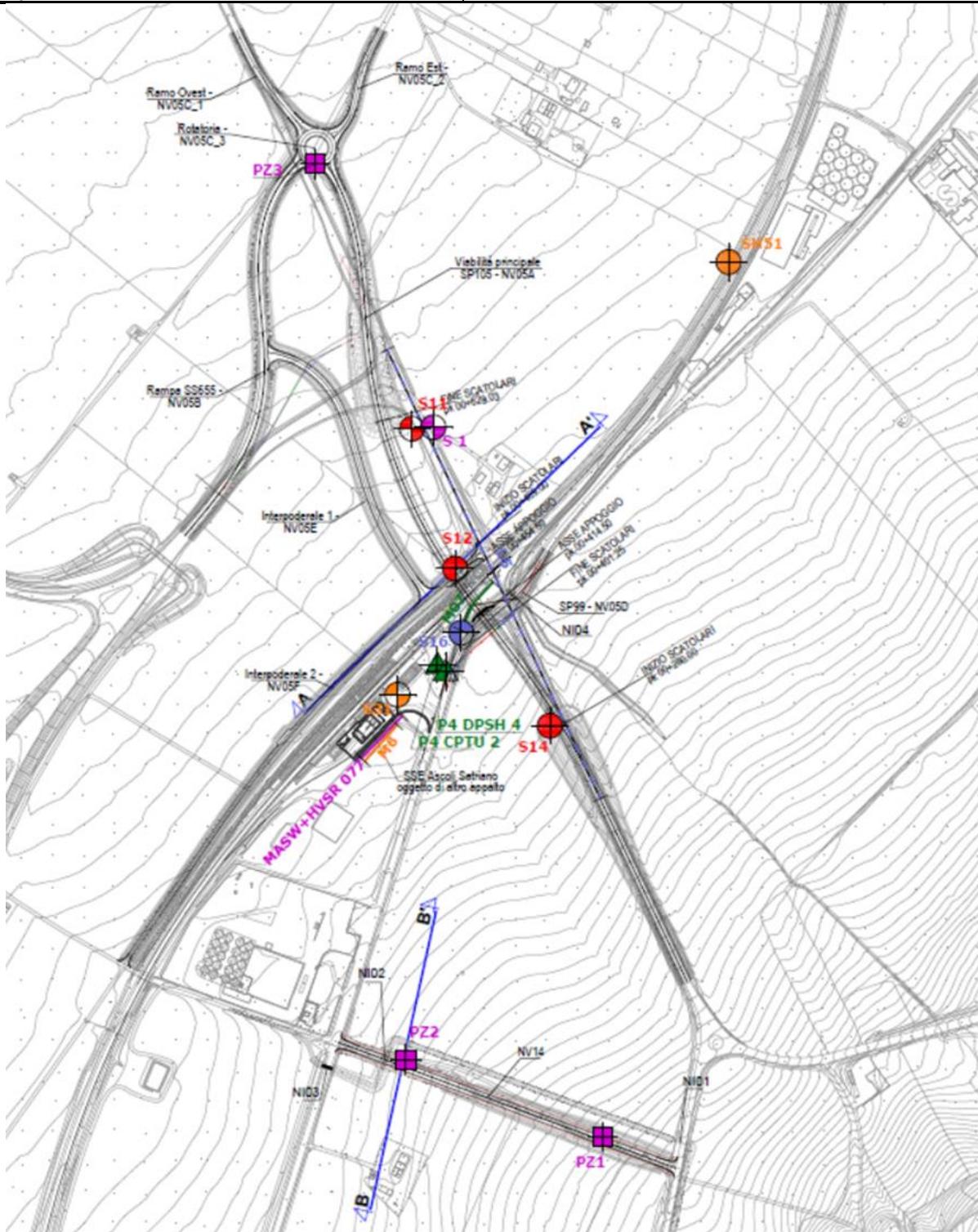
Si riassume di seguito la totalità delle le prove geotecniche in sito svolte nell'area di interesse:

- n°7 perforazioni (S16, S31, SH51, S11, S12, S14, S1) a carotaggio continuo spinte ad una profondità variabile tra 11,5m e 50m (Ubicazione in Figura 5-1) ;
- n°6 prove SPT svolte all'avanzare della perforazione dei sondaggi;
- n°10 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile svolte ad una profondità variabile tra a 2,8 m e 23,5 m di profondità;
- n°1 prova CPTU spinta fino ad una profondità di 3,3m;
- n°1 prova DPSH svolta in prossimità della prova CPTU e spinta fino ad una profondità di 7,8m;
- Prove con penetrometro tascabile sulle carote estratte all'avanzare della perforazione del sondaggio;
- n°3 prove di carico su piastra;
- n°3 prove geosismiche tipo MASW per la determinazione della categoria sismica del sito;
- n°2 prove Down-hole per la determinazione della categoria di sottosuolo e dei parametri di deformabilità dei materiali
- n°1 prove sismiche geoelettriche per la determinazione del profilo della velocità delle onde di corpo.

In Figura 5-1 si riporta l'ubicazione di tutte le indagini svolte nelle aree interessate dalle opere in progetto, l'analisi delle quali ha permesso di comprendere il comportamento geomeccanico dei materiali in sito. Come mostrato in seguito, il modello geotecnico di riferimento per ognuna delle opere in progetto è stato definito sulla base dei sondaggi ritenuti rappresentativi per la singola opera.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	20 di 153



**Figura 5-1 – Planimetria con ubicazione delle indagini**

Nelle seguenti figure si mostrano i risultati della totalità delle prove SPT (Figura 5-2), della prova CPTU (Figura 5-3) e della prova DPSH (Figura 5-4).



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	21 di 153

Si noti che in Figura 5-2, allo scopo di confermare l'andamento generale dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica con la profondità, si riportano anche i valori di  $N_{spt}$  equivalenti ottenuti dalla prova CPTU in accordo alla correlazione proposta da Robertson e Campanella (1983, [N.46]) e quelli ottenuti dalla prova DPSH in accordo alla correlazione proposta da LaCroix e Horn (1973, [N.32]).

La correlazione proposta da Robertson e Campanella (1983, [N.46]) che lega il valore di  $N_{spt}$  alla resistenza di punta alla penetrazione da CPTU è rappresentata dalle seguente equazione:

$$\frac{q_c/p_a}{N_{spt}} = 5,34D_{50}^{0,247}$$

essendo:

$q_c$  = la resistenza di punta alla penetrazione statica da CPTU;

$N_{spt}$  = il valore di resistenza alla penetrazione dinamica da SPT.

La correlazione proposta da LaCroix e Horn (1973, [N.32]) correla la resistenza alla penetrazione dinamica da DPSH al valore di  $N_{spt}$  ed è rappresentata dalla seguente equazione:

$$N_{SPT} = \left( \frac{W * H}{6,2 * D^2 * L} \right) N$$

essendo:

W = Peso del maglio (kg);

H = Altezza di caduta (cm);

D = Diametro del cono (cm);

L = penetrazione standard (cm);

N = numero di colpi misurato nella prova.

La Figura 5-2 mostra i risultati in termini di SPT, l'intervallo di variazione della resistenza alla penetrazione dinamica, facente riferimento ad una stratigrafia media, viene di seguito descritto:

- da circa 1 m a 6 m di profondità l'intervallo di resistenza alla penetrazione dinamica è tra 10 colpi/30 cm e 30 colpi/30 cm (Limo sabbioso e limo argilloso);
- da circa 6 m a 16 m di profondità l'intervallo di resistenza alla penetrazione dinamica è tra 30 colpi/30cm e 36 colpi/30cm (Limo sabbioso e limo argilloso);
- da circa 6 m di profondità a fine prova l'intervallo di resistenza alla penetrazione dinamica è tra 25 colpi/30cm e 60 colpi/30cm (Argilla limosa);

Si osservi che solo localmente la prova di resistenza alla penetrazione dinamica mostra rifiuto, in particolare tale risultato si presenta quando si incontrano gli strati ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	22 di 153

**Nspt Vs Profondità**

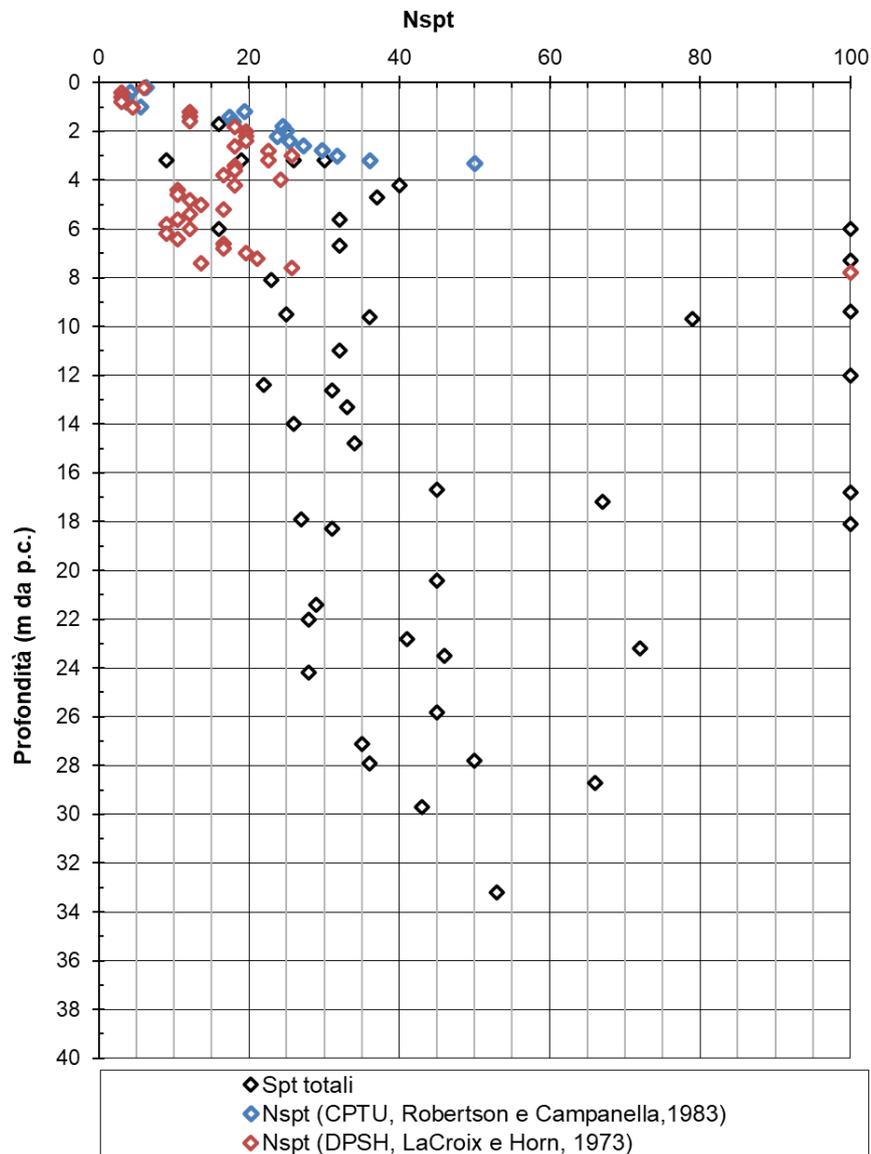
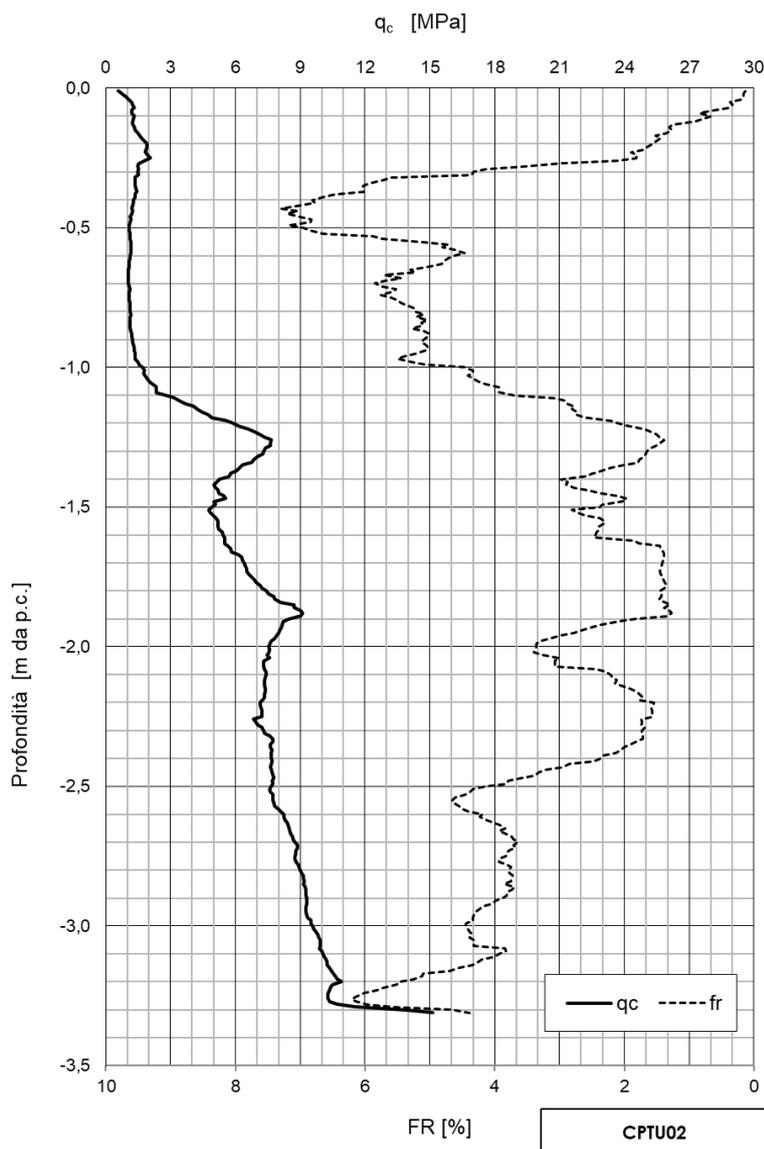


Figura 5-2 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) N<sub>SPT</sub>

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

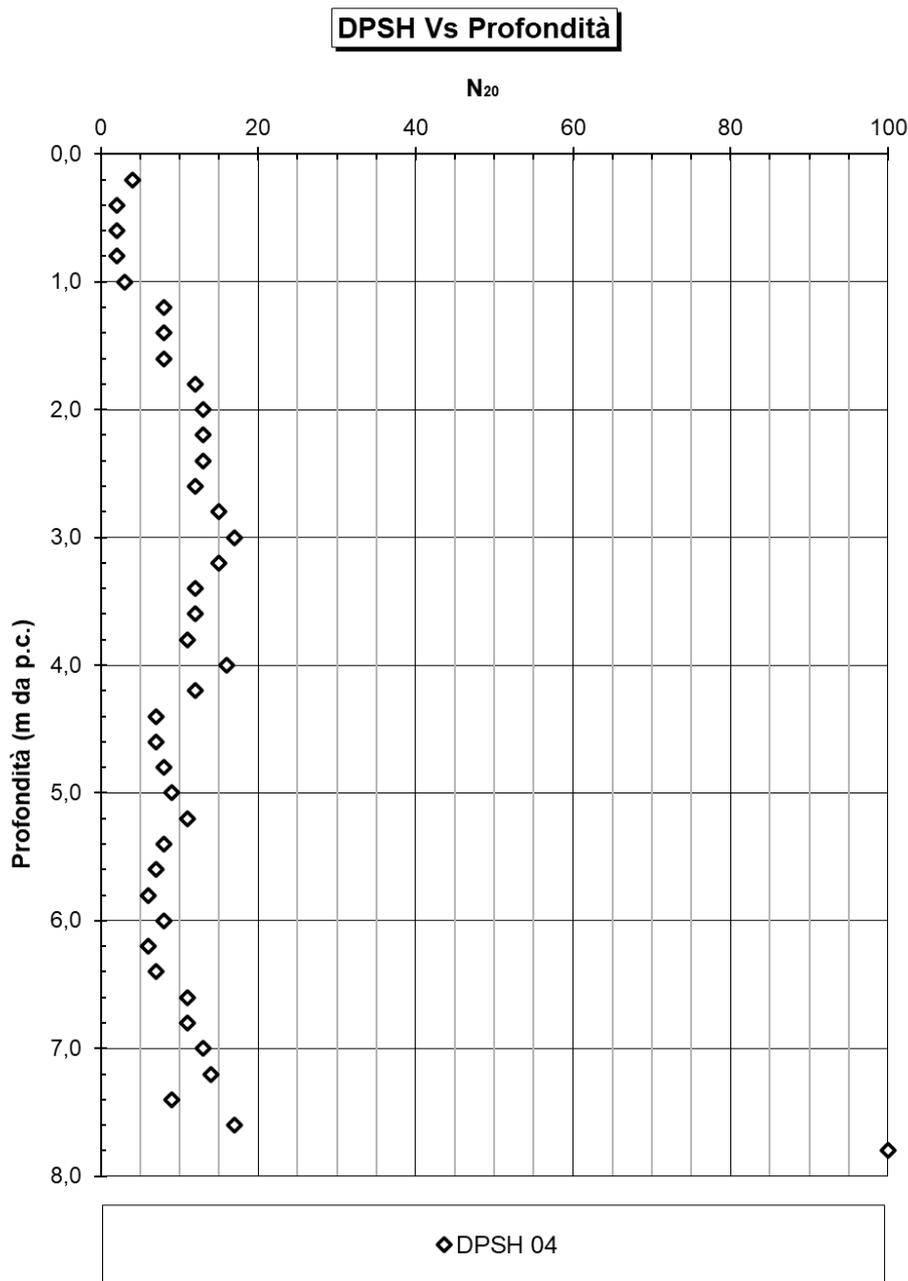
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	23 di 153

In Figura 5-3 si mostrano i risultati ottenuti dalla prova di penetrazione statica CPTU02, a partire da un metro di profondità si evidenzia un valore di resistenza alla punta  $q_c$  crescente con la profondità e variabile tra circa 3 MPa e 10 Mpa, il valore del rapporto d'attrito risulta compreso tra circa il 2% e il 6%.



**Figura 5-3 – Risultati della prova penetrometrica statica CPTU**

La Figura 5-4 mostra i risultati della prova di resistenza alla penetrazione dinamica DPSH04, ad una profondità compresa tra 1 m e 7,6 m il valore di  $N_{20}$  risulta compreso tra 7 e 17 colpi, mentre ad una profondità di 7,8 m la prova mostra rifiuto.



**Figura 5-4 – Risultati delle prove DPHS**

In Tabella 5-1 si mostrano i risultati delle letture piezometriche effettuate in sito durante le differenti campagne d'indagini svolte. Si noti che i valori riportati fanno riferimento al minimo valore di profondità registrato.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	25 di 153

**Tabella 5-1 – Livello di falda di progetto**

Sondaggio	Quota piano campagna	Profondità di falda
	[m s.l.m.]	[m da p.c.]
S1	189,34	4,4
S11	188,4	7,8
S12	192,7	8,7
S14	201,6	10,9

## 5.2 Prove di laboratorio

La campagna d'indagini ha previsto il prelievo di n°43 campioni per lo svolgimento di prove di laboratorio, le quali vengono in seguito descritte.

Sui campioni disturbati sono state effettuate le analisi granulometriche, le prove di reattività ad HCl e le prove per la determinazione dei parametri fisici della matrice fine.

Sui campioni indisturbati sono state svolte le prove seguenti:

- determinazione di contenuto d'acqua naturale, indice dei vuoti, porosità, grado di saturazione, peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n°10 prove di taglio diretto (TD);
- n°3 prove triassiali consolidate drenate (Tx-CD);
- n°1 prove triassiali consolidate non drenate (Tx-CU)
- n°7 prove triassiali non consolidate non drenate (Tx-UU);
- n°2 prove edometriche;
- n°2 prove di colonna risonante;
- prove con penetrometro tascabile per misure della resistenza dei terreni;
- Prove di reattività ad HCl.

In Tabella 5-2 si riassumono i risultati delle prove di laboratorio.







**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
**IA9D 00 D 78 GE GE06 00 001 A 28 di 153**

Sondaggio	Campione	Profondità del campione	W <sub>N</sub>	γ <sub>n</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>s</sub>	Granulometria				Classe	Limiti di Atterberg		Prova edometrica			Prova di taglio diretto - TD		TX-CU		TX-UU		TX-CD	
							Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		wl	Ip	E <sub>edo</sub>	c <sub>v</sub>	K	c'	φ'	c'	φ'	cu	c'	φ'	
S12	CI4	13,2-16,8	21,23	19,97	16,47	25,76	0	0	57	43	-	51	31,3	-	-	-	-	-	-	-	117,5	-	-	
S12	CI5	17,1-17,7	21,98	19,86	16,28	25,74	0	0	54	46	-	50	28,5	-	-	-	-	-	-	-	163,15	-	-	
S12	CR6	23,0-23,45	-	-	-	25,24	0	1	56	43	-	54	31,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S12	CR7	26,5-27,0	-	-	-	25,34	0	0	57	43	-	51	27,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S14	CI1	4,90-5,30	17,92	18,15	15,39	25,77	12	20	41	27	-	41	21	-	-	-	14,97	24,83	-	-	-	-	-	
S14	CR2	6,45-6,90	-	-	-	25,45	12	37	27	24	-	39	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S14	CR3	9,4-9,85	-	-	-	25,20	6	23	35	36	-	70	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S14	CI4	11,0-11,6	18,05	18,01	15,26	25,99	10	28	37	25	-	32	17	-	-	-	11,26	25,59	-	-	-	-	-	
S14	CS5	13,5-14,0	21,85	18,69	15,34	25,23	8	13	48	31	-	60	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S14	CS6	23,5-24,0	21,22	19,83	16,36	25,58	0	0	63	37	-	56	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S1	CI1	3,1-3,6	22,57	18,45	15,05	25,63	3	25	40	32	-	49	21,9	-	-	-	20,28	24,42	-	-	-	-	-	





**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	30 di 153

Sondaggio	Campione	Profondità del campione	W <sub>N</sub>	γ <sub>n</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>s</sub>	Granulometria				Classe	Limiti di Atterberg		Prova edometrica			Prova di taglio diretto - TD		TX-CU		TX-UU		TX-CD	
							Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		wl	Ip	E <sub>edo</sub>	c <sub>v</sub>	K	c'	φ'	c'	φ'	cu	c'	φ'	
PZ3	CR1	1,0	19,74	16,93	14,14	25,54	1	34	45	20	-	32	12,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PZ3	CR2	2,0	20,90	17,46	14,44	25,63	6	36	34	24	-	36	20,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Essendo:

- w<sub>n</sub> = Il contenuto d'acqua naturale;
- γ<sub>n</sub> = Peso dell'unità di volume;
- γ<sub>d</sub> = Peso secco dell'unità di volume;
- γ<sub>s</sub> = Peso specifico della frazione solida del terreno;
- w<sub>l</sub> = Limite liquido;
- Ip = Indice di plasticità;
- E<sub>edo</sub> = Modulo edometrico;
- c<sub>v</sub> = Coefficiente di consolidazione monodimensionale;
- K = Conducibilità idraulica del materiale;
- c' = Coesione efficace;
- φ' = Angolo d'attrito di picco;
- c<sub>u</sub> = Resistenza al taglio non drenata.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	31 di 153

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Ai sensi della normativa vigente sul territorio nazionale (NTC2018 [N.1]), le azioni sismiche di progetto devono essere determinate a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito, definita, in funzione delle coordinate geografiche e del periodo di riferimento dell’opera in progetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) è ottenuto dal prodotto tra vita nominale ( $V_N$ ) e coefficiente d’uso ( $C_U$ ), quest’ultimo dipendente dalla classe d’uso. Essendo:

$V_N \geq 50$  anni;

classe d’uso = III;

coefficiente d’uso = 1,5.

si determina:

$V_R = V_N \cdot C_U$  (periodo di riferimento della costruzione) = 75 anni

Date longitudine (15.548677) e latitudine (41.220535) del sito vengono definiti i valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro di risposta corrispondenti al periodo di riferimento della struttura, per ulteriori dettagli si veda la Relazione Geologica [N.61].

**Tabella 6-1 - Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi al sito di progetto**

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLO	45	0,057	2,545	0,312
SLD	75	0,077	2,460	0,333
SLV	712	0,225	2,437	0,415
SLC	1462	0,314	2,374	0,427

### 6.1 Risposta sismica locale

I valori dell’accelerazione orizzontale massima definiti secondo quanto esposto al paragrafo precedente devono essere modificati per tenere in conto delle condizioni lito-stratigrafiche e topografiche al sito, in modo che nel calcolo della azione sismica si possano prendere in conto eventuali effetti di amplificazione locale.

A questo scopo, la norma (Doc. Rif. [N.1], par. 3.2.3.2.1) introduce il fattore di sito  $S$ , funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ) sia dell’andamento della superficie topografica ( $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T$$

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</b>					
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>32 di 153</b>

### 6.1.1 Categorie di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori delle della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (m/s), definita dall'espressione:

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

essendo:

- $H_i$ : spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{s,i}$ : 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, caratterizzato da  $V_s$  non inferiori a 800 m/s.

In accordo alle NTC2018 per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è da riferirsi al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$ , è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

Figura 6-1 – Categorie del sottosuolo da NTC 2018 [N.1], tab. 3.2.II

I risultati di prove geofisiche eseguite durante le campagne di indagini (si vedano la Relazione Geologica [N.61] e il §5.1), hanno permesso di definire le categorie di sottosuolo riportate in Tabella 6-2.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</p>												
<p>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14) Relazione Geotecnica Generale</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IA9D</td> <td>00</td> <td>D 78 GE</td> <td>GE06 00 001</td> <td>A</td> <td>33 di 153</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	33 di 153
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	33 di 153								

**Tabella 6-2 – Indagini sismiche e categorie di sottosuolo**

Prova	V <sub>s,30</sub> (m/s)	Categoria di sottosuolo
MASW – M07	431	B
Down-hole – S16	243	C
Down-hole - S12	421	B
MASW – M6	332	C
MASW+HVSr 077	350	C

Le prove in sito svolte non hanno permesso di identificare in modo univoco la categoria sismica del sottosuolo, si è di conseguenza cautelativamente attribuita al sito la **categoria C** di sottosuolo (“*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”). Il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta quindi, rispettivamente,  $S_s = 1,5$  (SLD) e  $S_s = 1,37$  (SLV).

### 6.1.2 Condizioni topografiche

In accordo alle NTC2018 [N.1] per condizioni topografiche semplici si può adottare la classificazione riportata in Figura 6-2.

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Figura 6-2 – Categorie topografiche da NTC2018 [N.1], tab. 3.2.II**

Data la natura dell’area interessata dal progetto (Categoria T1 in Figura 6-2), il coefficiente di amplificazione topografica è stato posto pari all’unità (Si veda Doc. Rif [N.61]).

### 6.1.3 Accelerazione massima $a_{max}$

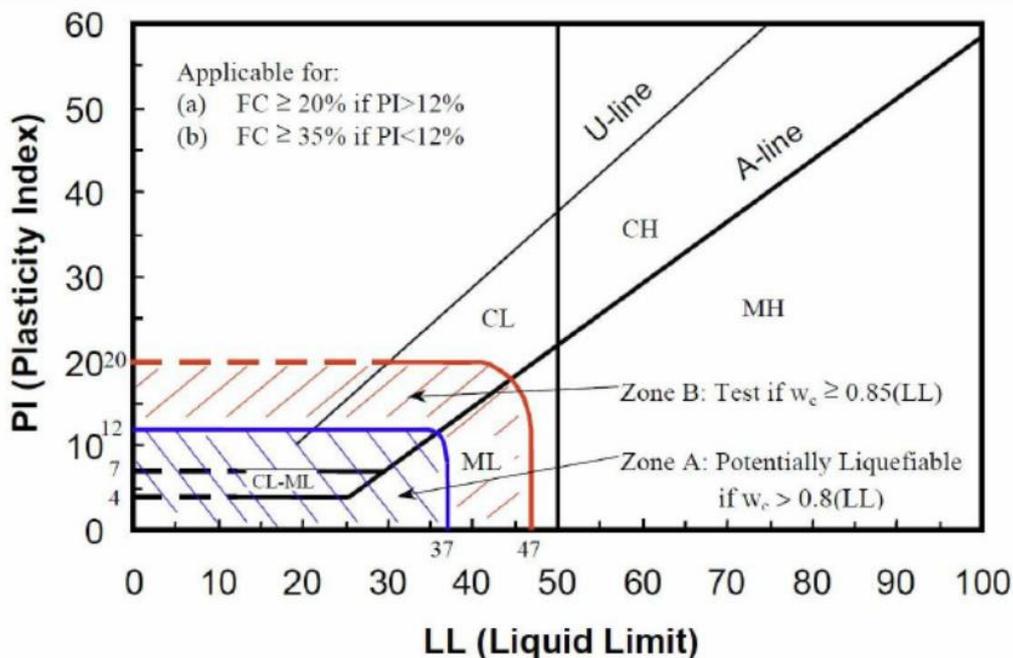
**Tabella 6-3 – Valori di accelerazione massima attesa al sito**

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_{max}$ (g)
SLD	75	0,116
SLV	712	0,308

### 6.1.4 Verifica della liquefazione

Dalle letture piezometriche svolte nell'area d'interesse (Doc. Rif. [N.61]), è emerso che il livello di falda risulta soggetto ad importanti variazioni stagionali, tali da interessare gli strati limosi appartenenti alla litofacies bb2 e alla litofacies bb3.

In accordo a Seed et Al (2003, [N.48]) e con riferimento alla Figura 6-3, è necessario svolgere la verifica di liquefazione dei materiali se questi ricadono nella zona B e mostrano un contenuto d'acqua almeno uguale a  $0,85w_l$  o se ricadono nella zona A mostrano un valore di contenuto d'acqua almeno uguale a  $0,8w_l$ .

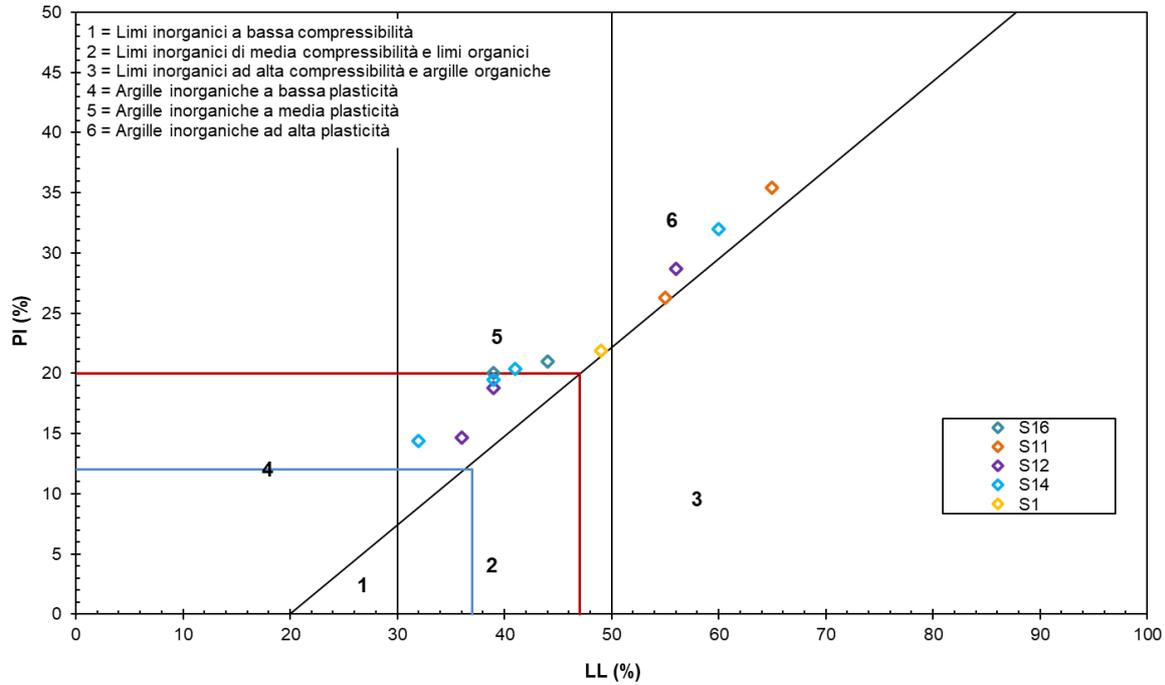


**Figura 6-3 – Classificazione dei terreni suscettibili di liquefazione (Seed et Al., 2003 [N.48])**

In Figura 6-4 si riportano, nella Carta di Casagrande, i risultati delle prove svolte sui campioni estratti all'interno di tali formazioni per la definizione dei parametri fisici dei materiali. Si noti che in alcuni casi i materiali ricadono nella zona B, tuttavia il contenuto d'acqua risulta inferiore a  $0,85w_l$  (si veda §8.4.1). Sulla base dei risultati mostrati si può concludere che i materiali in sito non sono suscettibili di liquefazione.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	35 di 153



**Figura 6-4 – Carta di Casagrande – Litofacies bb2 e bb3**

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</b>					
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>36 di 153</b>

## 7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri di interpretazione delle indagini finalizzati alla caratterizzazione geotecnica, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che nell'area in esame si rinviene un'alternanza di depositi argilloso-limosi, limosi-sabbiosi e di depositi ghiaiosi-sabbiosi. Pertanto, si distingueranno due tipologie di materiali:

- terre a grana grossa (ghiaie e sabbie);
- terre a grana fine (limi e argille).

I criteri di interpretazione delle indagini considerano che:

- in presenza di terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, ove il campionamento indisturbato risulta difficile, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
- in presenza di terreni a granulometria fine (limi e argille) sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT, prove di laboratorio di classificazione e prove di laboratorio meccaniche (di resistenza e deformabilità) sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi;
- nei fori di sondaggio sono state effettuate prove per la misura della permeabilità in sito (tipo Lefranc).

Il tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è individuato principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

### 7.1 Terreni a grana grossa

Poiché nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito.

Il comportamento meccanico dei depositi di materiali a grana grossa dipende essenzialmente da:

- storia dello stato tensionale;
- pressioni geostatiche;
- macrostruttura;
- regime delle pressioni interstiziali,

e può essere descritto tramite le seguenti grandezze:

- indice dei vuoti e densità relativa;
- parametri di resistenza e deformabilità;
- permeabilità.

Gli studi a carattere geologico indirizzano la ricostruzione della storia tensionale dei depositi e ne caratterizzano la macrostruttura; quelli idrogeologici ed il monitoraggio geotecnico guidano la valutazione delle pressioni interstiziali.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei depositi, a partire dal loro grado di addensamento, è condotta mediante l'interpretazione di prove in situ (quali prove penetrometriche dinamiche SPT).



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	37 di 153

### 7.1.1 Valutazione della densità relativa da prove SPT

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore della densità relativa in funzione dei valori di  $N_{SPT}$ , della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma_{vo}'$  e del grado di sovraconsolidazione OCR.

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si è fatto riferimento alle correlazioni espresse nei paragrafi successivi.

#### 7.1.1.1 Interpretazione delle prove SPT in sabbie

Per la determinazione delle prove SPT in sabbie si è fatto riferimento alle seguenti correlazioni:

- Skempton (1986, [N.44]);
- Gibbs & Holtz (1957, [N.27]);
- Bazaraa (1967, [N.8]);
- Meyerhof (1957, [N.38]).

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) [N.51] la densità relativa  $D_r$  di sabbie silicee, non cementate può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A+B \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{98.1}} * N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-)

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

$(K_0)_{NC}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(K_0)_{SC}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kPa)

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

**Tabella 7-1 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986 [N.51])**

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5 ÷ 43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{SC}}{1 + 2(k_0)_{NC}}$

Gibbs e Holtz (1957, [N.27]) furono i primi a studiare in modo sistematico l'influenza delle tensioni efficaci sul legame fra  $D_r$  e  $N$ , realizzando delle prove penetrometriche in un grande serbatoio cilindrico (altezza 122 cm, diametro 92 cm), all'interno del quale era stata messa in opera della sabbia di densità nota. La correlazione ottenuta può essere riepilogata mediante la seguente formula:



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	38 di 153

$$D_r = \left\{ \left[ 1.5 * \left( \frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$$

essendo:

$$F = 0.0065 \sigma_{v0}^2 + 1.68 \sigma_{v0} + 14$$

$$\sigma_{v0} = \text{tensione verticale totale espressa in t/m}^2.$$

Bazaraa (1967, [N.8]) ha mosso una critica alle correlazioni ottenute in laboratorio, osservando che i risultati di prove SPT eseguiti su campioni ricostituiti in laboratorio non fossero rappresentativi dei valori di N che, a parità di densità relativa, si ottengono in sito, per l'esistenza nei depositi naturali di fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la sotria dello stato tensionale ecc.. Partendo da tale obiezione, Bazaraa è pervenuto alla seguente correlazione:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 * (1 + 4.1 \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 * (3.24 + 1.024 \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

Meyerhof (1957, [N.38]) in base alle prove di laboratorio di Gibbs e Holtz ha proposto la seguente correlazione:

$$D_r = 21 * \sqrt{\frac{N}{(\sigma'_v + 0.7)}} \quad \text{con } \sigma'_v \text{ espresso in kg/cm}^2$$

#### 7.1.1.2 Interpretazione delle prove SPT in ghiaie sabbiose

Per terreni con significativo contenuto in ghiaia, la densità relativa ( $D_R$ ) viene determinata utilizzando il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) [N.22], valido 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) [N.30] anche al caso dei terreni sovraconsolidati.

Tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left[ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \cdot \left( \frac{98.1}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \cdot \left( \frac{k_{0,NC}}{k_{0,SC}} \right)^{0.5} \right]^{0.5}$$

essendo:

$$D_r = \text{densità relativa (-)}$$

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

$$D_{50} = \text{diametro delle particelle corrispondente al passante 50\% (mm)}$$



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	39 di 153

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$K_{0,NC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$K_{0,SC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovra consolidati (-)

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

- energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia tipicamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%. Nell'applicazione della formula il valore di NSPT misurato, assunto pari a (NSPT)60% viene corretto in base alla seguente relazione:
- $(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$
- resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. Nell'applicazione della relazione precedente nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi, essendo i risultati disponibili ottenuti con il solo campionatore standard, il valore NSPT misurato, assunto pari a (NSPT)60%, è stato modificato adottando la seguente relazione:

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

essendo:

$$C_{NLPT} = 0.56 - 0.084 \cdot \ln(D_{50}) = \text{fattore correttivo per } D_{50} \geq 1 \text{ mm, con } D_{50} \text{ in mm.}$$

### 7.1.2 Valutazione dell'angolo d'attrito da prove SPT

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore dell'angolo d'attrito in funzione dei valori di  $N_{SPT}$  e della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$ .

Nella presente si è fatto riferimento alla seguente correlazione:

- Bolton (1986) [N.10];
- Hatanaka e Uchida (1996) [N.29];
- Schmertmann (1975) [N.47].

Per determinare l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$ , Bolton (1986) [N.10] ha proposto la seguente correlazione:

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

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

essendo:

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

$\phi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma'_{ff}$  elevate (°)

$\sigma'_{ff}$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	40 di 153

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

$D_r$  = densità relativa (-)

$p'_f$  =  $1.4 \cdot \sigma'_{ff} = 380 \text{ kPa}$  pressione efficace media a rottura (kPa)

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

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

$\sigma'_2$  = tensione principale efficace intermedia

$\sigma'_3$  = tensione principale efficace minore

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

**Tabella 7-3 - Valori di  $\phi'_{cv}$  per sabbie silicee secondo Stroud (1989) [N.52]**

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

Nel caso specifico vengono assunti valori di  $\phi'_{cv}$  pari a:

- 31° nelle sabbie;
- 33° nelle ghiaie.

e valori di  $m$  pari a 3.

Hatanaka e Uchida (1996, [N.29]) hanno ricavato la seguente correlazione fra  $N_1$  e l'angolo di resistenza al taglio in condizioni di compressione triassiale  $\phi'$ (TX), per sabbie e ghiaie aventi passante al vaglio n° 200 ASTM inferiore al 10%, sulla base dei risultati di prove triassiali eseguite su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento:

$$\phi' = (\alpha * N_1)^{0.5} + \beta$$

essendo:

$$\alpha = 20$$

$$\beta = 20^\circ \pm 3^\circ$$

$$N_1 = \frac{N}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{98.1}\right)^{0.5}} \quad \text{con} \quad \sigma'_{v0} \text{ in kPa}$$

Il valore di  $N$  deve essere riferito ad un valore di ER pari al 78% (Energy Ratio che in Italia è abitualmente pari al 60%). Tale correlazione è stata ottenuta per valori di  $\phi'$  compresi tra 28° e 44° e per valori di  $N_1$  compresi tra 4 e 28 colpi/300 mm.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	41 di 153

L'angolo di attrito  $\varphi'$  può anche essere determinato tramite la seguente correlazione proposta da Schmertmann (1975, [N.47])

$$\varphi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{12.2 + 20.3 * \frac{\sigma'_v}{p_a}} \right]^{0.34}$$

### 7.1.3 Valutazione delle caratteristiche di deformabilità da prove SPT

Il modulo di taglio ( $G_0$ ) e quello di Young ( $E_0$ ) iniziali (associabili a piccole deformazioni), sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), stimate per via diretta, dai risultati delle prove geofisiche, o per via indiretta, interpretando i risultati delle prove SPT, utilizzando le seguenti equazioni:

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

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

essendo:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno, valore medio ( $\text{kN/m}^3$ )

$\nu'$  = modulo di Poisson del terreno

$V_s$  = velocità delle onde di taglio ( $\text{m/s}$ )

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) [N.30], utilizzando la seguente espressione:

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

essendo:

C = 67,3

z = profondità dal piano campagna (m)

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

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

Nel caso specifico viene assunto il valore di  $f_A = 1,0$  per i depositi recenti e  $f_A = 1,3$  per i depositi antichi. Il modulo di Poisson dei terreni viene preso pari a 0,25.

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI</b> <b>TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO</b> <b>SEDE.</b>												
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IA9D</td> <td>00</td> <td>D 78 GE</td> <td>GE06 00 001</td> <td>A</td> <td>42 di 153</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	42 di 153
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	42 di 153								

**Tabella 7-4 - Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito), da Ohta & Goto (1978)[N.30]**

	Olocene	Pleistocene
$f_A$	1,0	1,3

**Tabella 7-5 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della composizione granulometrica), da Ohta & Goto (1978)[N.30]**

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

Seed (1983, [N.49]) ha proposto la seguente correlazione fra il modulo di taglio a piccolissime deformazioni,  $G_0$ , e il valore di  $N_{spt}$ :

$$G_0 = 634.6N_{spt}$$

Ohsaki e Iwasaky (1973, [N.42]), hanno proposto la seguente correlazione tra il modulo di taglio a piccolissime deformazioni,  $G_0$ , e il valore di  $N_{spt}$ :

$$G_0 = 1200N_{spt}^{0.8}$$

## 7.2 Moduli elastici “operativi”

Com'è noto, il comportamento dei terreni a grana grossa è marcatamente non lineare anche a livelli deformativi relativamente modesti.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Si ritiene che tale metodo sia applicabile per le opere in progetto (“Foundations” in Figura 7-1), per le quali vale indicativamente quanto segue:

- nel calcolo di opere di fondazione il modulo “operativo” può essere preso pari a  $1/5 \div 1/6$  di quello iniziale; i valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di deformazioni indotte tra circa  $1 \cdot 10^{-2}$  e  $3 \cdot 10^{-2}$ .

Nel caso specifico viene assunto un valore di modulo di Young operativo pari a  $1/10$  di quello iniziale.

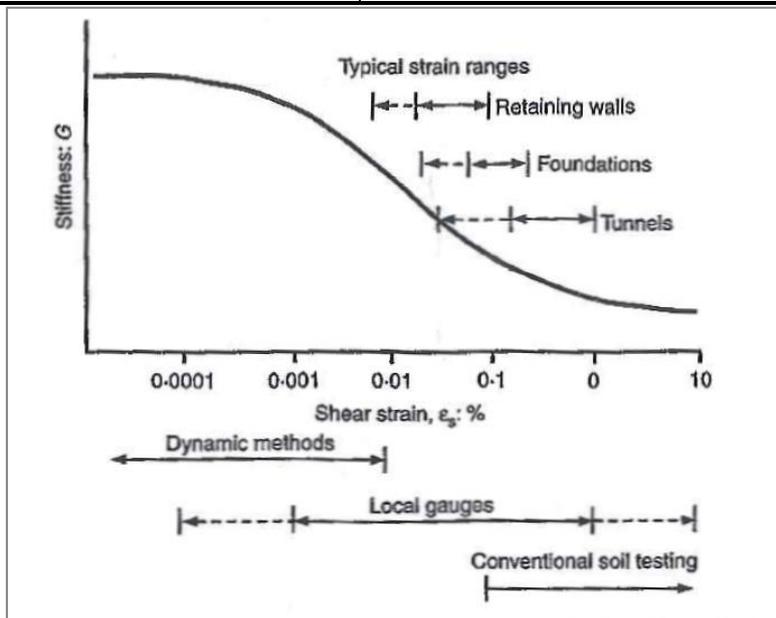


Figura 7-1 - Decadimento del modulo di taglio di un terreno con il livello di deformazione ed intervalli di deformazione tipici nei problemi geotecnici (Atkinson, 2000 [N.6])

### 7.3 Terreni a grana fine

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è eseguita sulla base dell'interpretazione sia delle prove di laboratorio sia delle prove in sito, effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- la descrizione e classificazione;
- lo stato iniziale;
- i parametri meccanici di resistenza e di deformabilità).

#### 7.3.1 Classificazione

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

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

#### 7.3.2 Stato tensionale in sito e pressione di preconsolidazione

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta sulla base:

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



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	44 di 153

Il grado di sovraconsolidazione da prove in sito è stato determinato sulla base della seguente formulazione:

$$OCR = \left( \frac{C_{u,NC}}{C_{u,sito}} \right)^{\frac{1}{0.8}}$$

essendo:

$C_{u,NC} = 0.22 * \sigma'_p$  la resistenza al taglio non drenata per terreni normalconsolidati (Mesri, 1989)

$C_{u,sito} = f_1 * N_{spt}$  la resistenza al taglio non drenata in sito (Stroud, 1989 [N.52])

Per i terreni normalconsolidati il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  è stimato sulla base della seguente espressione (Jaky, 1944 [N.31]):

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

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

Nel caso dei materiali appartenenti alla facies C lo stato tensionale in sito è stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  è pertanto stimato sulla base della seguente espressione (Jaky, 1944 [N.31]):

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^\alpha$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

$\alpha = 0.8$

Le pressioni interstiziali  $u_0$  sono valutate sulla base dei risultati del monitoraggio delle verticali di sondaggio attrezzate con piezometri.

### 7.3.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni a grana fine saturi è valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio ed in sito. A questi valori, per completezza, vengono affiancati quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove speditive eseguite sulle carote (penetrometro tascabile).

Com'è noto, la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si fa riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati.

La resistenza al taglio non drenata da prove in sito è stata stimata secondo quanto segue (Stroud, 1989 [N.52]):

$$C_u = f_1 * N_{spt}$$

essendo:

$f_1$  = coefficiente moltiplicativo dipendente dall'indice di plasticità, Figura 7-2.

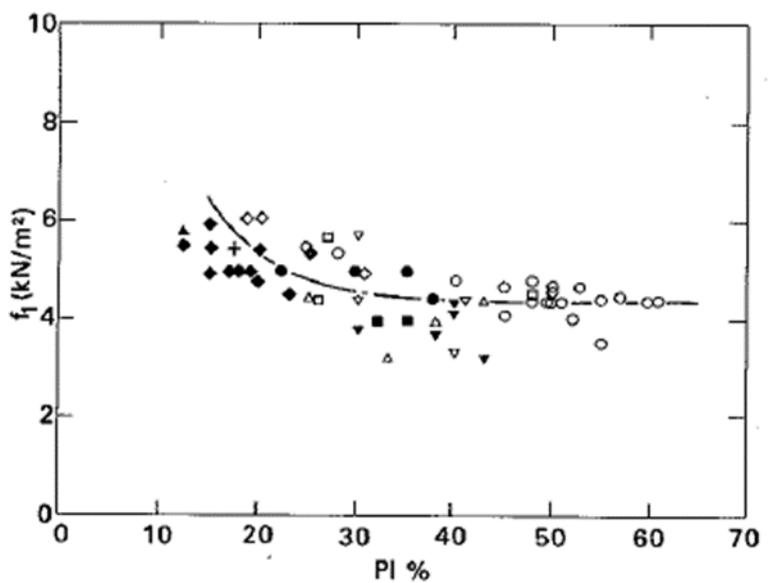


Figura 7-2 – Valore del coefficiente  $f_1$  al variare dell'indice di plasticità IP (Stroud, 1989 [N.52])

Nel caso specifico viene assunto un valore di  $f_1$  pari a 5.

#### 7.3.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio (Si veda §0). Data la scarsa numerosità delle prove di laboratorio atte a definire l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate si è considerata anche la correlazione proposta da Terzaghi, Peck, e Mesri (1996 [N.54]) che lega  $\phi'$  all'indice di plasticità  $I_p$  (Figura 7-3), mentre per la determinazione della coesione efficace si è fatto riferimento anche alla correlazione proposta da Mesri, Abdel-Ghaffar (1993 [N.37]), che lega direttamente il valore di  $c'$  alla pressione di preconsolidazione,  $\sigma'_p$ , e al valore della tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura,  $\sigma'_n$  (Figura 7-3).

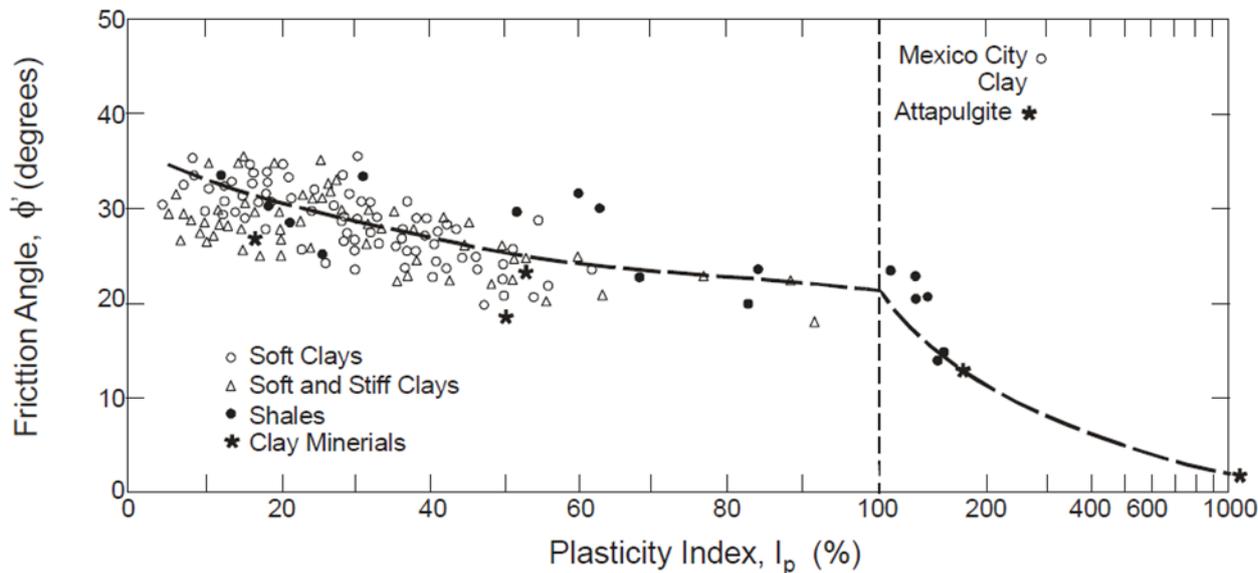


Figura 7-3 – Correlazione tra angolo d’attrito  $\phi'$  e IP (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996 [N.54])

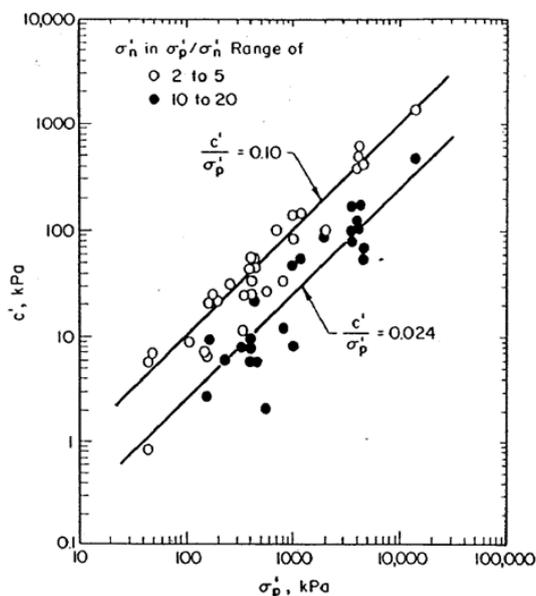


Figura 7-4 - Relazione fra la coesione efficace intercetta  $c'$ , la pressione di preconsolidazione  $\sigma_p'$ , e la tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura  $\sigma_n'$  (Mesri e Abdel – Ghaffar, 1993 [N.37]).

### 7.3.5 Caratteristiche di deformabilità

I moduli elastici operativi vengono definiti ponendo maggior affidamento sulle risultanze delle prove SPT (Scelta cautelativa) in accordo a Ohta e Goto, 1978 [N.30] (dettagli al §7.1.3) imponendo  $f_g$  pari all’unità e considerando il decadimento del modulo in accordo ad Atkinson, 2000 [N.6]. Si sono inoltre considerate le risultanze delle prove sismiche e le prove di colonna risonante.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	47 di 153

## 8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica di seguito esposta è basata sia sui riscontri delle indagini in sito che sui risultati delle prove di laboratorio effettuate.

### 8.1 Stratigrafia

Per la progettazione delle opere in oggetto si sono definiti n°4 profili geotecnici, ognuno dei quali è stato definito sulla base dei sondaggi e delle prove ritenuti significativi (Tabella 8-1). Ognuna delle stratigrafie di riferimento è tale da ritenersi valida per il progetto delle sole opere a cui si riferisce, come da Tabella 8-2.

**Tabella 8-1 – Stratigrafie e sondaggi di riferimento**

Stratigrafia di riferimento	Sondaggi di riferimento	Quota piano campagna [m s.l.m.]
Stratigrafia 1	S11 - S1	188,4 – 189,34
Stratigrafia 2	S12	192,7
Stratigrafia 3	S16	197,3
Stratigrafia 4	S14	201,6

**Tabella 8-2 – Stratigrafie di riferimento per le opere in progetto**

Opera	Stratigrafia di riferimento
Spalla Nord	Stratigrafia 2
Spalla Sud	Stratigrafia 3
Scatolari Nord	Stratigrafia 2
Scatolari Sud	Stratigrafia 3
Rilevato Nord	Stratigrafia 1
Rilevato Sud	Stratigrafia 4

Nelle seguenti tabelle si riportano le stratigrafie riscontrate dai sondaggi d'interesse riportati in Tabella 8-1.

**Tabella 8-3 – Stratigrafia da Sondaggio S11**

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0	1,1	Copertura agraria: Limo argilloso sabbioso.
1,1	2	Limo sabbioso debolmente argilloso. Materiale molto consistente-duro.
2	3,5	Limo sabbioso da debolmente argilloso a argilloso.
3,5	4,7	Limo argilloso sabbioso molto addensato.
4,7	5,4	Limo sabbioso. Da 5m di profondità presenti elementi ghiaiosi.
5,4	6,3	Limo sabbioso e/o sabbia fine limosa con ghiaia media ed elementi arrotondati e sporadici ciottoli calcareo calcarenitici.
6,3	7,1	Sabbia fine limosa omogenea, a 6,5 m di profondità passaggio a sabbia medio grossa con sporadici clasti.
7,1	7,9	Limo argilloso sabbioso.
7,9	11,65	Argille siltose.
11,65	30,0	Argille siltose debolmente marnose.

**Tabella 8-4 – Stratigrafia da Sondaggio S1**

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0	1,5	Limo sabbioso argilloso. Presenza di sparsi frammenti laterizi.
1,5	3,1	Limo sabbioso da deb. Argilloso ad argilloso debolmente ghiaioso.
3,1	6,0	Limo argilloso /argilla limoso sabbioso a tratti debolmente ghiaiosa
6,0	8,35	Sabbia ghiaiosa/ghiaia sabbiosa debolmente limosa con rari ciottoli.

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
8,35	18,0	Argilla limosa sabbiosa
18,0	18,6	Molto consistente e con consistenza in aumento con la profondità
18,6	30,4	Argilla limosa e sabbiosa. Molto consistente e con consistenza in aumento con la profondità.
30,4	50,0	Sabbia medio fine limosa. Da 34m di profondità sono presenti inclusi ghiaiosi. Molto addensata.

**Tabella 8-5 – Stratigrafia sondaggio S12**

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0	0,45	Copertura agraria/riporto: limo sabbioso argilloso. Presenza di frammenti laterizi.
0,45	2,0	Limo sabbioso omogeneo e compatto, molto addensato.
2,0	3,8	Limo sabbioso.
3,8	4,4	Limo sabbioso debolmente argilloso. Consistenza rigida.
4,4	9,3	Limo sabbioso omogeneo, consistenza soda-rigida.
9,3	10,55	Ghiaia media di natura calcarea a clasti ben arrotondati in matrice limo sabbiosa,, materiale molto addensato.
10,55	11,7	Argille limose. Consistenza rigida e molto rigida.
11,7	32	Argille siltose. Consistenza rigida, passante gradatamente a molto rigida-dura.
32	40	Sabbia fine e molto fine, materiale da addensato a molto addensato.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	50 di 153

**Tabella 8-6 – Sondaggio S16**

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0	0,7	Terreno di riporto: limo sabbioso con pietrisco e presenza di sostanze organiche.
0,7	1,9	Limo argilloso debolmente sabbioso, mediamente consistente.
1,9	2,2	Limo argilloso sabbioso, con inclusi di ghiaia e ciottoli.
2,2	2,8	Sabbia limosa, con ghiaia e ciottoli.
2,8	4,5	Limo con argilla debolmente sabbioso, con inclusi litici.
4,5	5,0	Sabbia limosa con inclusa ghiaia.
5,0	8,0	Limo argilloso sabbioso, consistente, con inclusi litici.
8,0	9,5	Argilla con limo da consistente a molto consistente. Presenti livelli di limo sabbioso addensato.
9,5	12,9	Limo sabbioso con argilla, addensato, con inclusi litici.
12,9	15,6	Limo con sabbia argilloso, addensato, con inclusi ciottoli e ghiaia.
15,6	18,0	Argilla limosa, consistente.
18,0	25	Argilla limosa consistente.
25	30	Argilla limosa consistente.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	51 di 153

**Tabella 8-7 – Sondaggio S14**

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0	0,6	Limo sabbioso omogeneo. Presenti dispersi di forma prevalentemente angolare. Materiale molto consistente-duro e/o molto addensato.
0,6	2,6	Limo sabbioso, rari elementi angolosi dispersi. Molto consistente/duro e/o molto addensato.
2,6	4,0	Limo sabbioso debolmente argilloso. Rari elementi di ghiaia ben arrotondati. Consistenza soda/rigida.
4,0	6,0	Limo sabbioso argilloso. Consistenza rigida/molto rigida.
6,0	8,0	Limo sabbioso omogeneo. Materiale a consistenza rigida.
8,0	14,0	Limo argilloso debolmente sabbioso. Consistenza rigida /molto rigida.
14,0	15,6	Argilla limosa e/o limo argilloso. Consistenza molto rigida.
15,6	16,9	Limo argilloso sabbioso. Consistenza molto rigida.
16,9	20,3	Ghiaia minuta e ghiaietto di natura calcarea. Molto addensata e/o debolmente cementata.
20,3	22,6	Argille limose . Materiale a consistenza rigida-molto rigida.
22,6	30,0	Argille limose debolmente marnose. Consistenza rigida passante gradatamente a molto rigida-dura o comportamento pseudo-litoide.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	52 di 153

## 8.2 Falda acquifera di progetto

Il livello della falda acquifera è stato definito sulla base delle risultanze delle campagne d'indagine svolte, sulla base del profilo idrogeologico [N.63] e sulla base della relazione geologica [N.61]. In Tabella 8-8 si riporta, quando disponibile, il massimo valore del livello di falda riscontrato nei sondaggi.

**Tabella 8-8 – Livello di falda di progetto**

Sondaggio	Quota piano campagna	Profondità di falda
	[m s.l.m.]	[m da p.c.]
S1	189,34	4,4
S11	188,4	7,8
S12	192,7	8,7
S14	201,6	10,9

Le letture piezometriche hanno mostrato le importanti oscillazioni della falda alla quale il sito è soggetto, tali oscillazioni hanno portato ad una saturazione dei materiali presenti fino ad una profondità di circa 4 m da piano campagna. In via cautelativa la profondità di falda di progetto è considerata a 3 m da piano campagna.

## 8.3 Interpretazione delle prove in sito

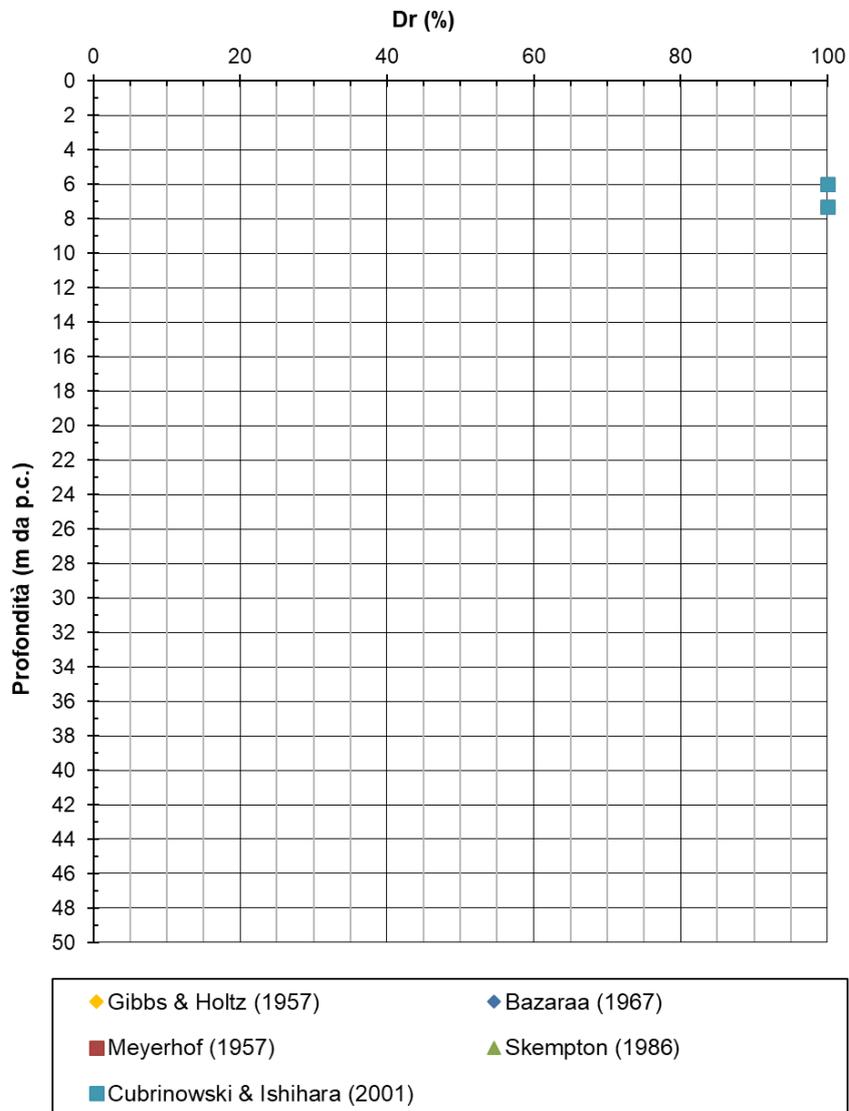
### 8.3.1 Caratteristiche fisiche

La Figura 8-1, la Figura 8-2 e la Figura 8-3 mostrano i profili della densità relativa rispettivamente per la Stratigrafia 1, la Stratigrafia 2 e la Stratigrafia 4. Il valore della densità relativa è stato determinato sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT svolte nei sondaggi di interesse (come descritto nel §7.1.1). Si noti che con riferimento alla Stratigrafia 3 non sono stati riscontrati materiali di natura prevalentemente granulare (litofacies bb1).

Per il caso specifico si è ritenuto adeguato definire il valore della densità relativa secondo la correlazione di Skempton (1986, [N.51]) per i materiali sabbiosi, mentre per i materiali ghiaiosi, in presenza delle informazioni riguardanti il valore di  $D_{50}$ , si è considerata la correlazione Cubrinowski e Ishihara (2001, [N.30]).

Con riferimento alla Stratigrafia 1 (Figura 8-1), i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 6,2 e 8,3 m mostrano una densità relativa pari al 100% (Materiale molto addensato). Si noti non sono state effettuate prove tali da permettere la determinazione della densità relativa dei materiali sabbiosi appartenenti alla litofacies ASP la cui presenza è stata riscontrata a partire da una profondità pari a circa 30 m da piano campagna.

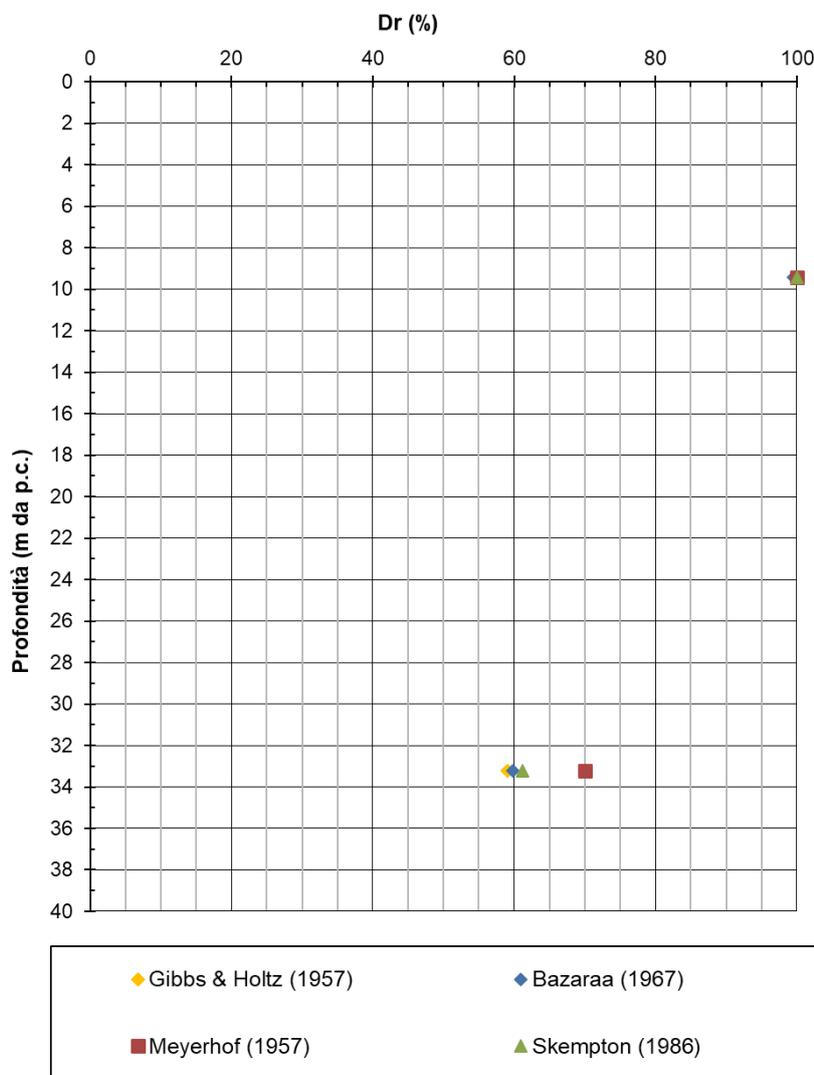
**Densità relativa Vs Profondità**



**Figura 8-1 - Densità relativa  $D_r$  da  $N_{spt}$  - Stratigrafia 1**

Con riferimento alla Stratigrafia 2 (Figura 8-2), i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 9,3 m e 10,5 m mostrano una densità relativa pari al 100% (Materiale molto addensato), mentre i materiali sabbiosi appartenenti alla litofacies ASP presenti a partire da una profondità da piano campagna pari a 32 m mostrano una densità relativa compresa tra il 60% e il 70%.

**Densità relativa Vs Profondità**



**Figura 8-2 - Densità relativa  $D_r$  da  $N_{spt}$  - Stratigrafia 2**

Con riferimento alla Stratigrafia 4 (Figura 8-3) i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 16,9 m e 20,3 m mostrano una densità relativa compresa tra il 95% e il 100% (Materiale molto addensato). Si noti non sono state effettuate prove tali da permettere la determinazione della densità relativa dei materiali sabbiosi appartenenti alla litofacies ASP la cui presenza è stata riscontrata a partire da una profondità pari a circa 30 m da piano campagna.

### Densità relativa Vs Profondità

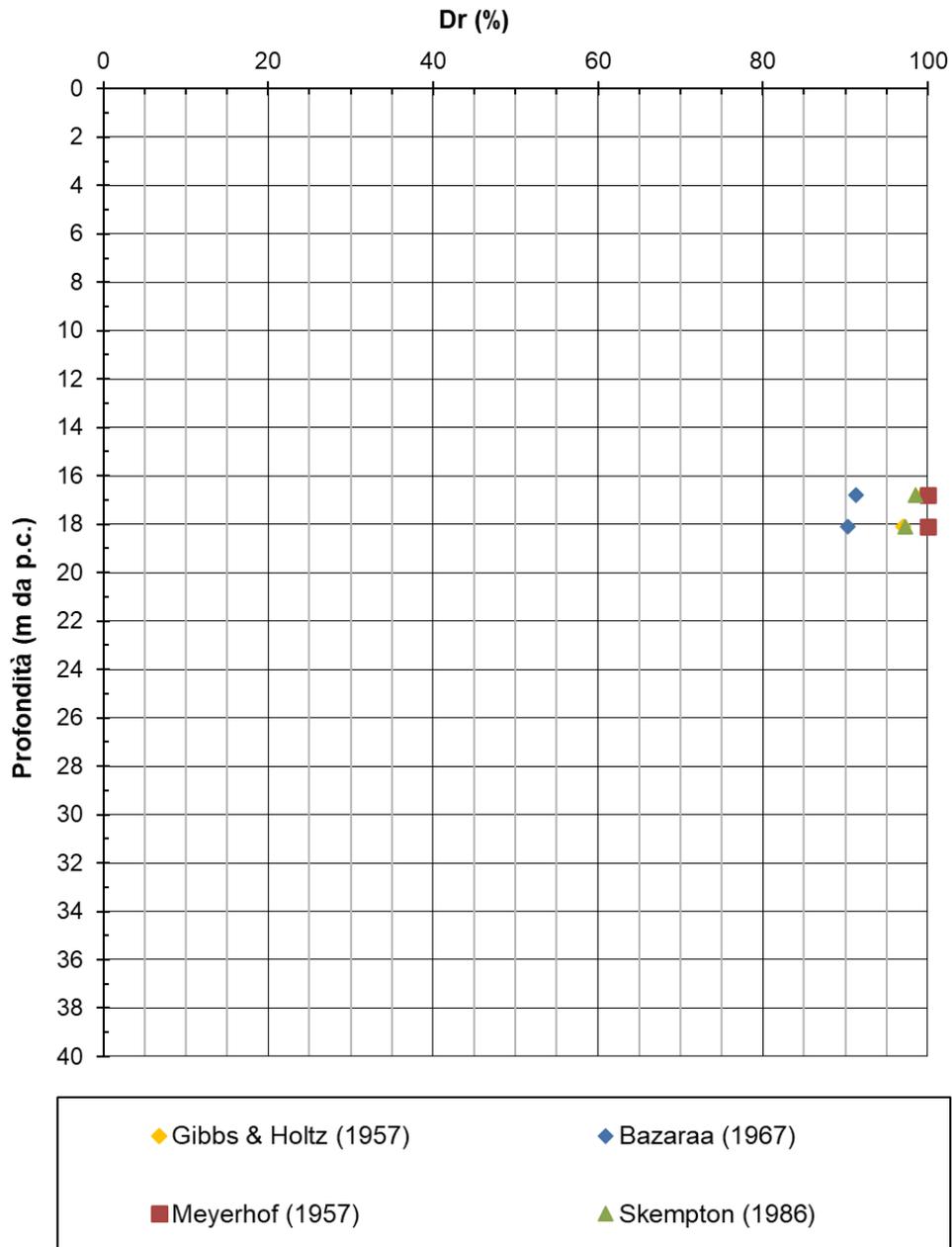


Figura 8-3 - Densità relativa  $D_r$  da  $N_{spt}$  - Stratigrafia 4

Si noti che dai risultati delle indagini emerge che i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 mostrano generalmente una densità relativa tendente al 100%, mettendo in luce l'omogeneità dello stato di addensamento di tale materiale.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	56 di 153

### 8.3.2 Resistenza al taglio in condizioni di tensioni efficaci

In Figura 8-4, Figura 8-5 e Figura 8-6 si mostra l'angolo di attrito  $\phi'$  ricavato dalle prove SPT. Per il caso specifico si è ritenuto adeguato definire i valori di angolo di resistenza al taglio secondo la correlazione di Bolton (1986) [N.10], la quale risulta in favore di sicurezza.

Con riferimento alla Stratigrafia 1 (Figura 8-4), i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 6,2 m e 8,3 m mostrano un angolo di resistenza al taglio dal valore di circa  $42^\circ$ . Si noti che non sono state effettuate prove tali da permettere la stima dell'angolo d'attrito di materiali sabbiosi appartenenti alla litofacies ASP presenti a partire da una profondità di circa 30 m da piano campagna, di conseguenza il valore caratteristico per tale formazione è stato definito sulla base della totalità delle prove svolte nell'area d'interesse.

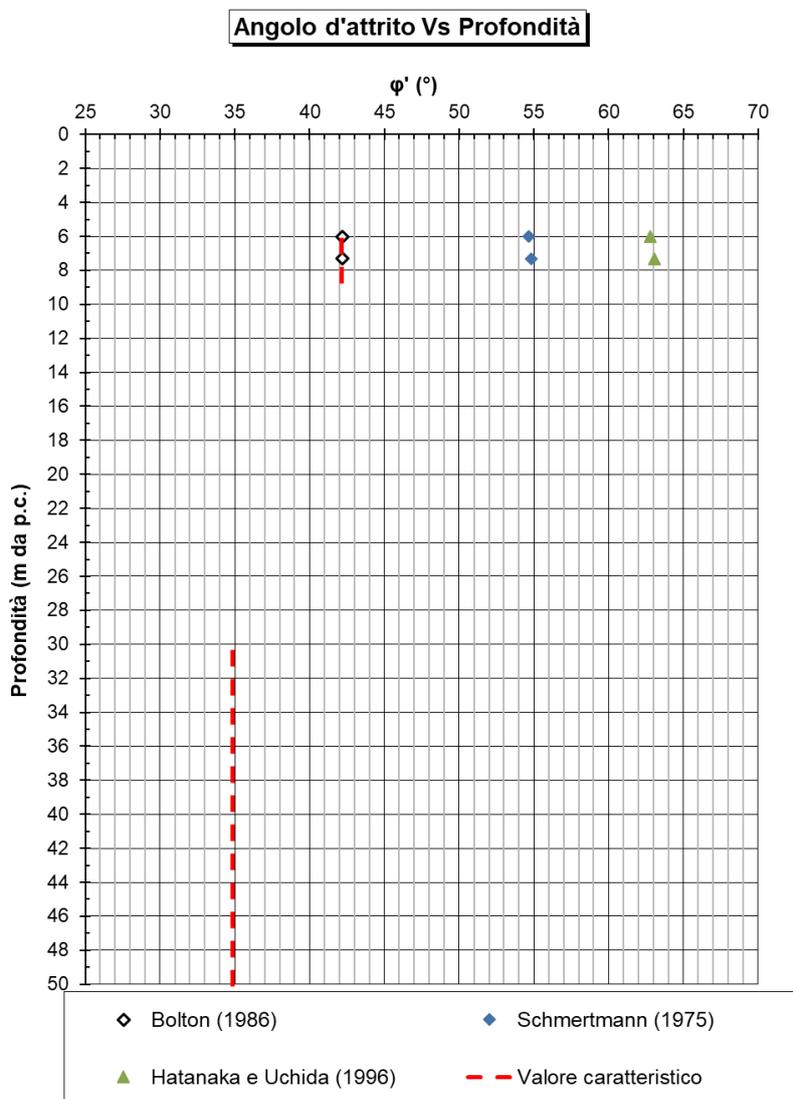


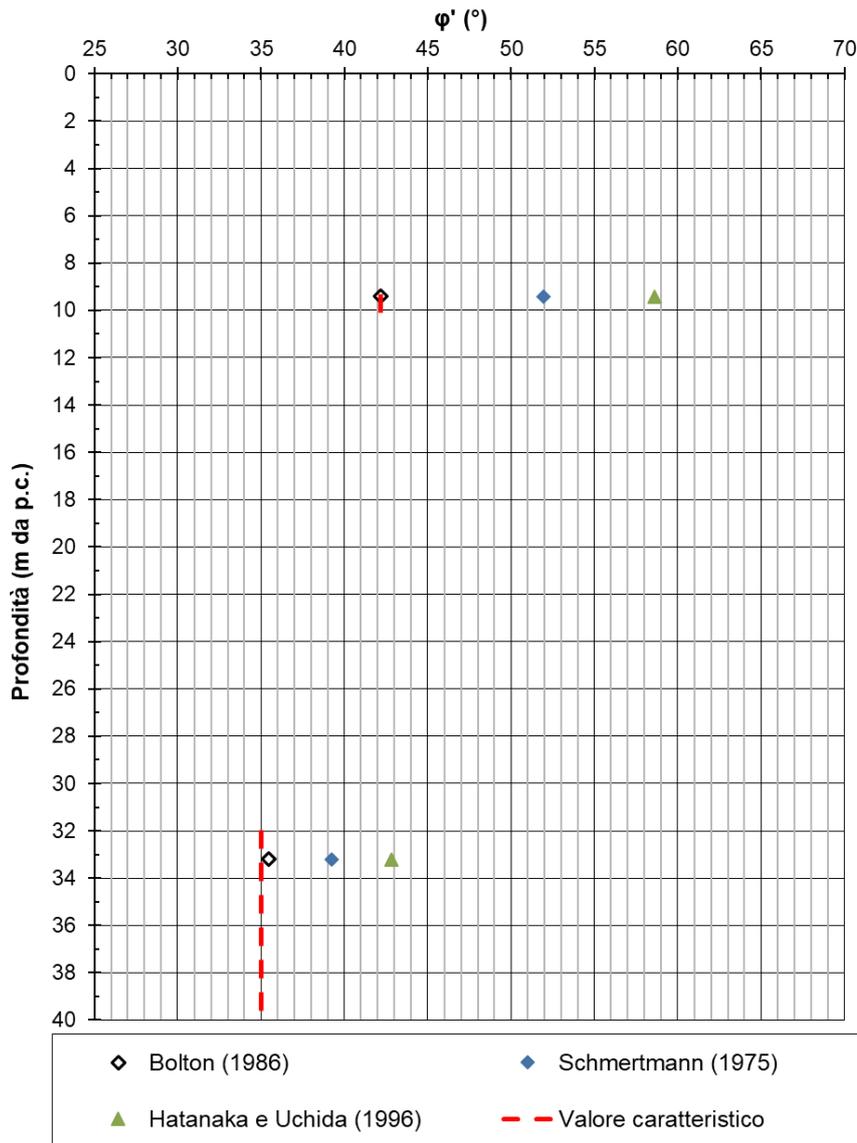
Figura 8-4 – Angolo d'attrito  $\phi'$  da  $N_{spt}$  – Stratigrafia 1

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	57 di 153

Con riferimento alla Stratigrafia 2 (Figura 8-5), i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 9,3 m e 10,5 m mostrano un angolo di resistenza al taglio dal valore di circa 42°. I materiali sabbiosi appartenenti alla litofacies ASP presenti a partire da una profondità di circa 32 m da piano campagna mostrano un angolo di resistenza al taglio pari a circa 35°.

**Angolo d'attrito Vs Profondità**



**Figura 8-5 – Angolo d'attrito  $\phi'$  da  $N_{spt}$  – Stratigrafia 2**



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	58 di 153

Con riferimento alla Stratigrafia 4 (Figura 8-6), i materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 presenti ad una profondità compresa tra 16,9 m e 20,3 m mostrano un angolo di resistenza al taglio dal valore di circa 42°.

### Angolo d'attrito Vs Profondità

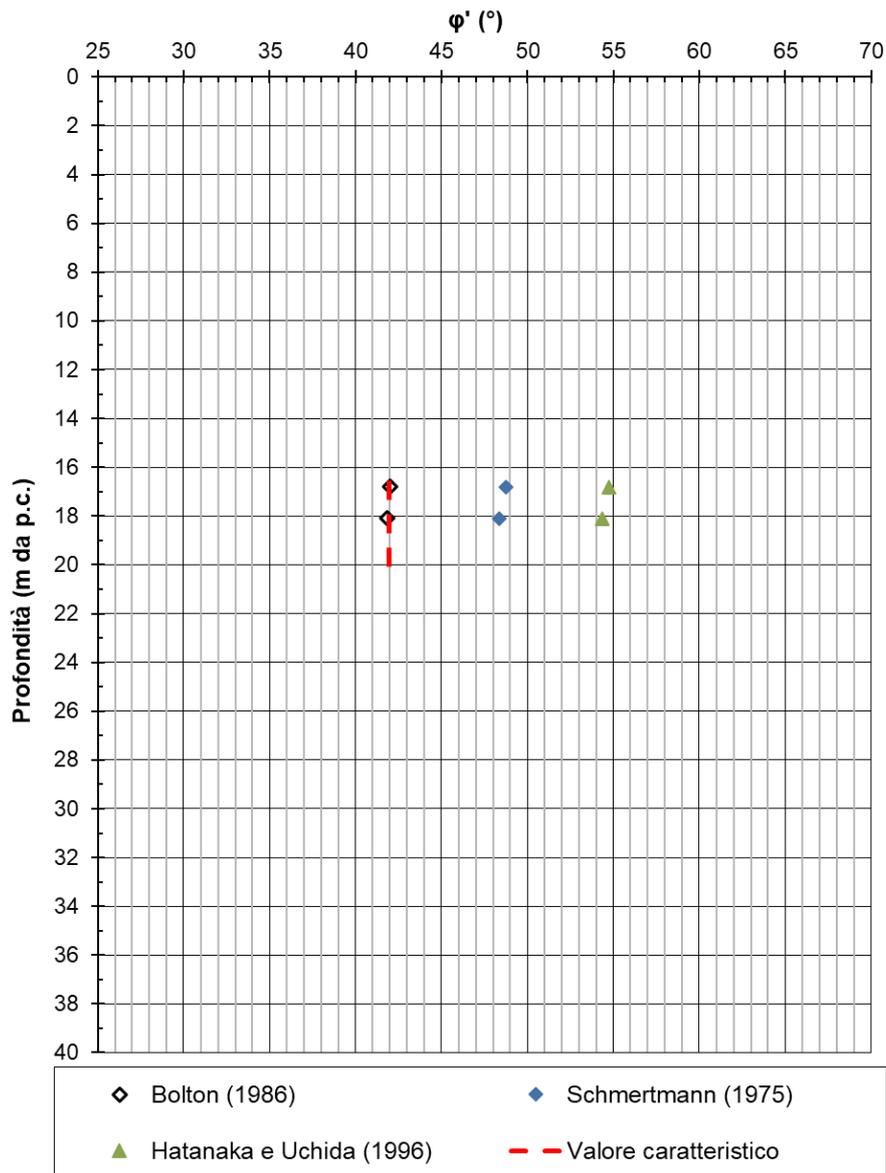
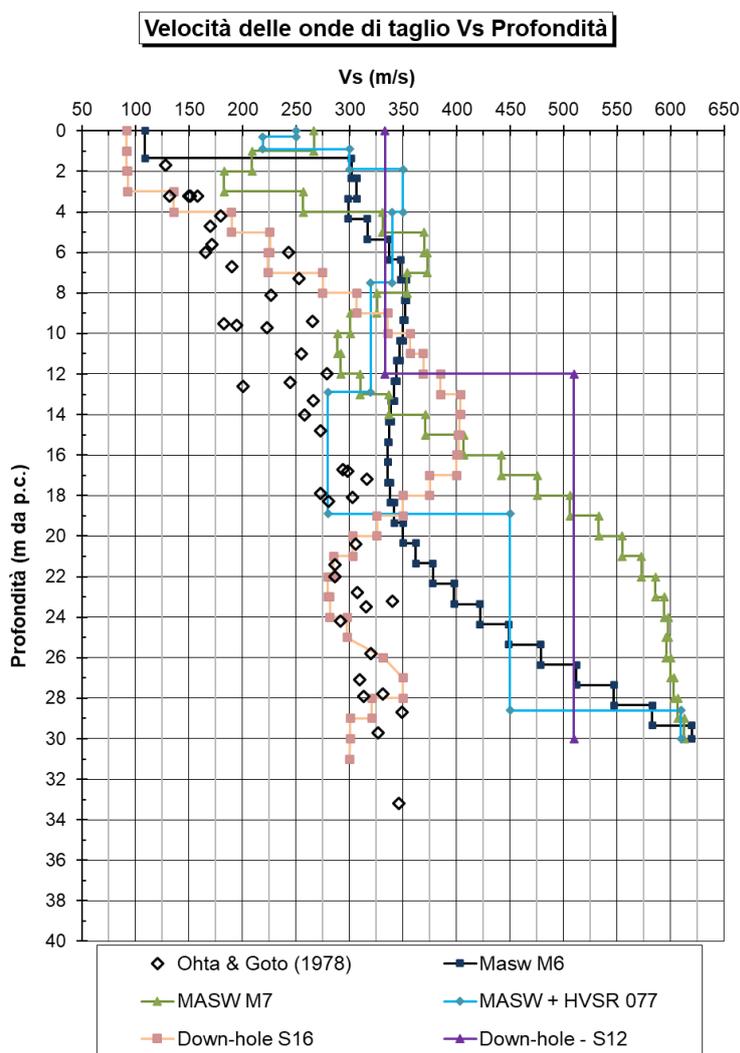


Figura 8-6 – Angolo d'attrito  $\phi'$  da  $N_{spt}$  – Stratigrafia 4

### 8.3.3 Velocità delle onde di taglio e caratteristiche di deformabilità

In Figura 8-7 sono riportati i profili delle velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  stimati a partire dai valori di SPT in accordo a quanto descritto al §7.1.3, confrontati con quelli rilevati n°3 profili ottenuti da prove MASW (MASW M6, MASW M7 e MASW + HVSr 077) e con quelli ottenuti da n°2 prove sismiche in foro (Down-hole S12 e Down-hole S16). Data la loro scarsa attendibilità nella determinazione della velocità delle onde di taglio  $V_s$ , si sono trascurati i risultati ottenuti da prove sismiche geoelettriche. Dalla figura si evince che i valori ottenuti dalle prove MASW risultano sensibilmente maggiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove di penetrazione dinamica.



**Figura 8-7 – Velocità delle onde di taglio  $V_s$**

Nelle figure successive si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  e i moduli di Young a piccole deformazioni  $E_0$  valutati dai valori di  $V_s$  assumendo un coefficiente di Poisson  $\nu = 0,25$ . Per la definizione del modulo di taglio e del modulo di Young si è fatto maggior affidamento alle prove sismiche e alla correlazione di Ohta e Goto (1978) [N.43], la quale oltre ad essere cautelativa tiene in considerazione



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	60 di 153

la natura dei terreni e la profondità rispetto al piano campagna. Si noti che le correlazioni di Seed (1983, [N.49]) e di Ohsaki e Iwasaki (1973, [N.42]) tendono a sovrastimare il valore dei moduli di deformazione.

In Figura 8-8 si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  e i moduli di Young a piccole deformazioni  $E_0$  per la Stratigrafia 1, per completezza si riportano anche i valori ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. I valori ottenuti ricadono tipicamente negli intervalli:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 1,5 m e 3,6 m:  $G_0 = 20 \div 70$  MPa,  $E_0 = 50 \div 170$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 3,6 m e 6,3 m:  $G_0 = 55 \div 150$  MPa,  $E_0 = 135 \div 370$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 6,3 m e 8,3 m:  $G_0 = 100 \div 220$  MPa,  $E_0 = 250 \div 550$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente ad una profondità compresa tra 8,3 m e 30,4 m:  $G_0 = 120 \div 330$  MPa,  $E_0 = 300 \div 825$  Mpa;

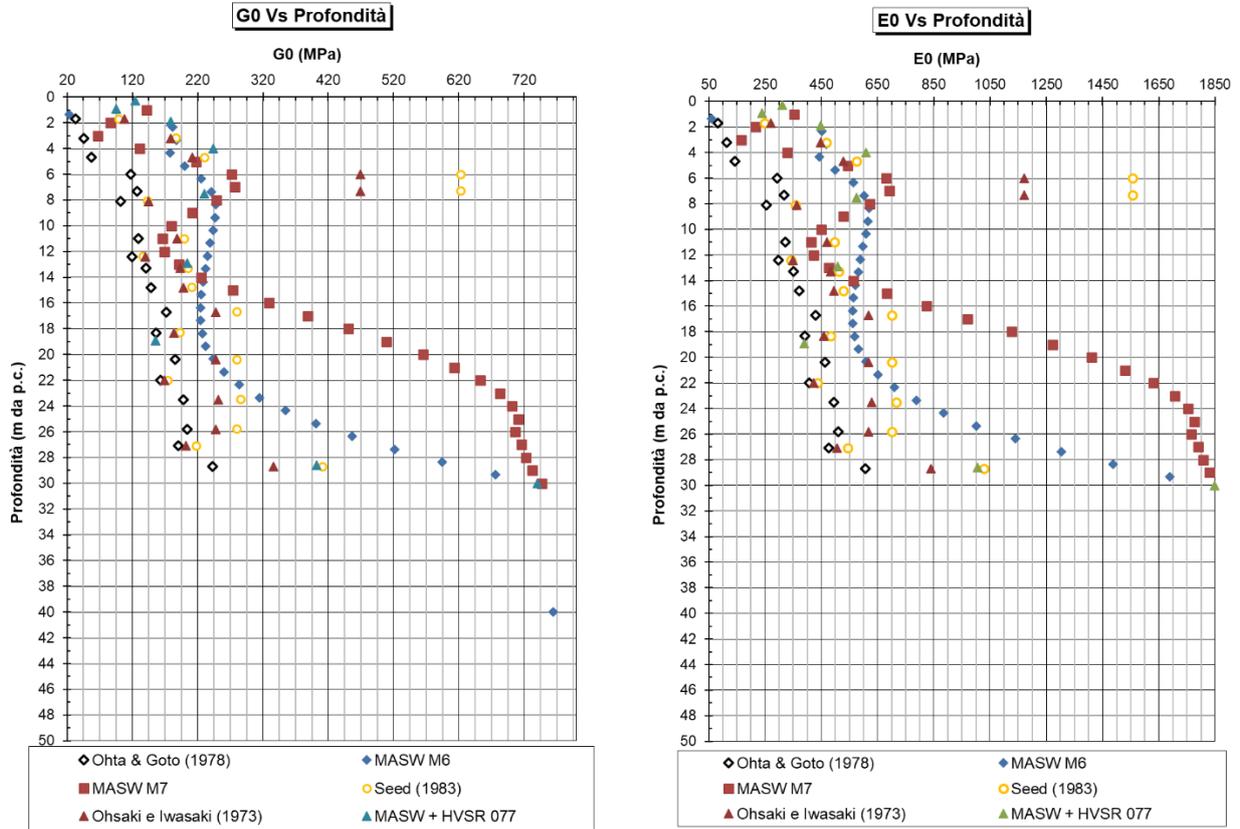
Con riferimento alla medesima stratigrafia, in Figura 8-9 si mostrano i moduli di Young operativi ( $E_{op}$ ) validi per analisi di fondazioni e ricavati dalle prove di penetrazione dinamica (SPT), i quali vengono confrontati con quelli ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di modulo operativo:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 1,5 m e 3,6 m:  $E_{op} = 7 \div 18$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 3,6 m e 6,3 m:  $E_{op} = 15 \div 30$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 6,3 m e 8,3 m:  $E_{op} = 25 \div 35$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente ad una profondità compresa tra 8,3 m e 30,4 m:  $E_{op} = 25 \div 70$  Mpa;
- Strato sabbioso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità pari a 30,4 m:  $E_{op} = 70$  Mpa. Si noti che in assenza di prove atte a determinare le caratteristiche di tale strato il valore di  $E_{op}$  è stato definito sulla base della totalità delle prove svolte nell'area d'interesse.

Si noti come i risultati da prova di colonna risonante portino ad una sottostima del modulo operativo  $E_{op}$ .

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	61 di 153



**Figura 8-8 – Modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  (a destra) – Stratigrafia 1**

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	62 di 153

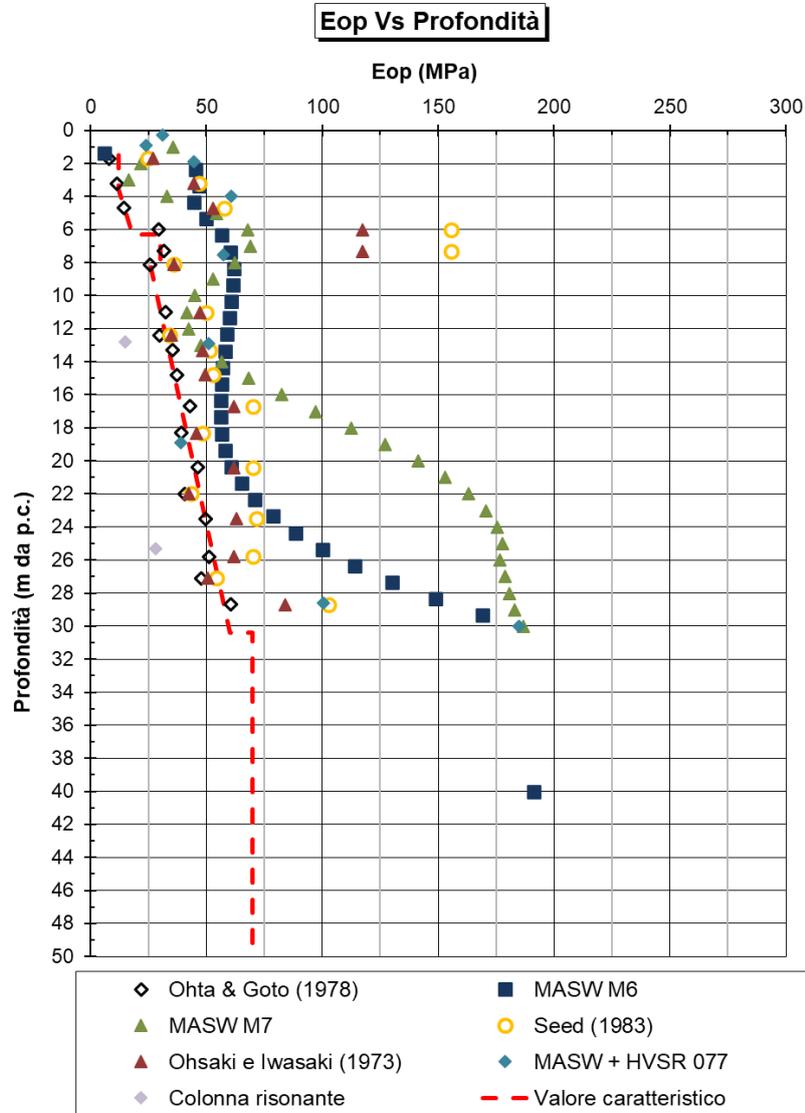


Figura 8-9 – Modulo di Young operativo  $E_{op}$  – Stratigrafia 1



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	63 di 153

In Figura 8-10 si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  e i moduli di Young a piccole deformazioni  $E_0$  per la Stratigrafia 2, per completezza si riportano anche i valori ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. I valori ottenuti ricadono tipicamente negli intervalli:

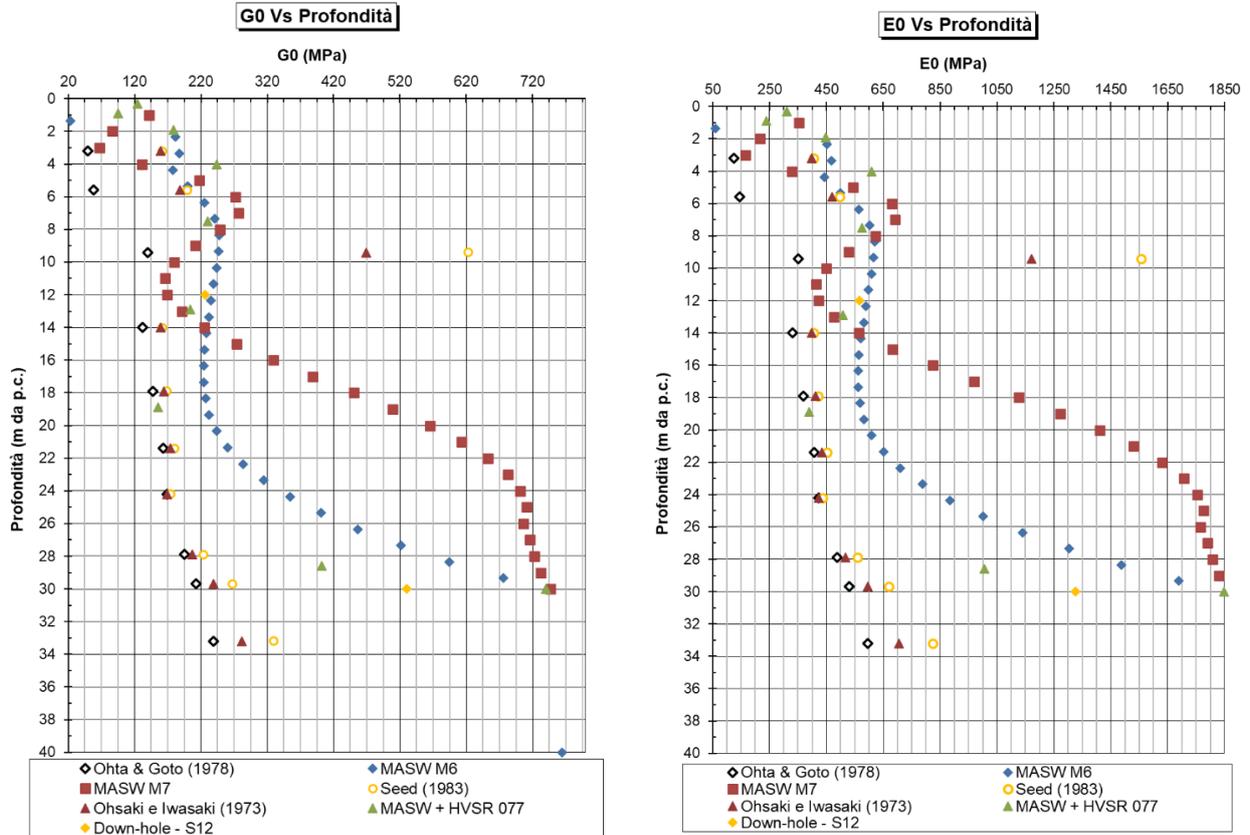
- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,45 m e 5,0 m:  
 $G_0 = 25 \div 70$  MPa,  $E_0 = 60 \div 170$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 5,0 m e 9,3 m:  
 $G_0 = 55 \div 180$  MPa,  $E_0 = 140 \div 450$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 9,3 m e 10,5 m:  
 $G_0 = 100 \div 220$  MPa,  $E_0 = 250 \div 550$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 10,5 m e 11,7 m:  
 $G_0 = 140 \div 220$  MPa,  $E_0 = 350 \div 550$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente ad una profondità compresa tra 11,7 m e 32,0 m:  
 $G_0 = 130 \div 270$  MPa,  $E_0 = 320 \div 670$  Mpa;
- Strato sabbioso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 32,0 m:  
 $G_0 = 230 \div 330$  MPa,  $E_0 = 570-830$  Mpa;

Con riferimento alla medesima stratigrafia, In Figura 8-11 si mostrano i moduli di Young operativi ( $E_{op}$ ) validi per analisi di fondazioni e ricavati dalle prove di penetrazione dinamica (SPT), i quali vengono confrontati con quelli ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di modulo operativo:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,45 m e 5,0 m:  
 $E_{op} = 7 \div 18$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 5,0 m e 9,3 m:  
 $E_{op} = 15 \div 40$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 9,3 m e 10,5 m:  
 $E_{op} = 35 \div 50$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 10,5 m e 11,7 m:  
 $E_{op} = 15 \div 40$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente ad una profondità compresa tra 11,7 m e 32,0 m:  
 $E_{op} = 30 \div 65$  Mpa;
- Strato sabbioso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 32,0 m:  
 $E_{op} = 60 \div 80$  Mpa.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	64 di 153



**Figura 8-10 – Modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  (a destra) – Stratigrafia 2**

### Eop Vs Profondità

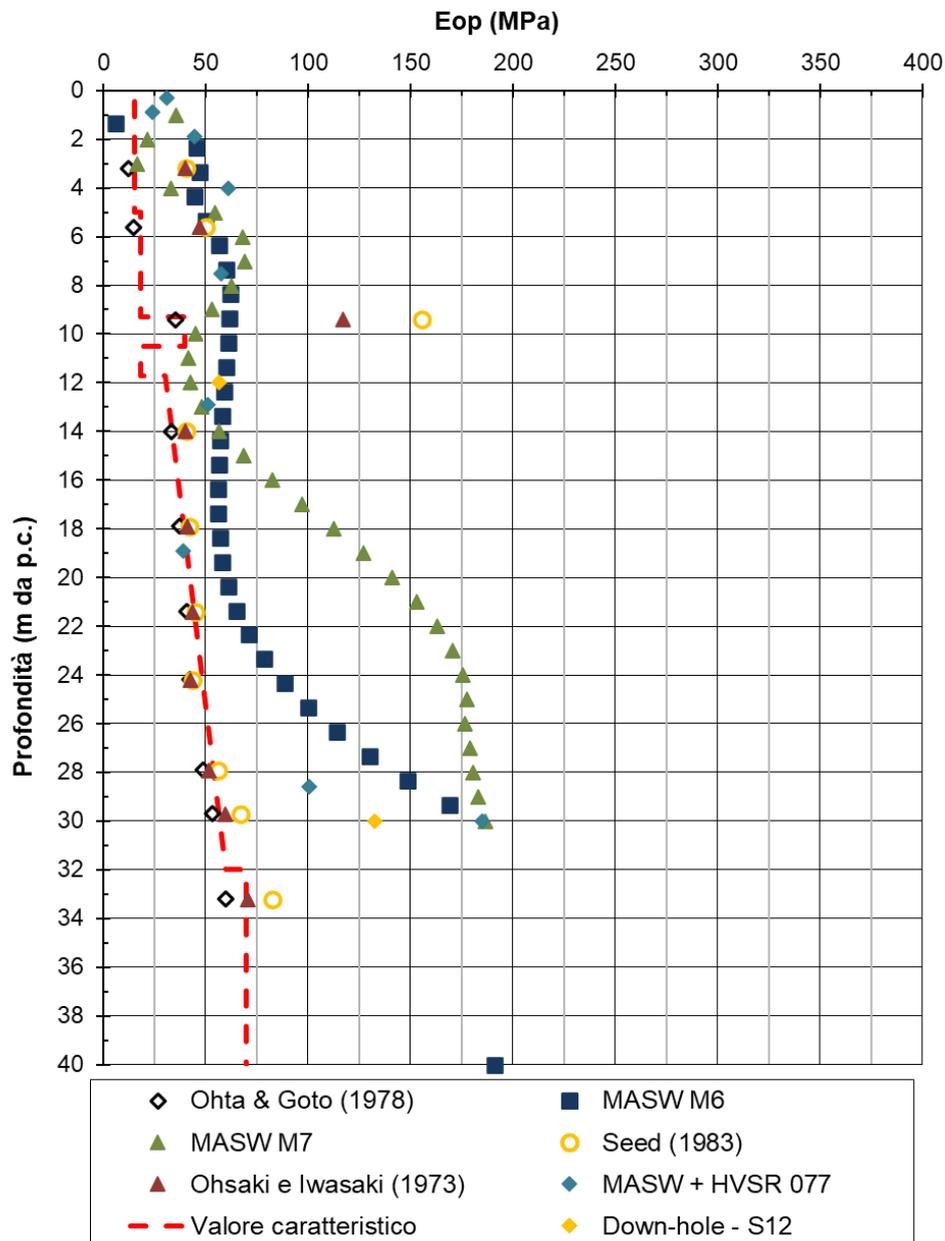


Figura 8-11 – Modulo di Young operativo  $E_{op}$  – Stratigrafia 2

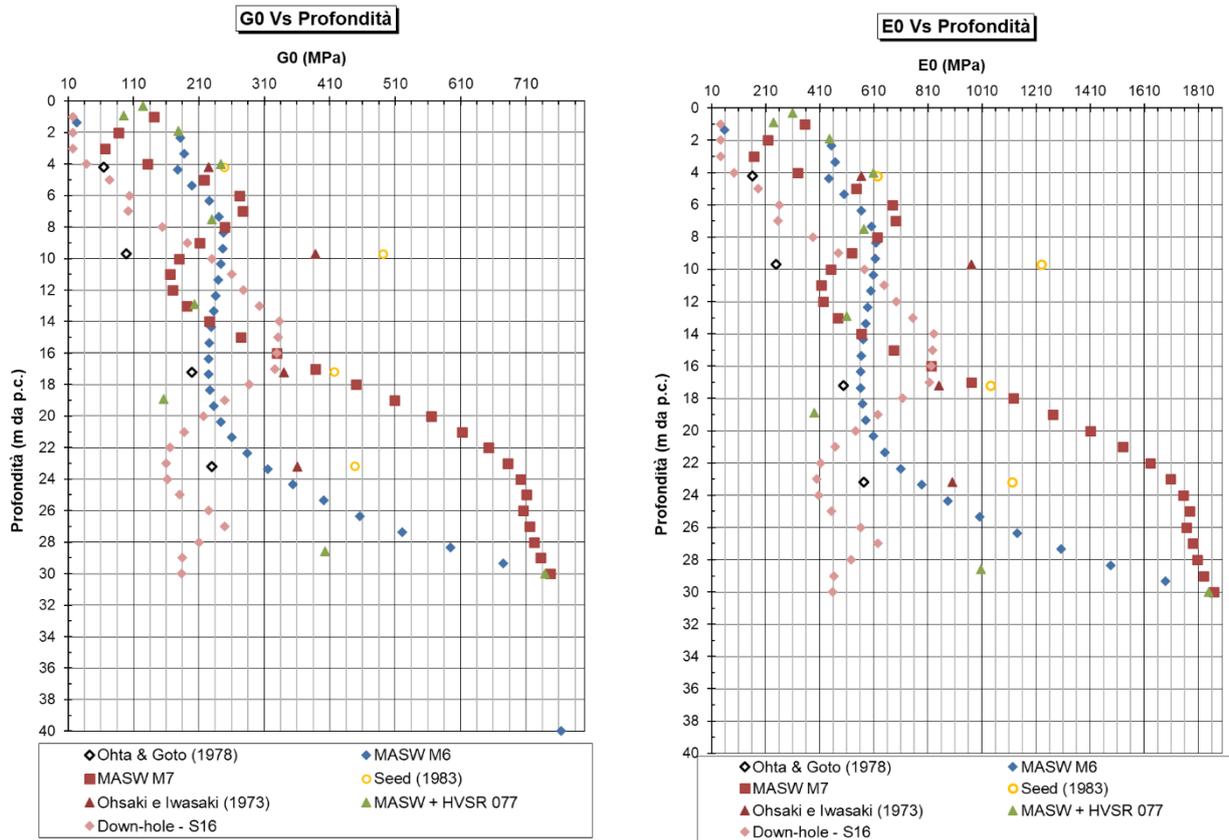
In Figura 8-12 si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  e i moduli di Young a piccole deformazioni  $E_0$  per la Stratigrafia 3, per completezza si riportano anche i valori ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. I valori ottenuti ricadono tipicamente negli intervalli:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m:  $G_0 = 15 \div 70$  MPa,  $E_0 = 35 \div 170$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 8,0 m e 15,5 m:  $G_0 = 95 \div 300$  MPa,  $E_0 = 235 \div 750$  Mpa;

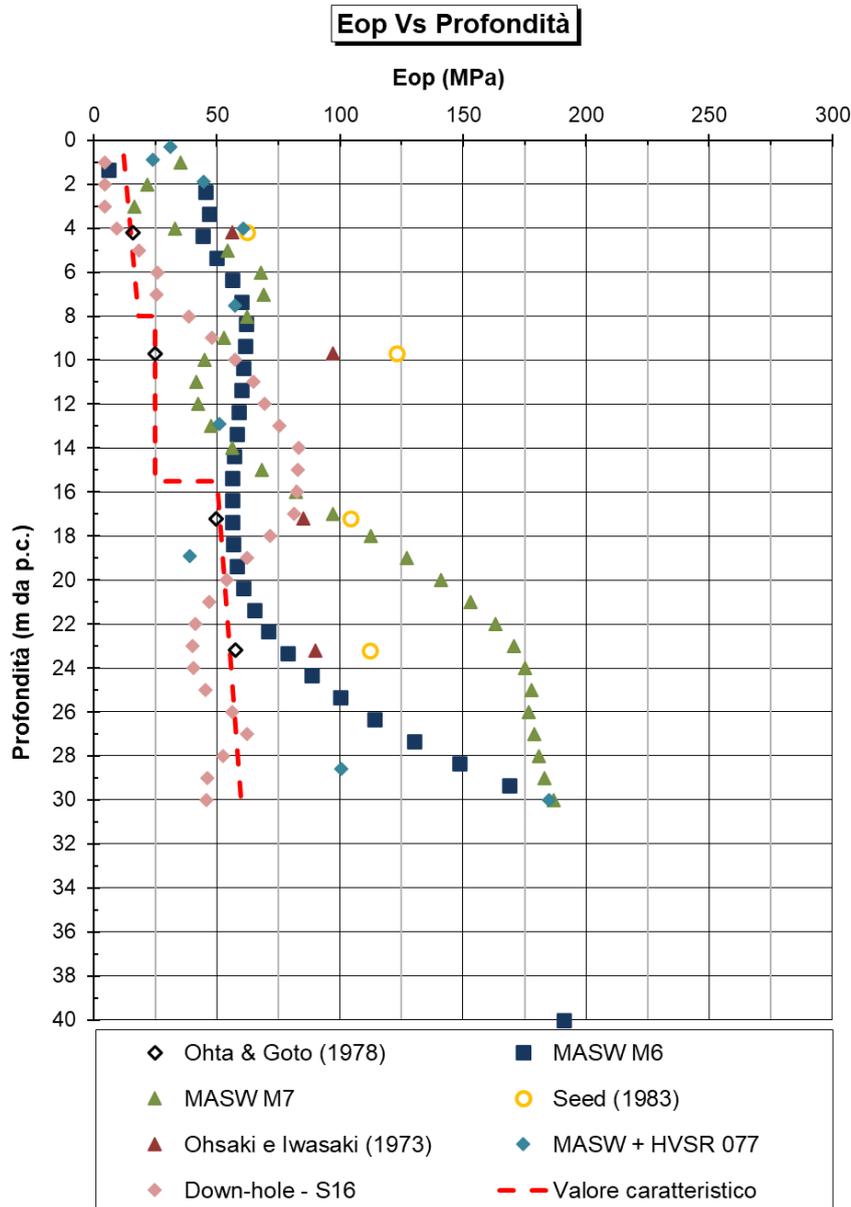
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 15,5 m:  
G0 = 160÷350 MPa, E0 = 400÷870 Mpa;

Con riferimento alla medesima stratigrafia, in Figura 8-13 si mostrano i moduli di Young operativi ( $E_{op}$ ) validi per analisi di fondazioni e ricavati dalle prove di penetrazione dinamica (SPT), i quali vengono confrontati con quelli ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di modulo operativo:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m:  
 $E_{op} = 5 \div 18$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 8,0 m e 15,5 m:  
 $E_{op} = 25 \div 45$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 15,5 m:  
 $E_{op} = 45 \div 70$  Mpa;



**Figura 8-12 – Modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  (a destra) – Stratigrafia 3**



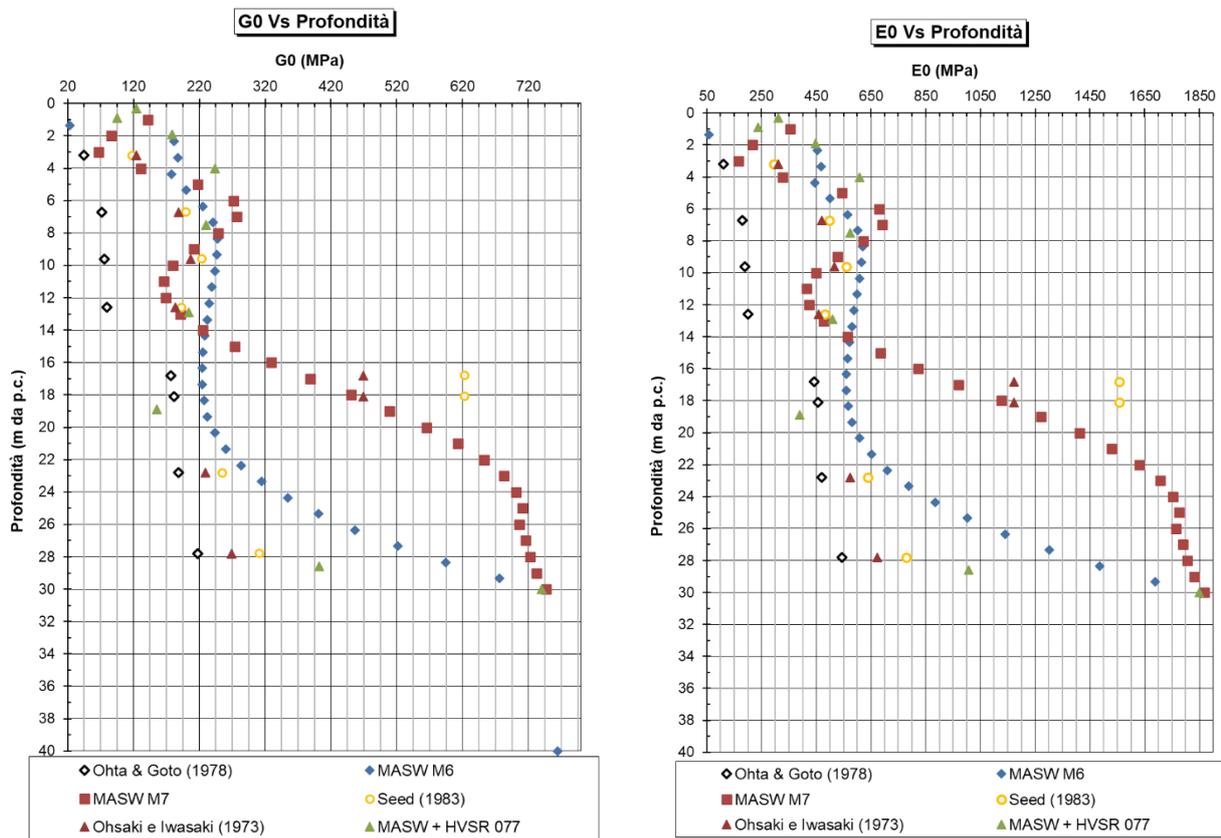
**Figura 8-13 – Modulo di Young operativo  $E_{op}$  – Stratigrafia 3**

In Figura 8-14 si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  e i moduli di Young a piccole deformazioni  $E_0$  per la Stratigrafia 4, per completezza si riportano anche i valori ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. I valori ottenuti ricadono tipicamente negli intervalli:

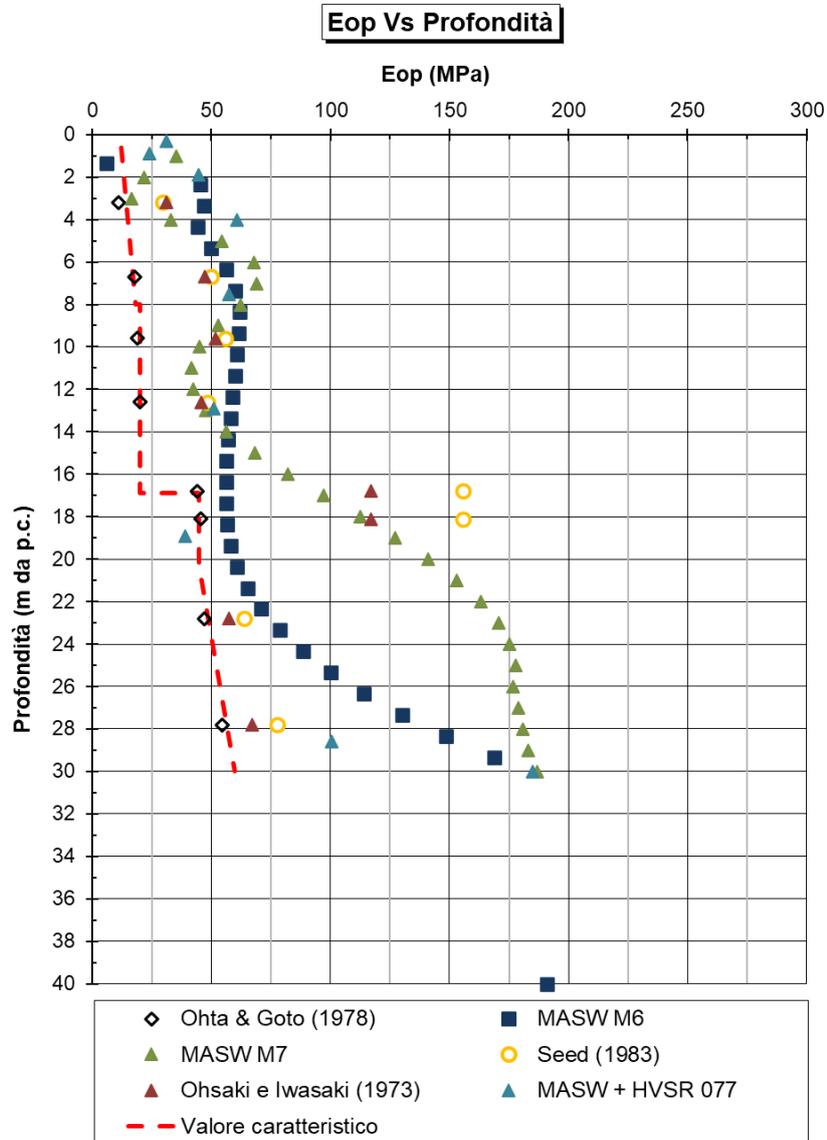
- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,6 m e 8,0 m:  $G_0 = 45 \div 180$  MPa,  $E_0 = 110 \div 450$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 8,0 m e 16,9 m:  $G_0 = 75 \div 200$  MPa,  $E_0 = 180 \div 500$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 16,9 m e 20,3 m:  $G_0 = 170 \div 350$  MPa,  $E_0 = 420 \div 870$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 20,3 m:  $G_0 = 210 \div 300$  MPa,  $E_0 = 520 \div 750$  Mpa;

Con riferimento alla medesima stratigrafia, in Figura 8-15 si mostrano i moduli di Young operativi ( $E_{op}$ ) validi per analisi di fondazioni e ricavati dalle prove di penetrazione dinamica (SPT), i quali vengono confrontati con quelli ottenuti da prove MASW nell'intera area d'interesse. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di modulo operativo:

- Strato limoso sabbioso (Litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,6 m e 8,0 m:  $E_{op} = 7 \div 20$  Mpa;
- Strato limoso argilloso (Litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 8,0 m e 16,9 m:  $E_{op} = 20 \div 35$  Mpa;
- Strato ghiaioso (Litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 16,9 m e 20,3 m:  $E_{op} = 40 \div 50$  Mpa;
- Strato argilloso (Litofacies ASP) presente a partire da una profondità di 20,3 m:  $E_{op} = 45 \div 80$  Mpa.



**Figura 8-14 – Modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  (a destra) – Stratigrafia 4**



**Figura 8-15 – Modulo di Young operativo  $E_{op}$  – Stratigrafia 4**

#### 8.3.4 Velocità delle onde di volume

In Figura 8-16 vengono mostrati i risultati delle prove sismiche geoelettriche (L5) svolte in asse al cavalcaferrovia NV05. In Figura 8-17 si riportano i profili delle velocità delle onde di corpo ottenuti dalle prove sismiche in foro svolte nei sondaggi S12 e S16, infine in Figura 8-18 si riportano gli intervalli tipici dei valori delle onde di corpo  $V_p$  per differenti materiali.

Sulla base di quanto mostrato dalla prova sismica in foro svolta nel sondaggio S12, in prossimità di tale sondaggio si evidenzia il seguente profilo di  $V_p$ :

- Strato di limo sabbioso (litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,5 m e 5,0 m:  
 $V_p = 800$  m/s

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	70 di 153

- Strato di limo argilloso (litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 5,0 m e 9,3 m:  $V_p = 800$  m/s
- Strato di ghiaioso sabbioso (litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 9,3 m e 10,5 m:  $V_p = 800$  m/s
- Strato di limo argilloso (litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 10,5 m e 11,7 m:  $V_p = 800\div 1950$  m/s
- Strato argilloso (litofacies ASP) presente ad una profondità compresa tra 11,7 m e 32 m:  $V_p = 1950$  m/s

Sulla base di quanto mostrato dalla prova sismica in foro svolta nel sondaggio S16, in prossimità di tale sondaggio si evidenzia il seguente profilo di  $V_p$ :

- Strato di limo sabbioso (litofacies bb2) presente ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m:  $V_p = 300\div 800$  m/s
- Strato di limo argilloso (litofacies bb3) presente ad una profondità compresa tra 8,0 m e 15,5 m:  $V_p = 800\div 1000$  m/s
- Strato di ghiaioso sabbioso (litofacies bb1) presente ad una profondità compresa tra 15,5 m e 30,0 m:  $V_p = 1300\div 1700$  m/s

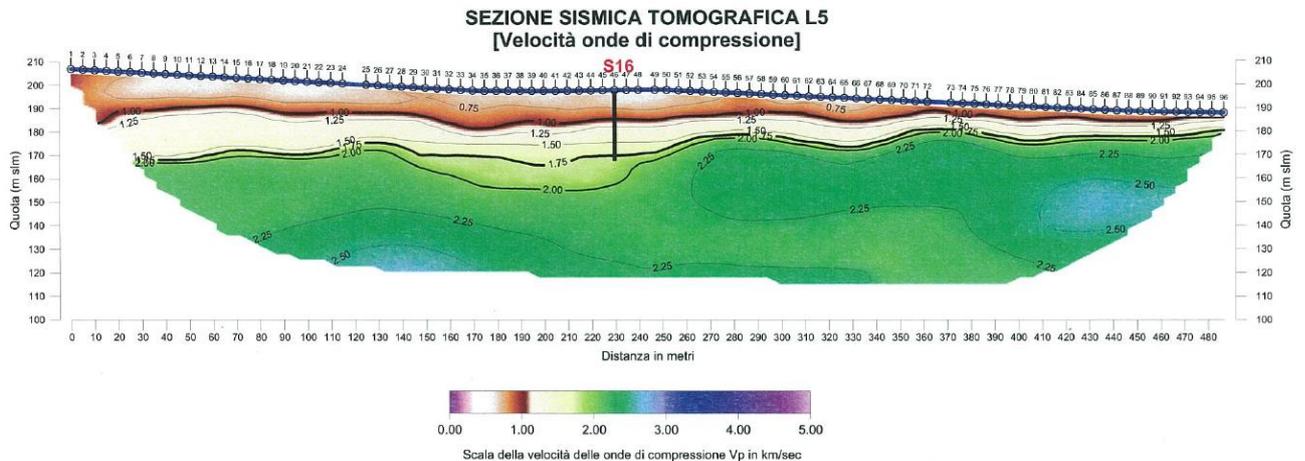


Figura 8-16 – Estratto dei risultati delle prove sismiche a rifrazione

Velocità delle onde di corpo Vs Profondità

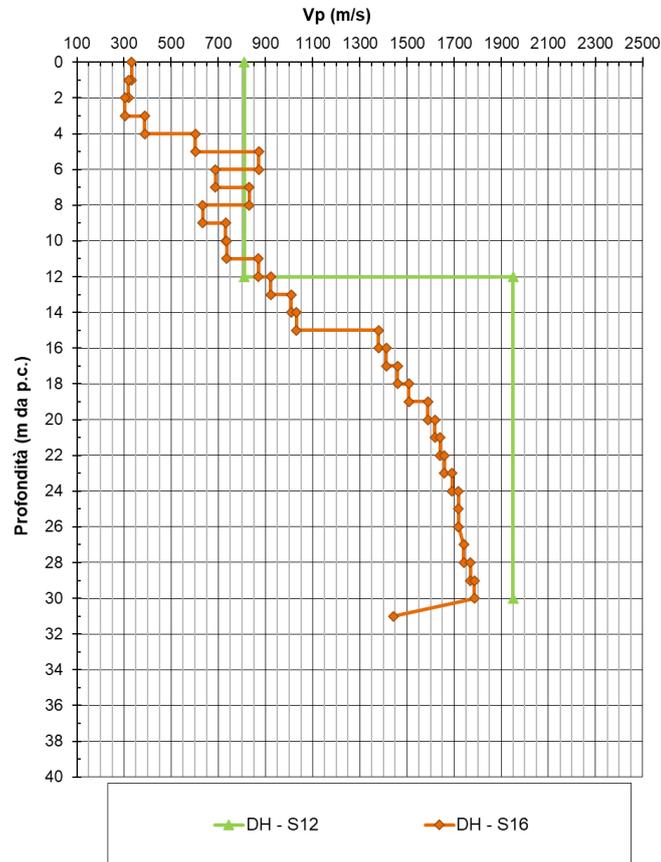


Figura 8-17 – Velocità delle onde di corpo  $V_p$  da prove sismiche a rifrazione

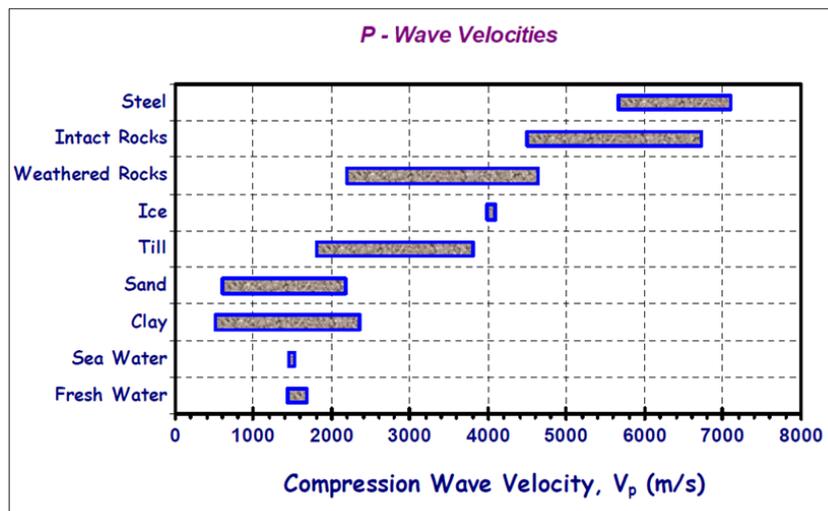


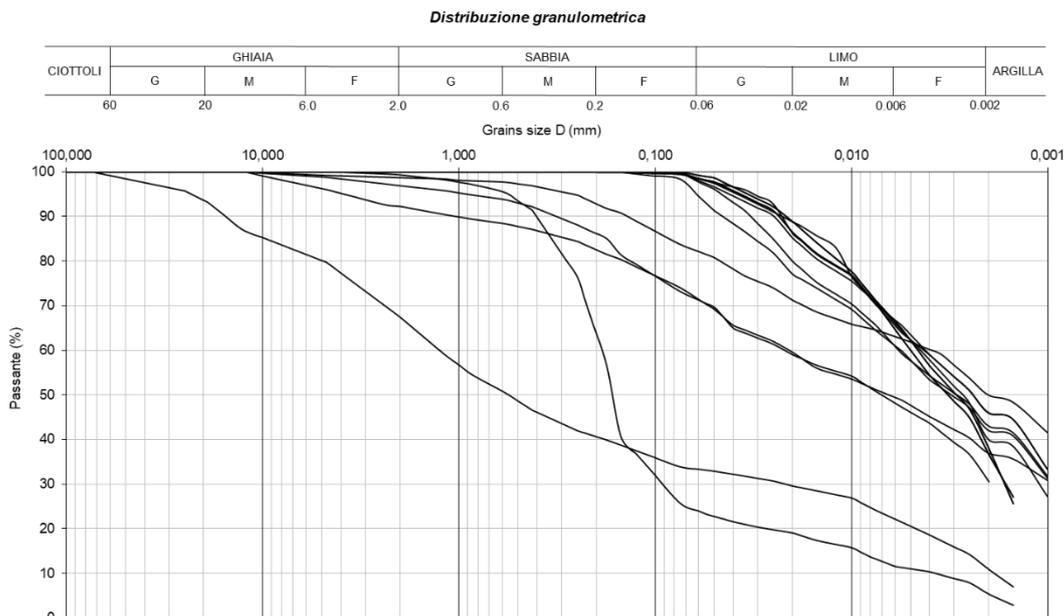
Figura 8-18 – Valori della velocità delle onde di corpo  $V_p$  per differenti materiali

## 8.4 Interpretazione delle prove di laboratorio

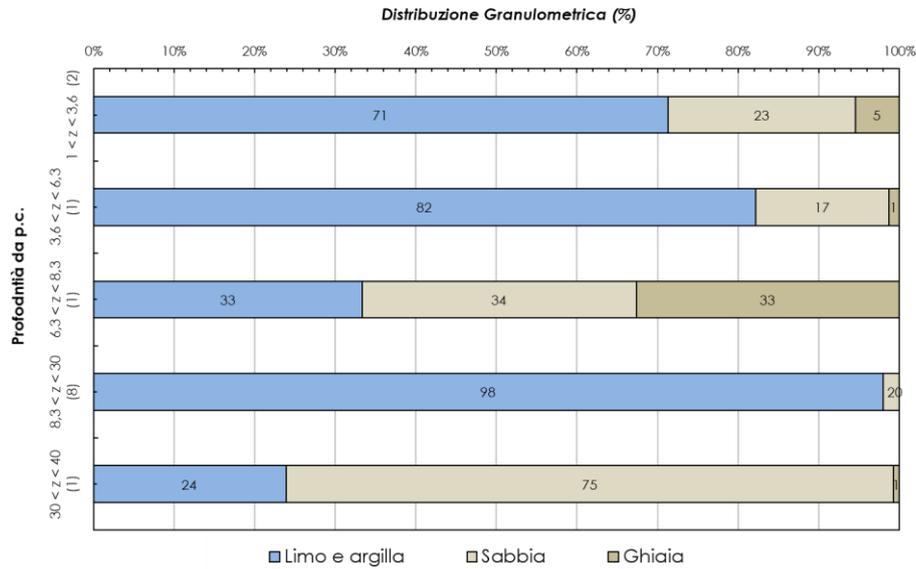
### 8.4.1 Caratteristiche fisiche

Nelle figure seguenti si riepilogano in forma grafica i risultati delle prove di laboratorio relativi alla caratterizzazione dei materiali.

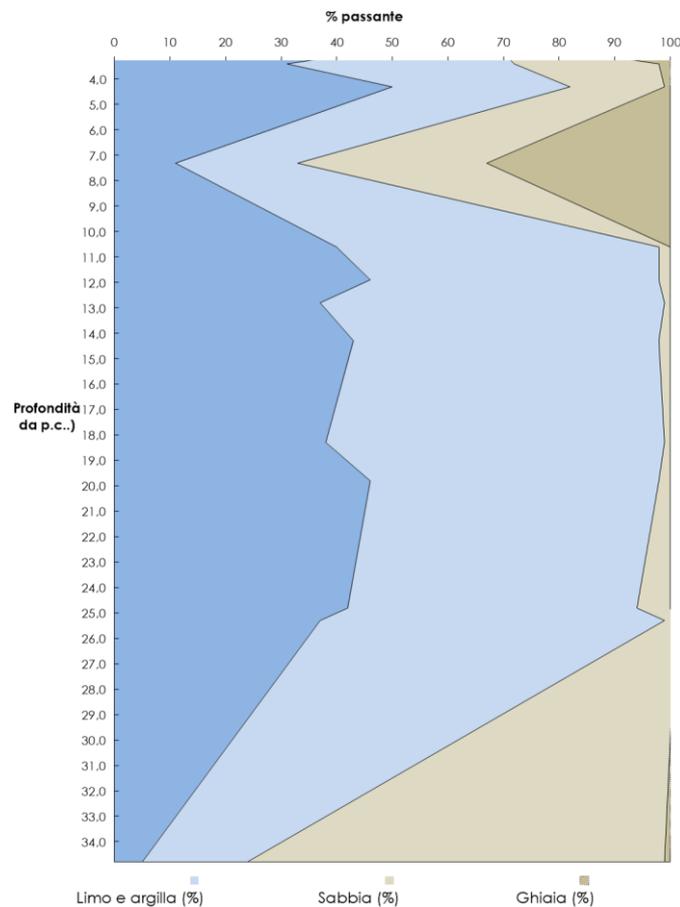
Con riferimento alla Stratigrafia 1, la composizione granulometrica mostra come i materiali limoso sabbiosi facenti parte della litofacies bb2 presenti ad una profondità compresa tra 1,5 m e 3,6 m siano principalmente costituiti da materiali fini, con una componente sabbiosa che varia tra il 20% ed il 25% e una componente ghiaiosa pari a circa il 5%. I materiali limoso argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 3,6 m e 6,3 m mostrano una componente prevalentemente fine, con una componente sabbiosa che raggiunge un massimo valore pari a circa il 20% ed una componente ghiaiosa trascurabile. I materiali ghiaiosi appartenenti alla litofacies bb1 e presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 6,3 m e 8,3 m mostrano una componente fine che raggiunge un massimo valore pari a circa il 30%. L'analisi della composizione granulometrica ha mostrato che i materiali appartenenti alla litofacies ASP fino ad una profondità da piano campagna pari a circa 30 m sono caratterizzati da una matrice prevalentemente fine e da una componente granulare trascurabile, oltre tale profondità sono invece caratterizzati da una matrice prevalentemente sabbiosi e una componente fine che raggiunge un valore massimo pari al 24%.



**Figura 8-19 – Curve granulometriche – Stratigrafia 1**

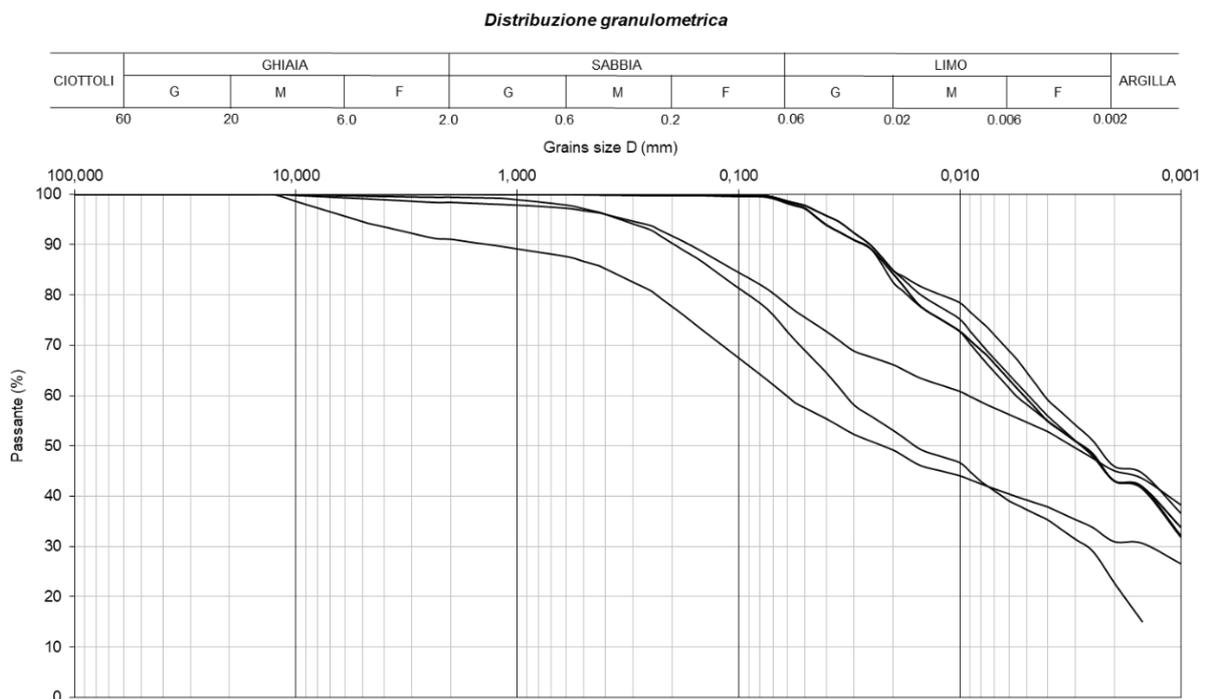


**Figura 8-20 – Percentuali granulometriche con la profondità – Stratigrafia 1**

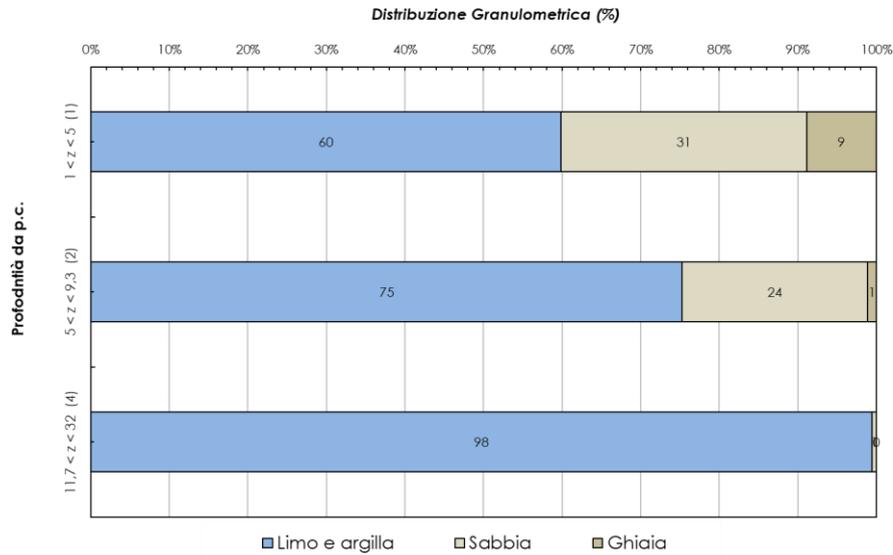


**Figura 8-21 – Ripartizione granulometrica con la profondità – Stratigrafia 1**

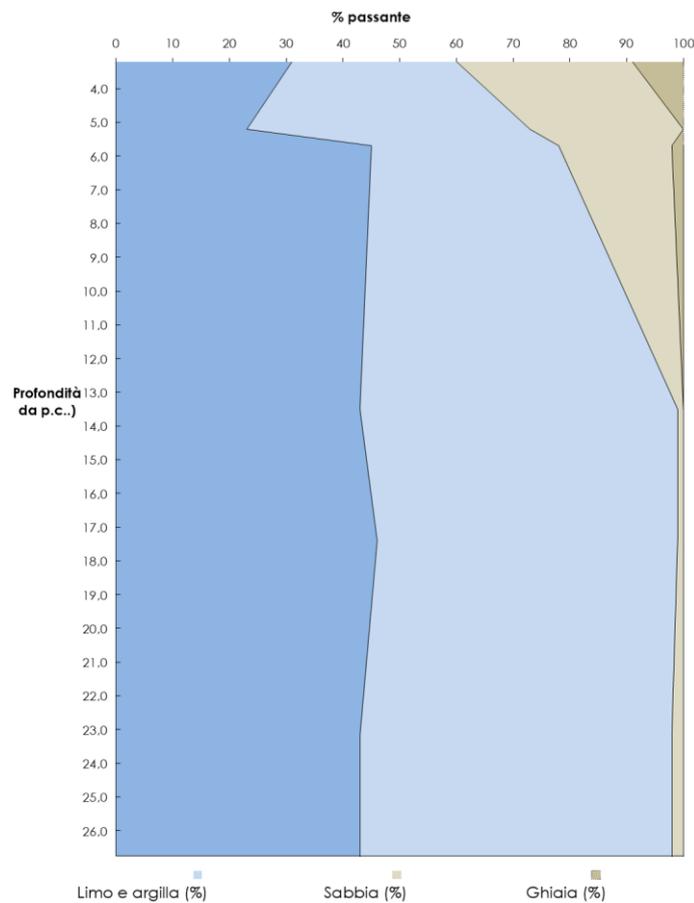
Con riferimento alla Stratigrafia 2, la composizione granulometrica mostra come i materiali limoso sabbiosi facenti parte della litofacies bb2 presenti ad una profondità compresa tra 0,45 m e 5,0 m da piano campagna siano principalmente costituiti da materiali fini, con una componente sabbiosa che raggiunge un massimo valore pari al 30% una componente ghiaiosa pari a circa il 10%. I materiali limoso argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 5,0 m e 9,3 m mostrano una componente prevalentemente fine, con una componente sabbiosa che raggiunge un massimo valore pari a circa il 25% ed una componente ghiaiosa trascurabile. L'analisi della composizione granulometrica ha mostrato che i materiali appartenenti alla litofacies ASP fino ad una profondità da piano campagna pari a circa 32 m sono caratterizzati da una matrice prevalentemente fine e da una componente granulare trascurabile.



**Figura 8-22 – Curve granulometriche – Stratigrafia 2**



**Figura 8-23 – Percentuali granulometriche con la profondità – Stratigrafia 2**



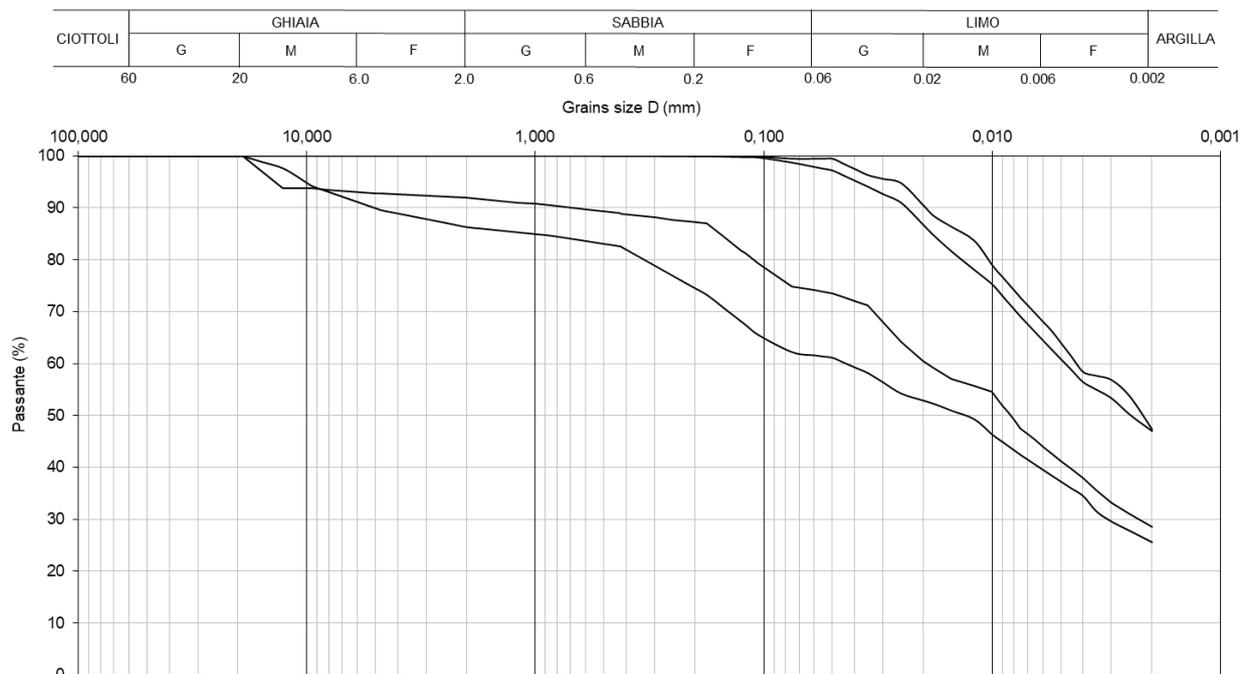
**Figura 8-24 – Ripartizione granulometrica con la profondità – Stratigrafia 2**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

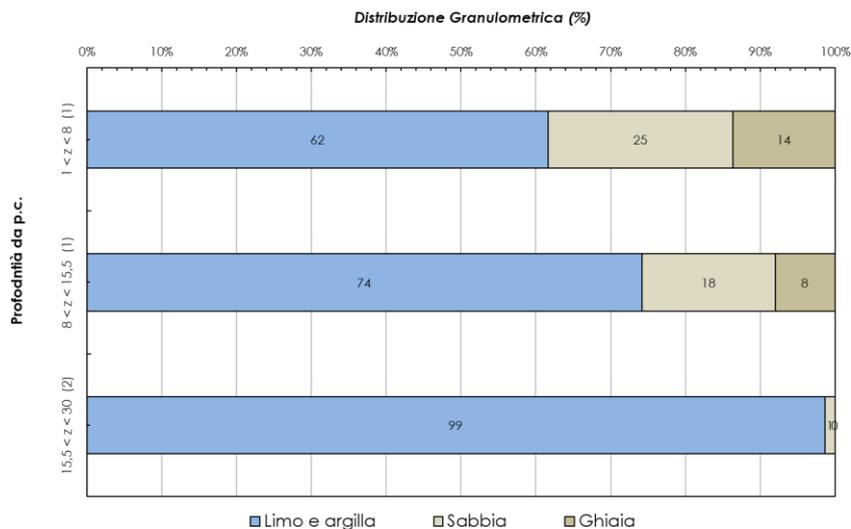
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	76 di 153

Con riferimento alla Stratigrafia 3, la composizione granulometrica mostra come i materiali limoso sabbiosi facenti parte della litofacies bb2 presenti ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m da piano campagna siano principalmente costituiti da materiali fini, con una componente sabbiosa che raggiunge un valore pari circa il 25% una componente ghiaiosa pari a circa il 15%. I materiali limoso argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 8,0 m e 15,5 m mostrano una componente prevalentemente fine, con una componente sabbiosa che raggiunge un valore pari a circa il 18% ed una componente ghiaiosa pari a circa l'8%. L'analisi della composizione granulometrica ha mostrato che i materiali appartenenti alla litofacies ASP fino ad una profondità da piano campagna pari a circa 30 m sono caratterizzati da una matrice prevalentemente fine e da una componente granulare trascurabile.

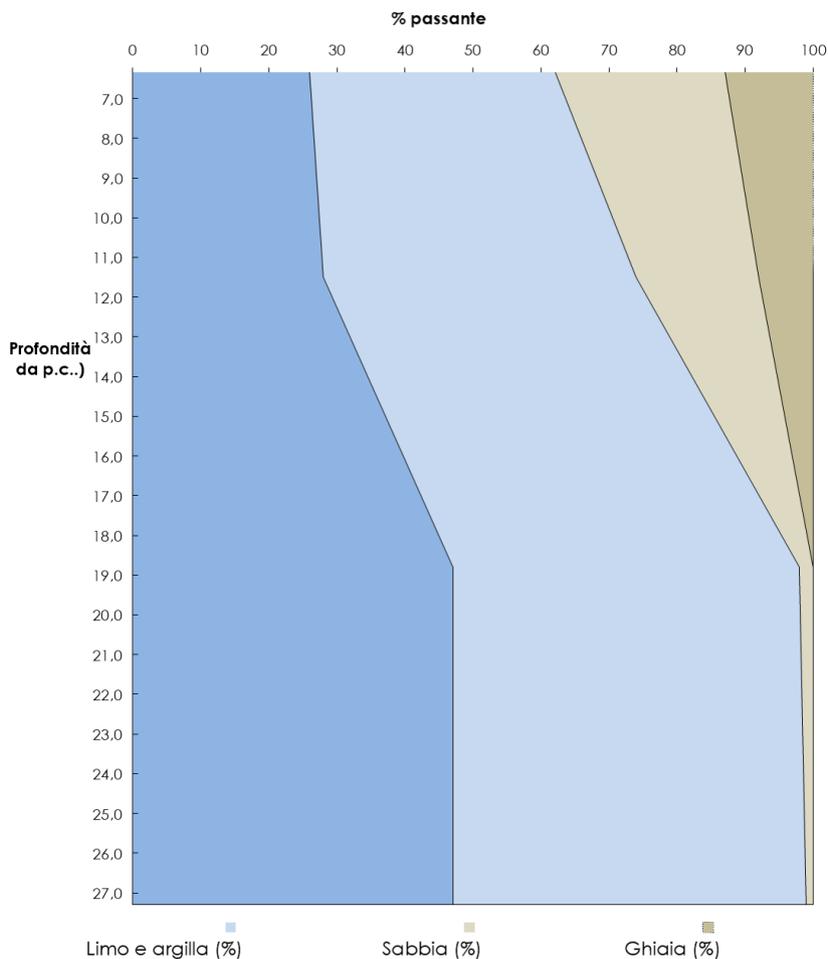
**Distribuzione granulometrica**



**Figura 8-25 – Curve granulometriche – Stratigrafia 3**



**Figura 8-26 – Percentuali granulometriche con la profondità – Stratigrafia 3**

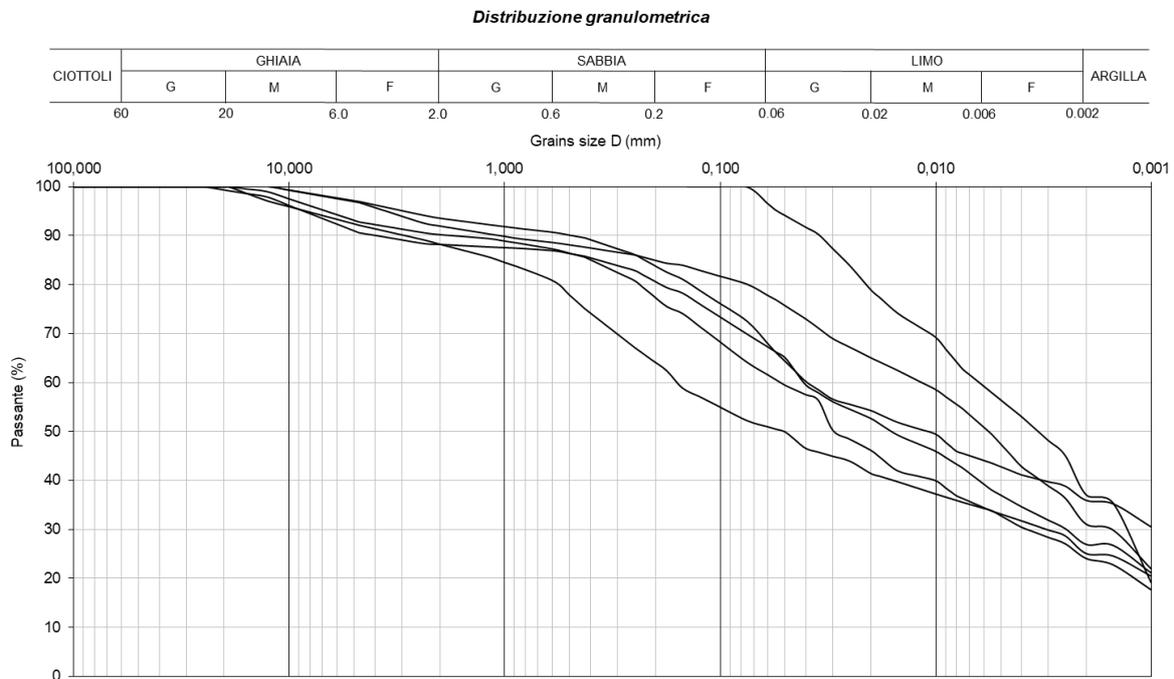


**Figura 8-27 – Ripartizione granulometrica con la profondità – Stratigrafia 3**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	78 di 153

Con riferimento alla Stratigrafia 4, la composizione granulometrica mostra come i materiali limoso sabbiosi facenti parte della litofacies bb2 presenti ad una profondità compresa tra 0,6 m e 8,0 m da piano campagna siano principalmente costituiti da materiali fini, con una componente sabbiosa variabile tra circa il 20% e il 35% ed una componente ghiaiosa che raggiunge un valore massimo pari a circa l'11%. I materiali limoso argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 8,0 m e 16,9 m mostrano una componente prevalentemente fine, con una componente sabbiosa variabile tra 15% e il 25% ed una componente ghiaiosa che raggiunge un valore massimo pari a circa il 9%. L'analisi della composizione granulometrica ha mostrato che i materiali appartenenti alla litofacies ASP fino ad una profondità da piano campagna pari a circa 30 m sono caratterizzati da una matrice prevalentemente fine e da una componente granulare trascurabile.



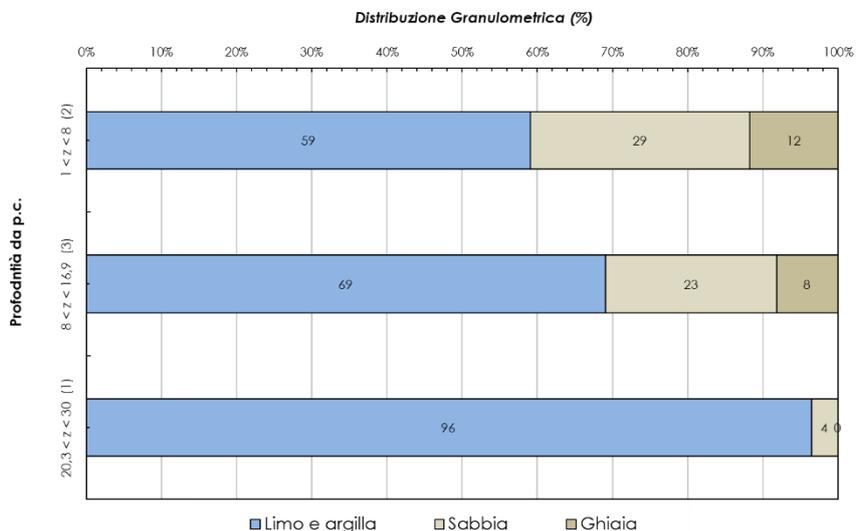
**Figura 8-28 – Curve granulometriche – Stratigrafia 4**



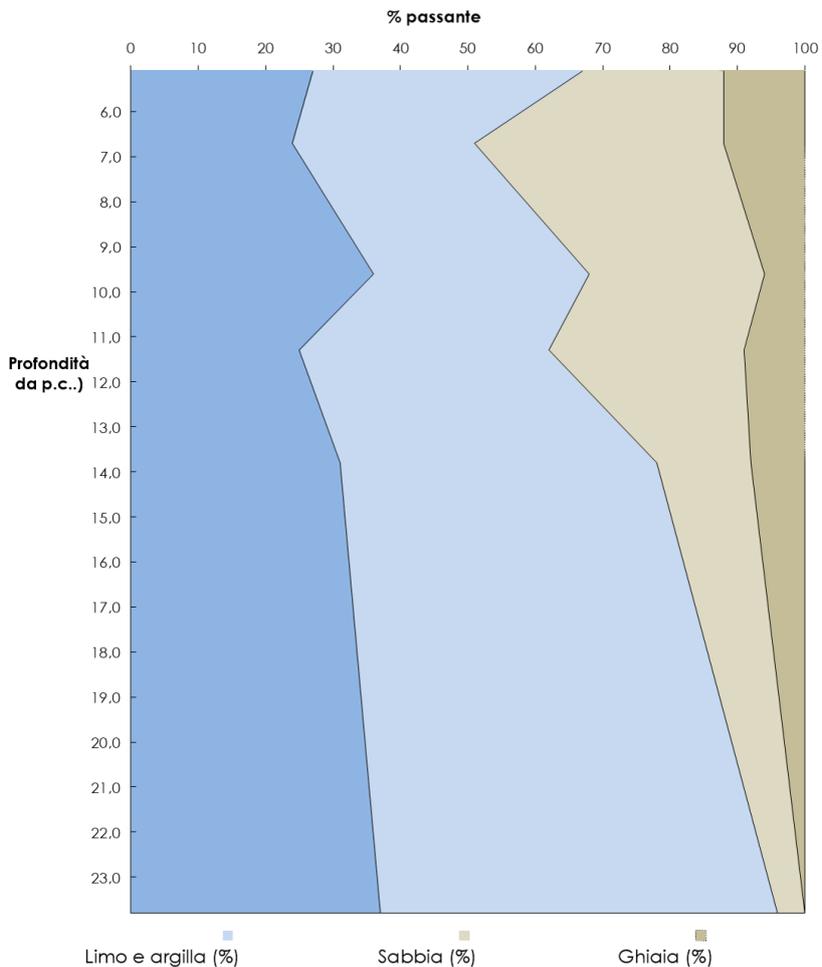
**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	79 di 153



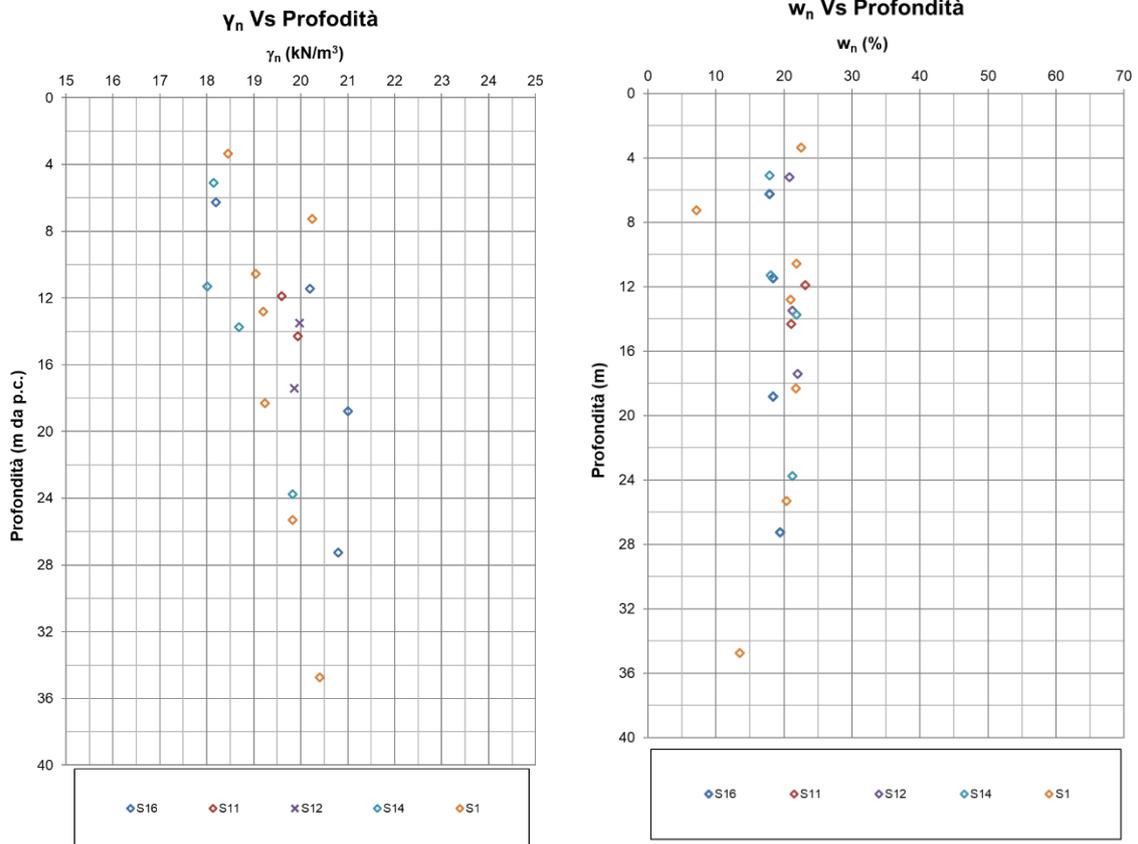
**Figura 8-29 – Percentuali granulometriche con la profondità – Stratigrafia 4**



**Figura 8-30 – Ripartizione granulometrica con la profondità – Stratigrafia 4**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	80 di 153



**Figura 8-31 – Peso di volume naturale (a sinistra) e contenuto d’acqua naturale (a destra)**

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	81 di 153

### e Vs Profondità

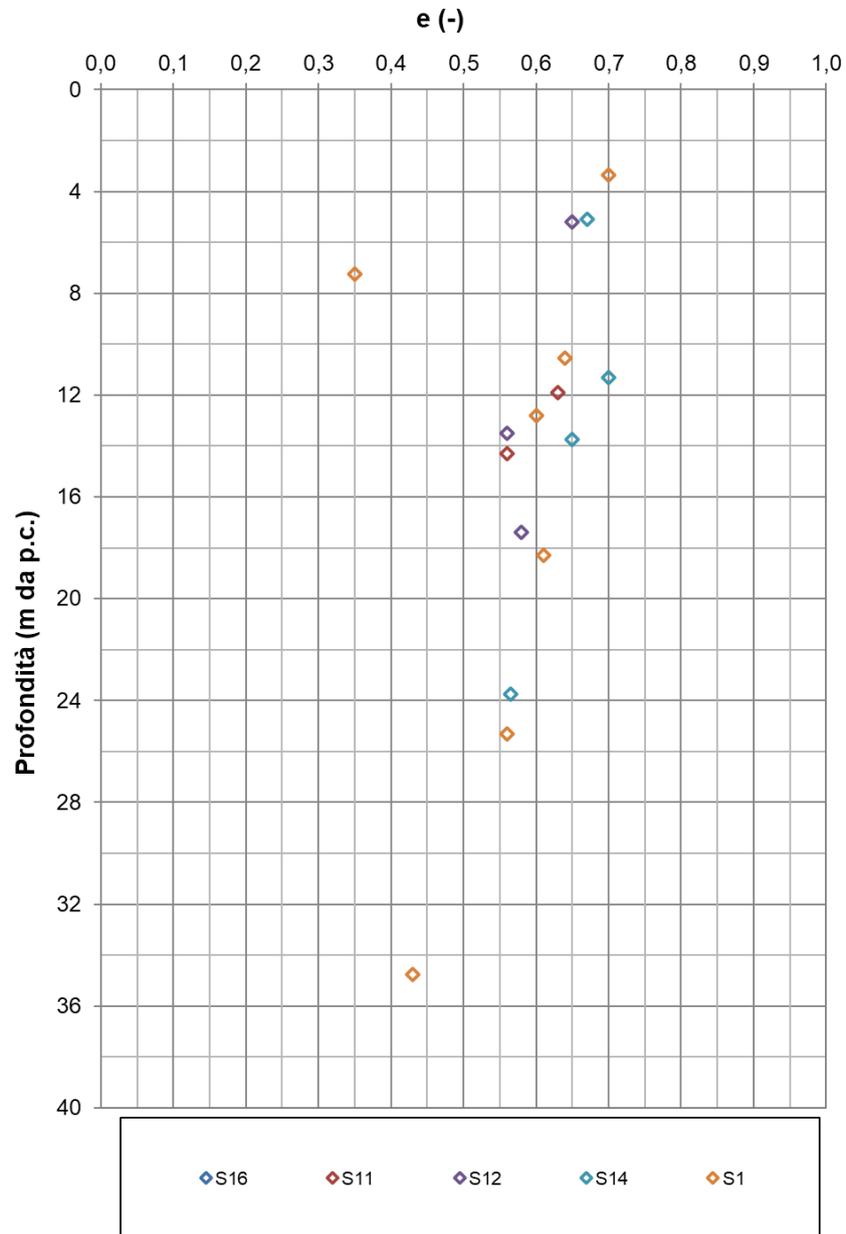


Figura 8-32 – Indice dei vuoti

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	82 di 153

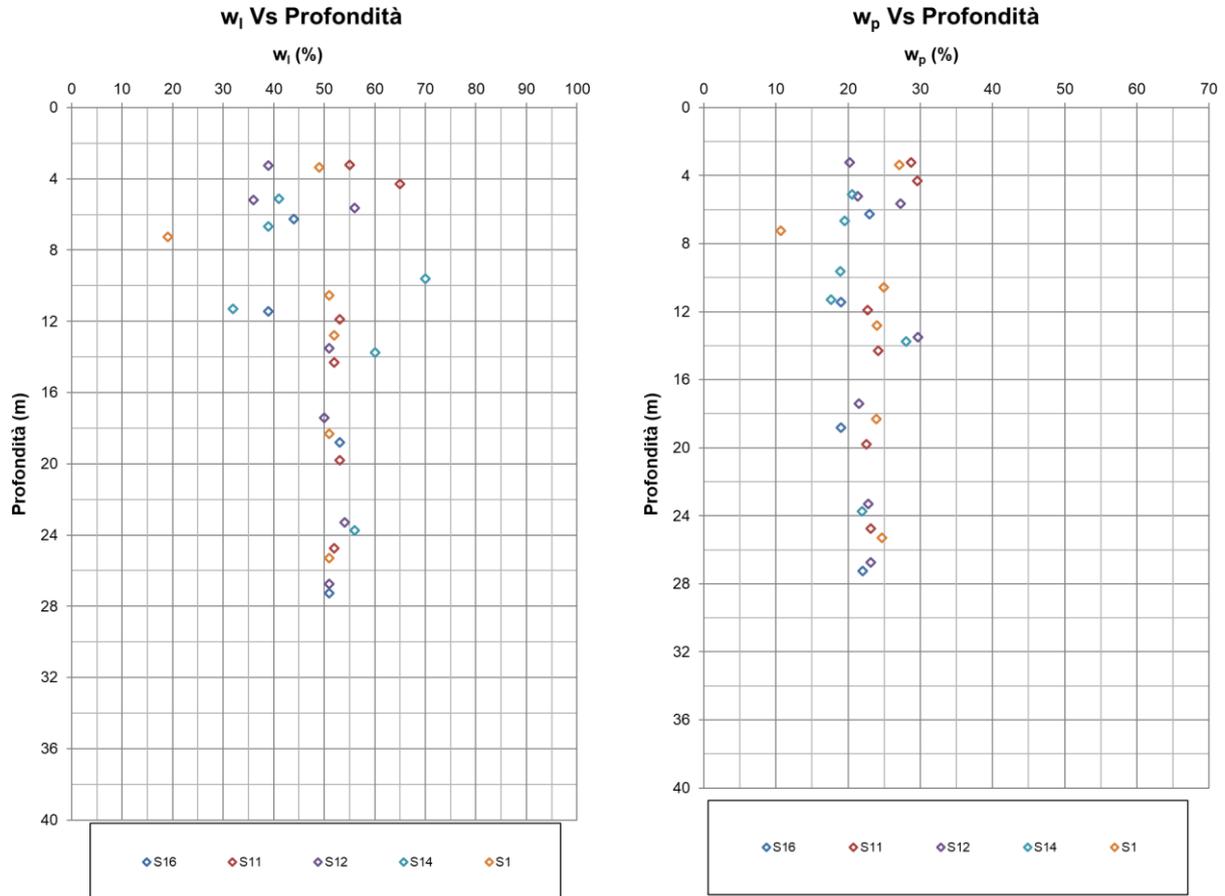


Figura 8-33 – Caratteristiche di plasticità: Limite liquido (a sinistra) e Limite plastico (a destra)

### Ip Vs profondità

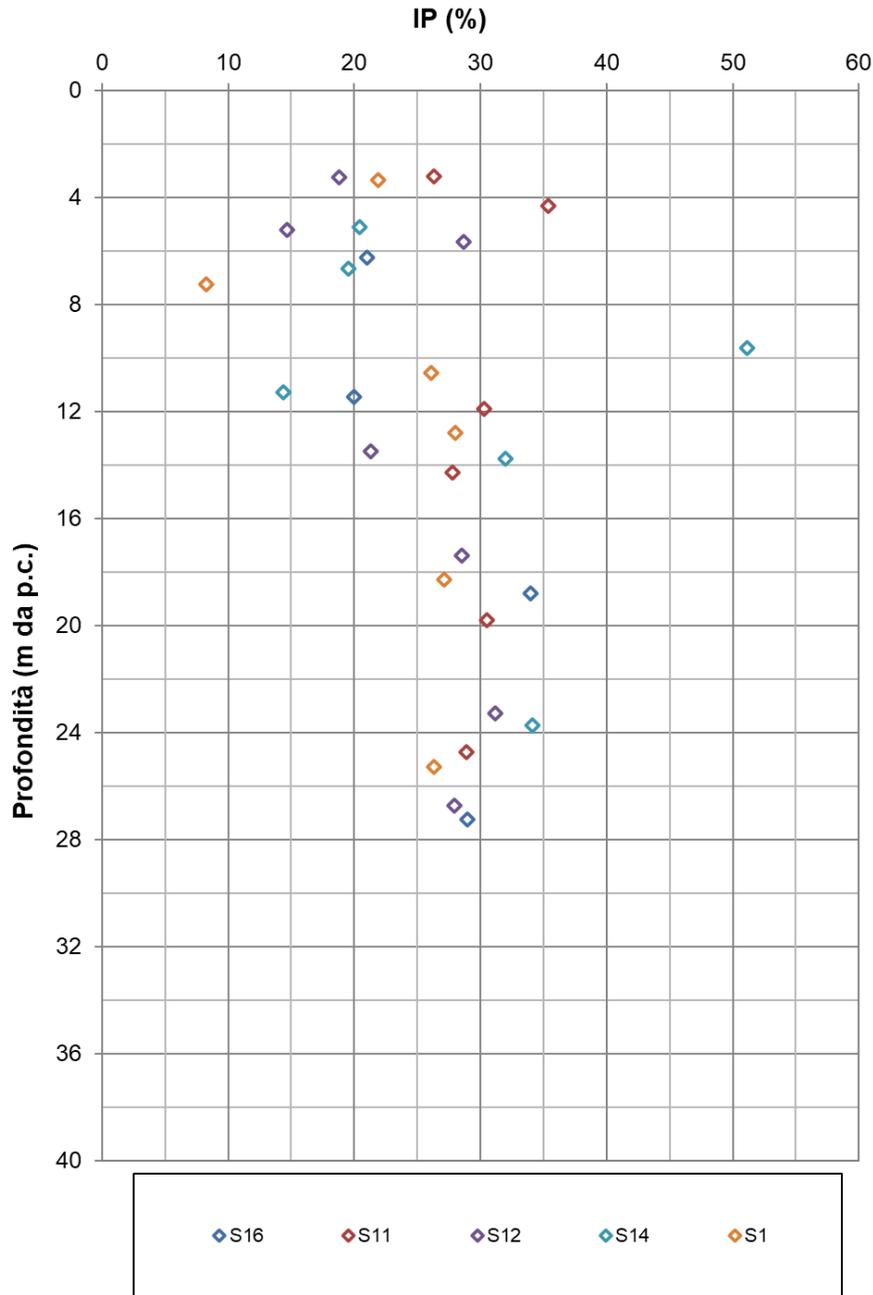
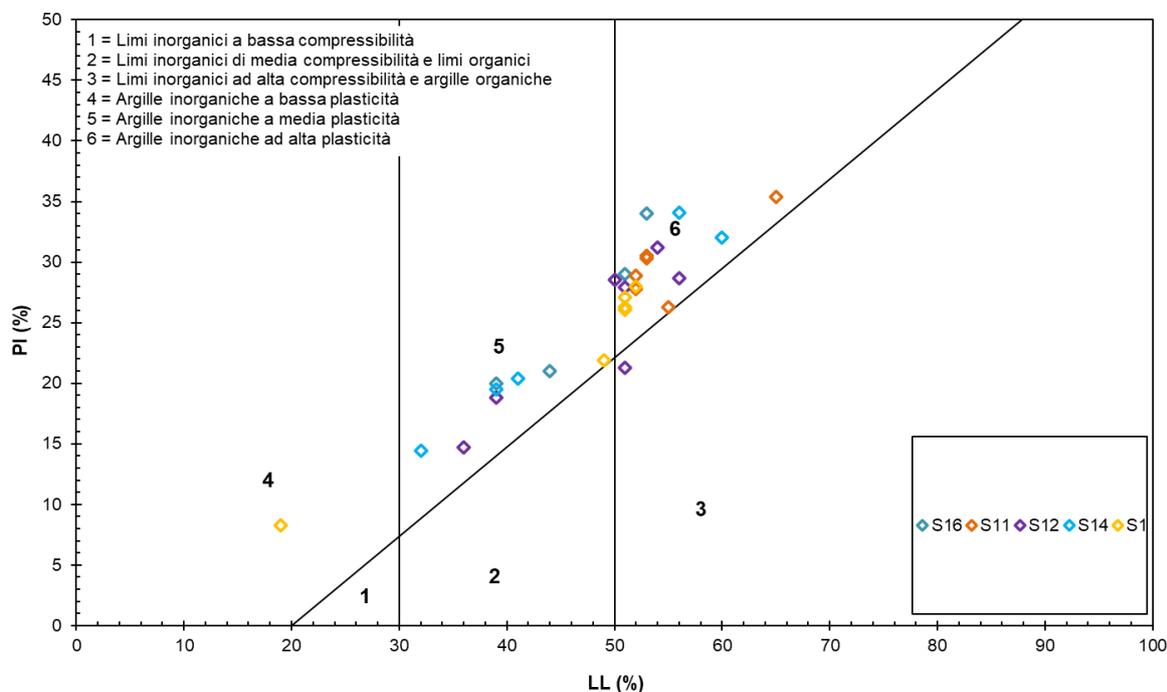


Figura 8-34 – Caratteristiche di plasticità: Indice di plasticità

Nella “Carta di plasticità di Casagrande”, riportata in Figura 8-35, i campioni prelevati nei soli strati coesivi ricadono nel campo delle “Argille inorganiche a media plasticità” ed “Argille inorganiche ad alta plasticità”.



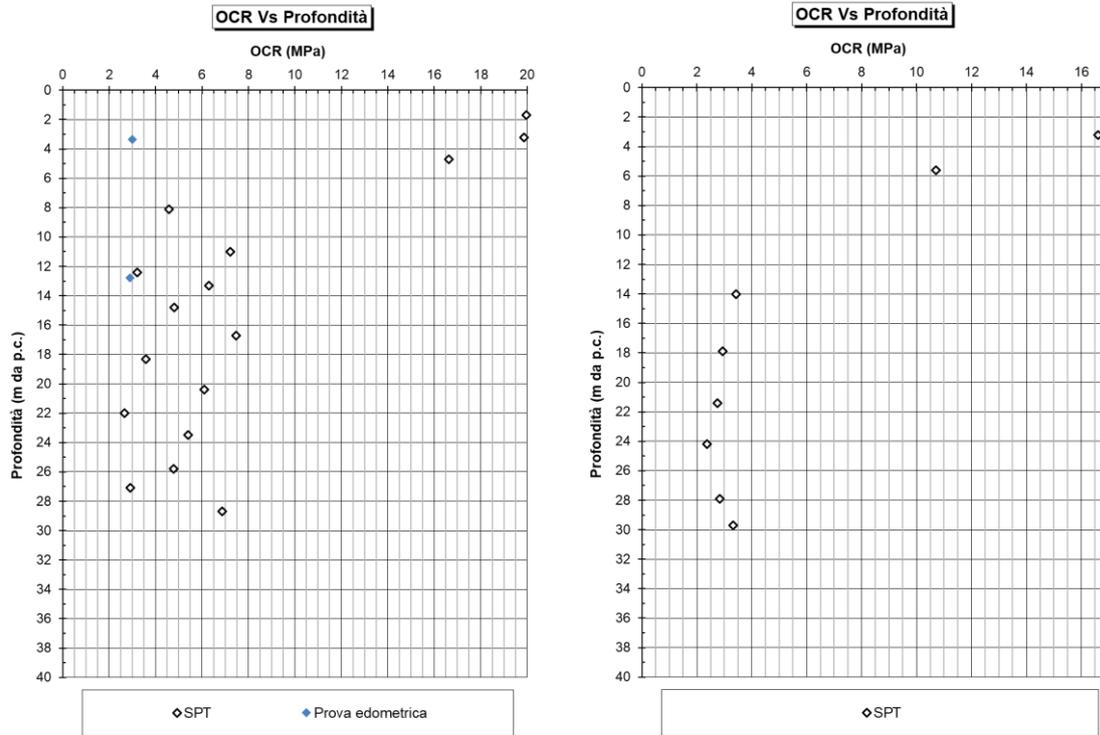
**Figura 8-35 – Carta di plasticità di Casagrande**

#### 8.4.2 Stato iniziale e di preconsolidazione

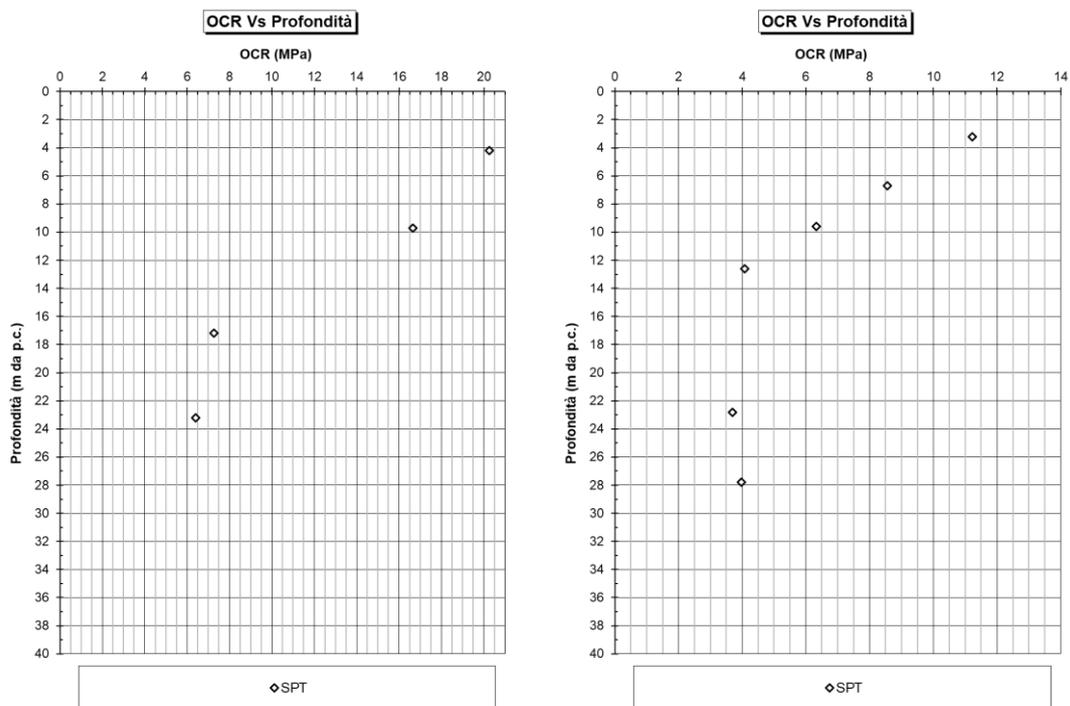
La definizione del valore della pressione di preconsolidazione  $\sigma'_{vp}$  è stato definito sulla base delle prove edometriche, quando disponibili, e da interpretazione delle prove SPT in accordo al §7.3.2.

Si noti che i materiali risultano essere sovraconsolidati.

Data la scarsa numerosità di prove atte a definire il valore della pressione di preconsolidazione si è assunto un valore di OCR pari a 2 per lo strato limoso sabbioso superiore appartenente alla litofacies bb2 ed un valore unitario per gli strati più profondi.



**Figura 8-36 – Valori di OCR con la profondità – Stratigrafia 1 a sinistra e Stratigrafia 2 a destra**



**Figura 8-37 – Valori di OCR con la profondità – Stratigrafia 3 a sinistra e Stratigrafia 4 a destra**

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI</b> <b>TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO</b> <b>SEDE.</b>												
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA9D</td> <td>00</td> <td>D 78 GE</td> <td>GE06 00 001</td> <td>A</td> <td>86 di 153</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	86 di 153
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	86 di 153								

#### 8.4.3 Caratteristiche di resistenza al taglio non drenata e in termini di sforzi efficaci

La resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi è stata ottenuta sulla base di prove quali penetrometro tascabile, prove di laboratorio Tx-UU e correlazioni con il valore di resistenza alla penetrazione dinamica SPT (Stroud, 1989 [N.52]). I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate ottenuti con penetrometro e scissometro tascabile sono meno affidabili rispetto a quelli ottenuti con prova SPT, questo giustifica la dispersione dei risultati mostrati nelle figure seguenti. I valori della resistenza al taglio non drenata sono stati di conseguenza definiti facendo maggior affidamento sulla resistenza alla penetrazione dinamica da prova SPT e alle prove Tx-UU.

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati ricavati da prove di laboratorio, quali prove di taglio diretto (TD), prove triassiali consolidate drenate (Tx-CD) e prove triassiali consolidate non drenate (Tx-CU) e in accordo alle correlazioni di Mesri, Abdel-Ghaffar (1993) [N.37] e Terzaghi, Peck, e Mesri (1996) [N.54]. Si noti che per la determinazioni dei parametri di resistenza in condizioni efficaci si è fatto maggior affidamento alle prove in laboratorio.

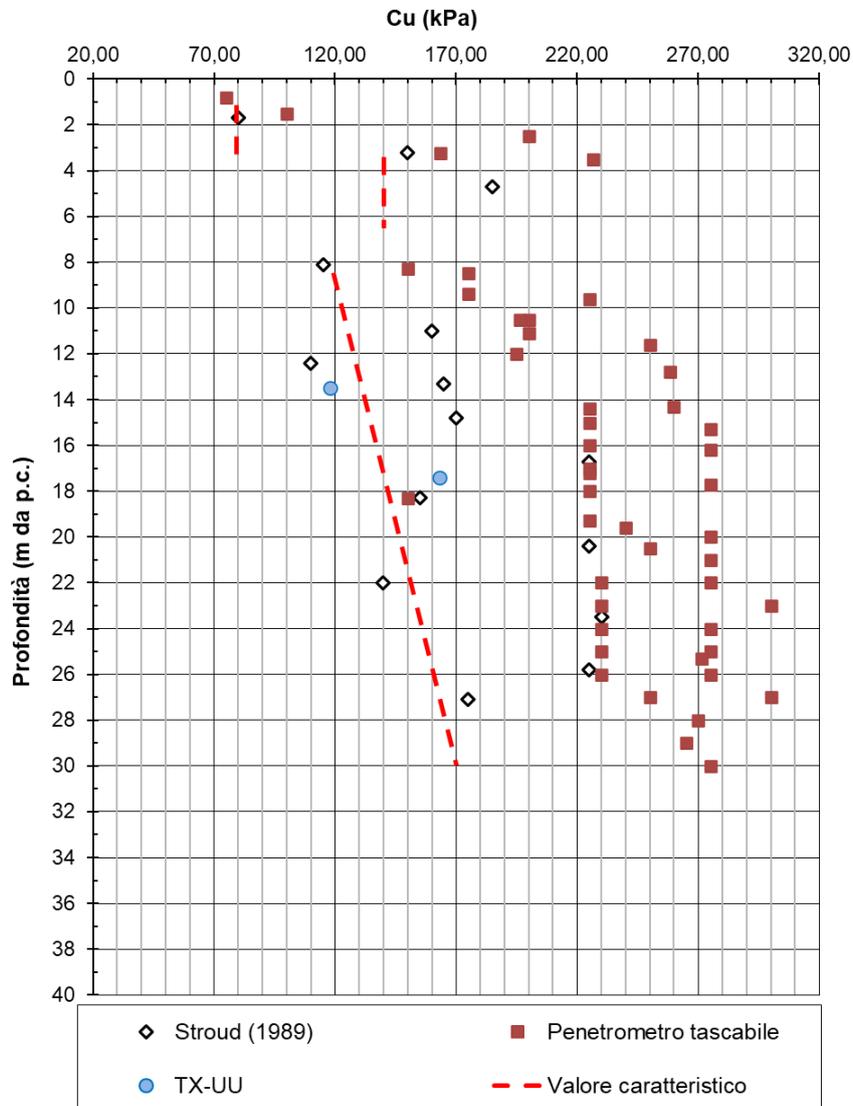
Con riferimento alla Stratigrafia 1 e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-38, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 1,5 m e 3,6 m mostrano una Cu variabile tra 75 kPa e 100 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 3,6 m e 6,3 m mostrano una coesione non drenata variabile tra 150 kPa e 180 kPa, infine i materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità compresa tra 8,3 m e 30,4 m mostrano una Cu variabile tra 110 kPa e 200 kPa.

Con riferimento alla medesima stratigrafia e sulla base di quanto riportato in Figura 8-39, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 3,6 m e 6,3 mostrano un angolo di resistenza al taglio di picco variabile tra 24° e 26° e una coesione efficace variabile tra 5 kPa e 20 kPa. I materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità compresa tra 8,3 m e 30,0 m mostrano un angolo d'attrito di picco variabile tra 21° e 22° ed una coesione efficace compresa tra 14 kPa e 30 kPa. Si noti che in assenza di prove svolte sui materiali appartenenti alla facies bb2, i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio di tali materiali sono stati definiti sulla base della totalità delle prove svolte nell'area d'interesse.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

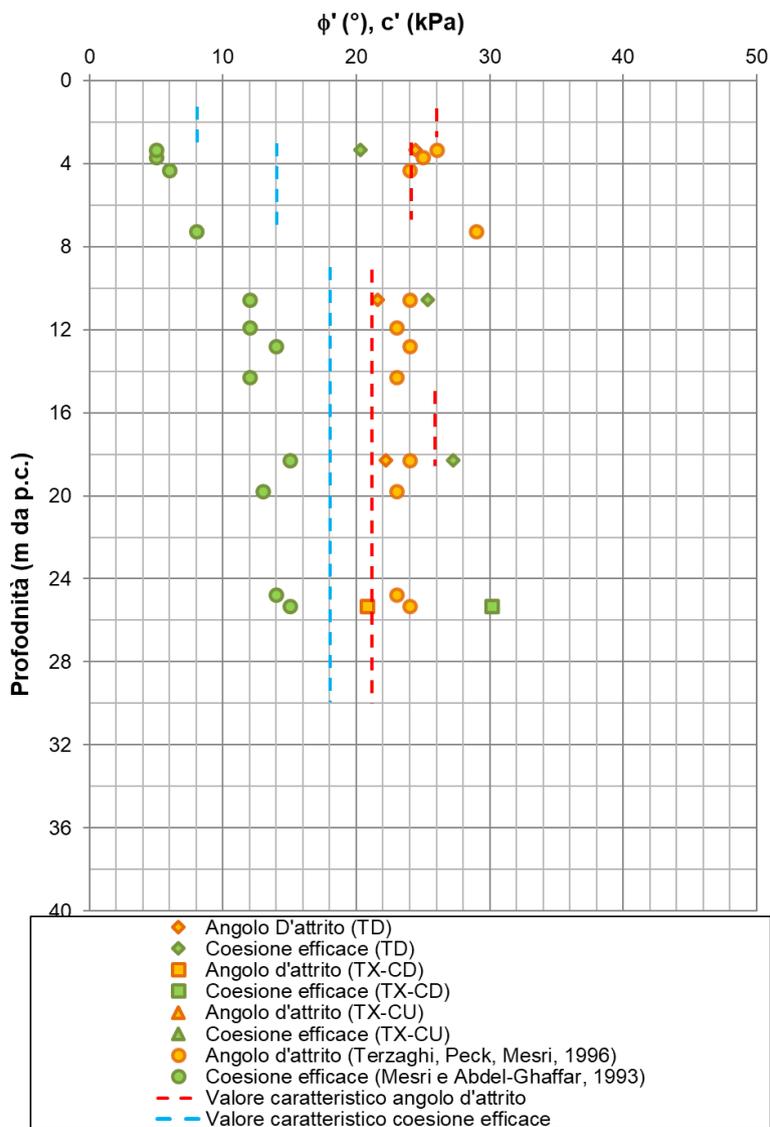
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	87 di 153

**Cu Vs Profondità**



**Figura 8-38 – Resistenza al taglio non drenata  $C_u$  – Stratigrafia 1**

### Parametri di resistenza al taglio drenati Vs Profondità

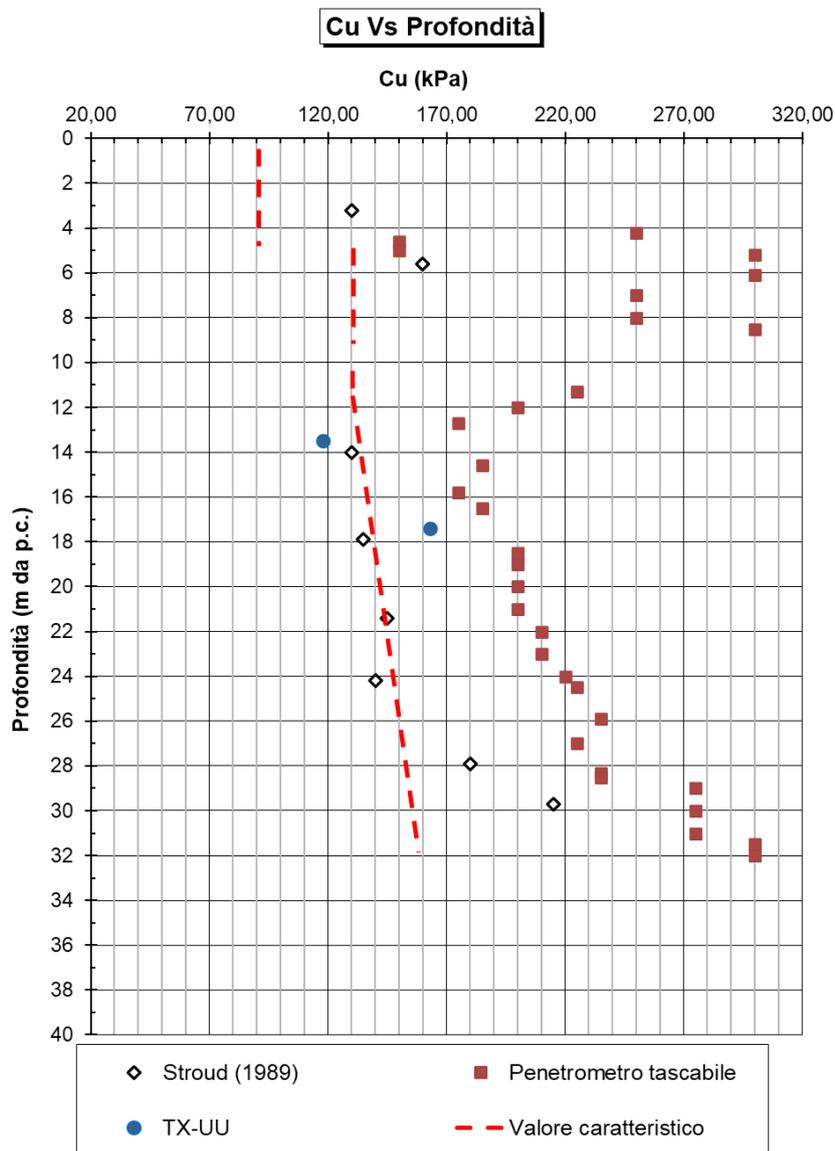


**Figura 8-39 – Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate – Stratigrafia 1**

Con riferimento alla Stratigrafia 2 e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-40, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,45 m e 5,0 m mostrano una  $C_u$  pari a circa 130 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 5,0 m e 9,3 m e una profondità compresa tra 10,5 m e 11,7 m mostrano una coesione non drenata variabile tra 150 kPa e 160 kPa, infine i materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità compresa tra 11,7 m e 32,0 m mostrano una  $C_u$  variabile tra 120 kPa e 160 kPa.

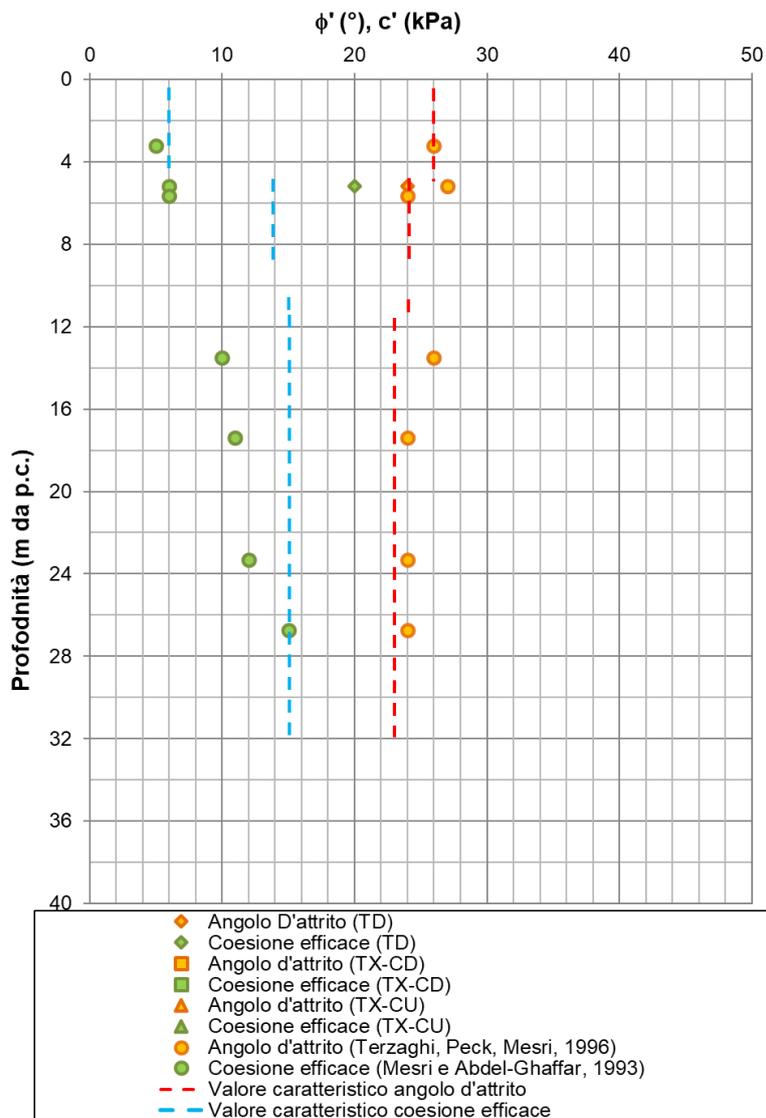
Con riferimento alla medesima stratigrafia e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-41, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,45 m e 5,0 m mostrano un angolo di resistenza al taglio di picco pari a  $26^\circ$  ed una coesione efficace pari a 6 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 5,0 m e 9,3 m e una profondità compresa tra 10,5 m e 11,7 m mostrano un angolo d'attrito pari a  $24^\circ$  e una coesione efficace variabile tra 6 kPa e 20 kPa, infine i

materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità compresa tra 11,7 m e 32,0 m mostrano un angolo d'attrito variabile 24° e 25° e una coesione efficace variabile tra 10 kPa e 15 kPa.



**Figura 8-40 – Resistenza al taglio non drenata  $C_u$  – Stratigrafia 2**

### Parametri di resistenza al taglio drenati Vs Profondità



**Figura 8-41 – Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate – Stratigrafia 2**

Con riferimento alla Stratigrafia 3 e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-42, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m mostrano una  $C_u$  pari a circa 70 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 8,0 m e 15,5 m mostrano una coesione non drenata pari a circa 130 kPa, infine i materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità maggiore di 15,5 m mostrano una  $C_u$  variabile tra 150 kPa e 230 kPa.

Con riferimento alla medesima stratigrafia e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-43, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,7 m e 8,0 m mostrano un angolo di resistenza al taglio di picco variabile tra  $21^\circ$  e  $26^\circ$  ed una coesione efficace pari a 5 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 8,0 m e 15,5 m mostrano un angolo

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	91 di 153

d'attrito variabile tra 24° e 26° e una coesione efficace variabile tra 7 kPa e 14 kPa, infine i materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità maggiore di 15,5 m mostrano un angolo d'attrito variabile 22° e 24° e una coesione efficace variabile tra 14 kPa e 20 kPa.

Si noti che poiché le prove svolte con riferimento a tale stratigrafia sembrano sovrastimare i parametri geomeccanici dei materiali, quest'ultimi sono stati definiti facendo affidamento alla totalità delle prove svolte sulla medesima litofacies svolte nell'area d'interesse.

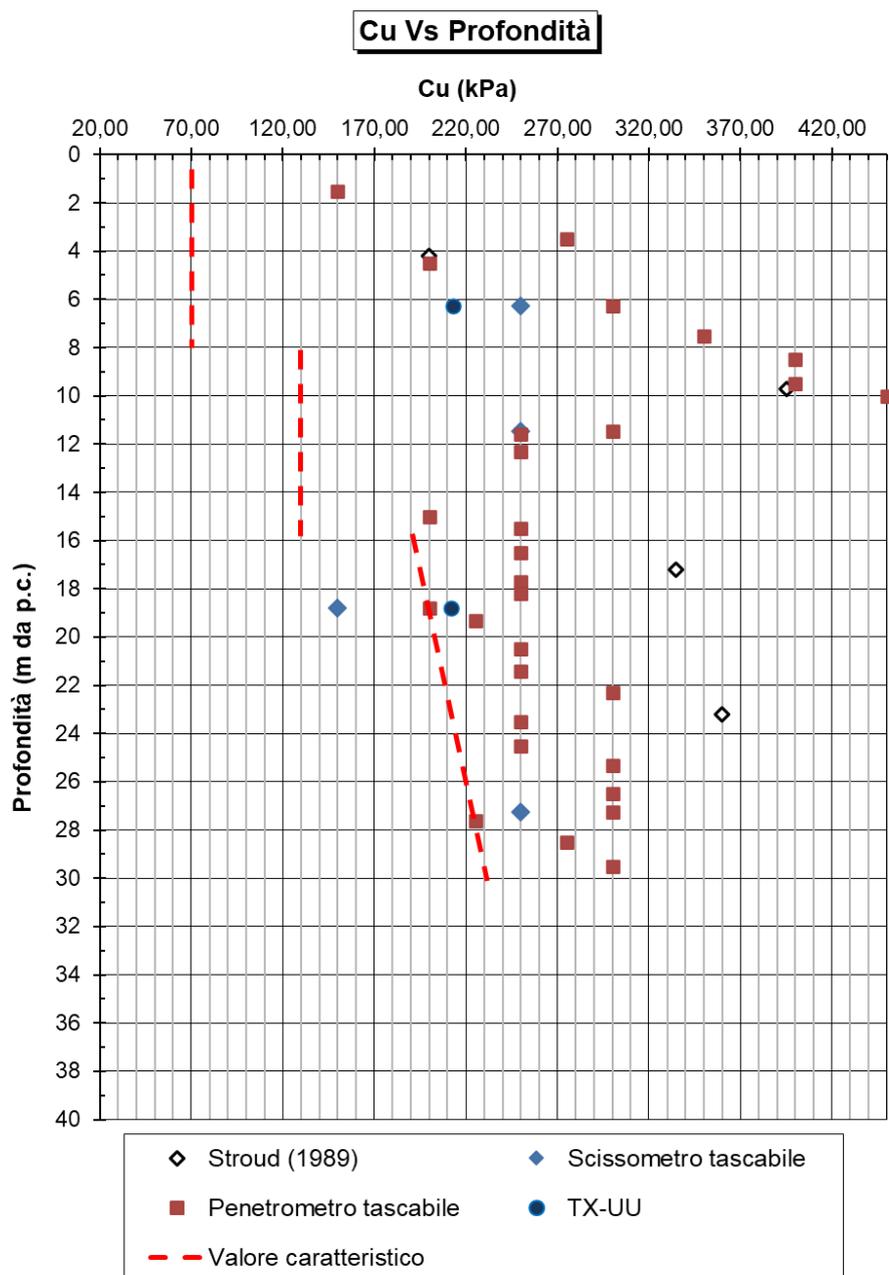
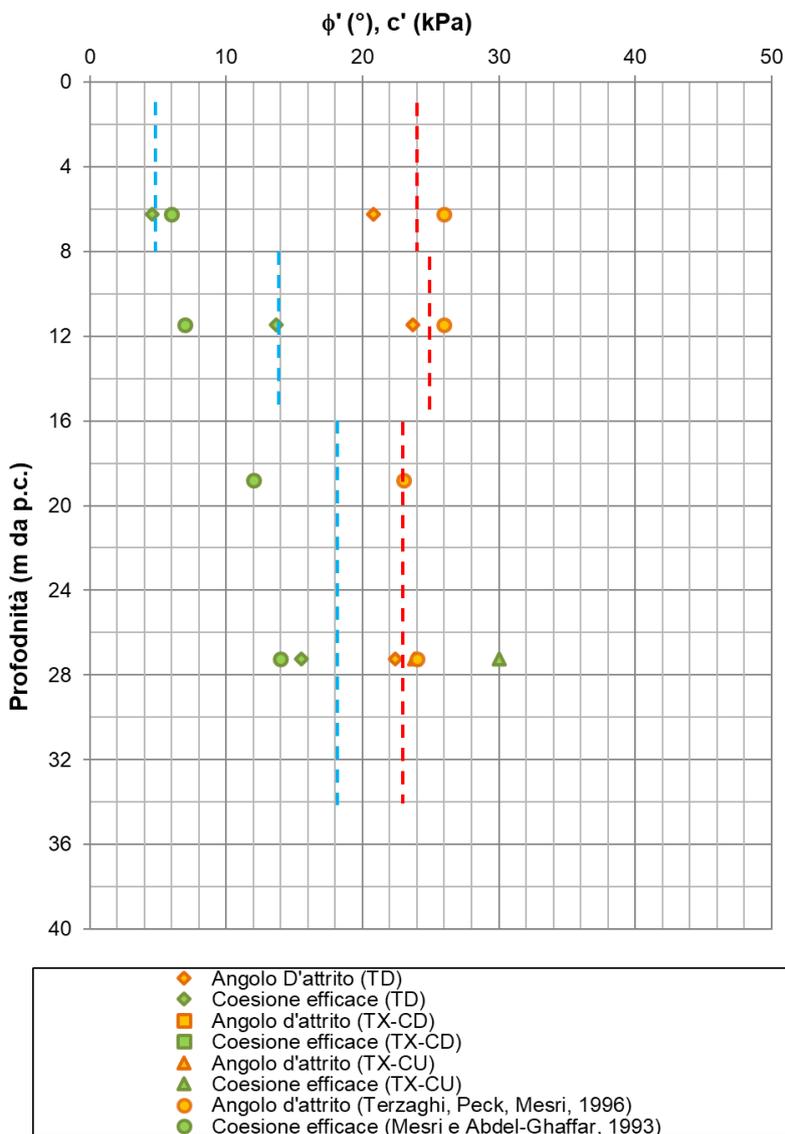


Figura 8-42 – Resistenza al taglio non drenata Cu – Stratigrafia 3

### Parametri di resistenza al taglio drenati Vs Profondità



**Figura 8-43 – Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate – Stratigrafia 3**

Con riferimento alla Stratigrafia 4 e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-44, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,6 m e 8,0 m mostrano una  $C_u$  variabile tra 90 kPa e 120 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 8,0 m e 16,9 m mostrano una coesione non drenata variabile tra 150 kPa e 180 kPa, infine i materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità maggiore di 20,3 m mostrano una  $C_u$  variabile tra 200 kPa e 250 kPa.

Con riferimento alla medesima stratigrafia e sulla base di quanto mostrato in Figura 8-45, i materiali limoso sabbiosi (litofacies bb2) presenti ad una profondità compresa tra 0,6 m e 8,0 m mostrano un angolo di resistenza al taglio di picco variabile tra  $25^\circ$  e  $26^\circ$  ed una coesione efficace variabile tra 5 kPa e 15 kPa. I materiali limoso-argillosi (litofacies bb3) presenti ad una profondità compresa tra 8,0 m e 16,9 m mostrano un angolo d'attrito variabile tra  $22^\circ$  e  $27^\circ$  e una coesione efficace variabile tra 7 kPa e 11 kPa, infine i

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	93 di 153

materiali argillosi (litofacies ASP) presenti ad una profondità maggiore di 20,3 m mostrano un angolo d'attrito variabile 23° e 24° e una coesione efficace pari a circa 14 kpa.

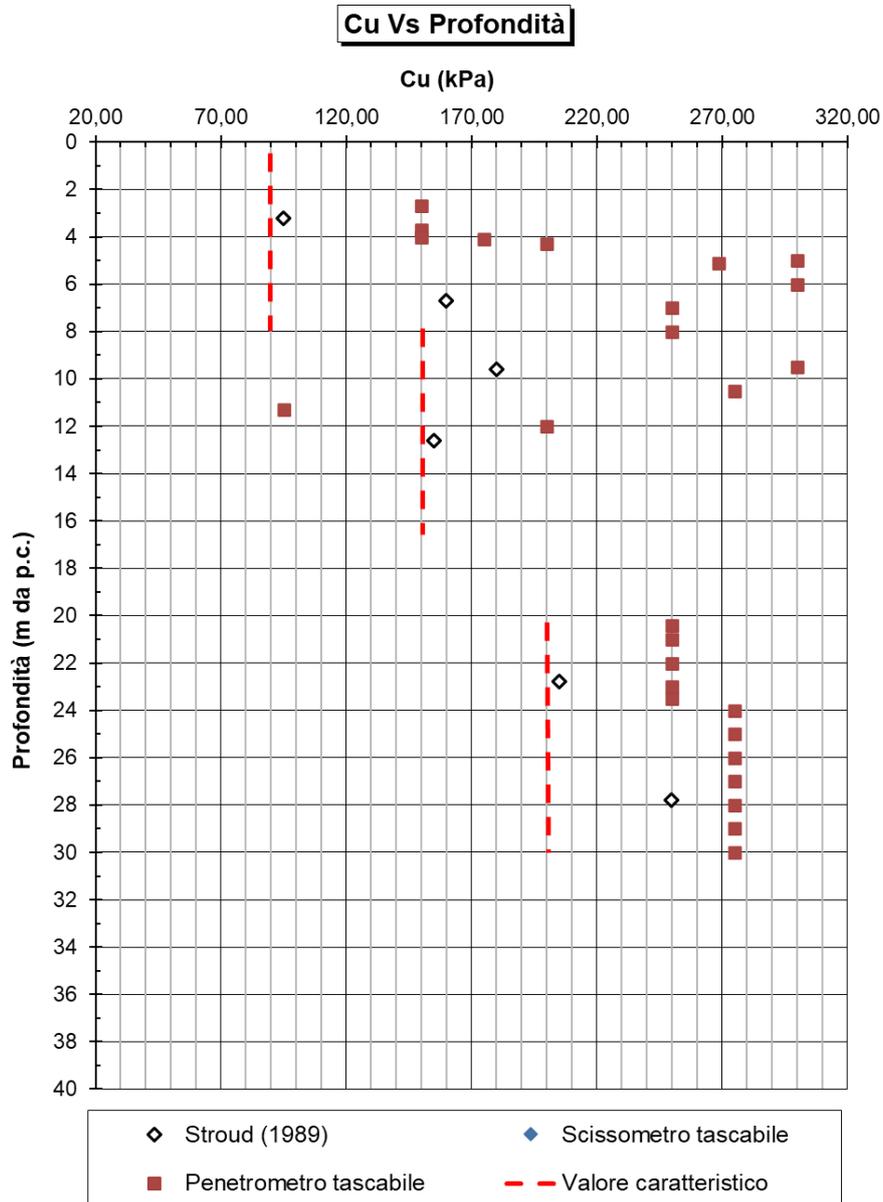


Figura 8-44 – Resistenza al taglio non drenata Cu – Stratigrafia 4

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	94 di 153

### Parametri di resistenza al taglio drenati Vs Profondità

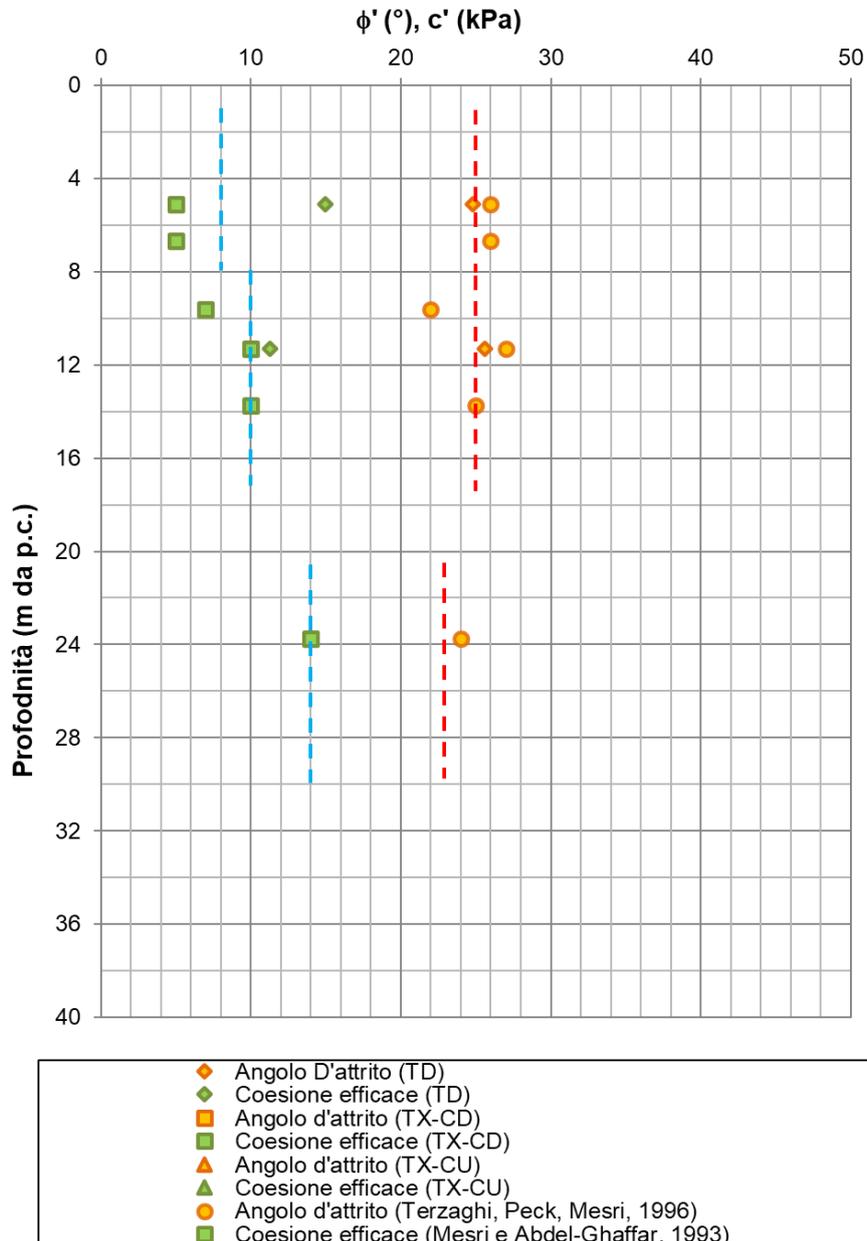


Figura 8-45 – Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate – Stratigrafia 4

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	95 di 153

#### 8.4.4 Caratteristiche di deformabilità

Le campagne di indagini svolte hanno previsto la realizzazione di prove di laboratorio atte alla definizione dei parametri di deformabilità. Data la scarsa numerosità di tali prove, le caratteristiche di deformabilità dei materiali sono state definite facendo maggior affidamento sulle risultanze delle prove in sito, secondo quanto descritto al §8.3.3.

Sulla base della prova edometrica eseguita su un campione di limo sabbioso (litofacies bb2) estratto ad una profondità di circa 3,3 m da piano campagna nel sondaggio S1, sono stati stimati:

- L'indice di Compressione CC, il cui valore è risultato pari a 0,21;
- L'indice di Ricompressione CR, il cui valore è risultato pari a 0,07;
- La massima tensione verticale efficace alla quale il terreno è stato sottoposto in sito alla profondità di prelievo del campione, il cui valore è risultato circa pari a 170 kPa;
- L'indice di sovraconsolidazione OCR, il cui valore è risultato circa pari a 3.

Sulla base della prova edometrica eseguita su un campione di argilla (litofacies ASP) estratto ad una profondità di circa 12,8 m da piano campagna nel sondaggio S1, sono stati stimati:

- L'indice di Compressione CC, il cui valore è risultato pari a 0,18;
- L'indice di Ricompressione CR, il cui valore è risultato pari a 0,06;
- La massima tensione verticale efficace alla quale il terreno è stato sottoposto in sito alla profondità di prelievo del campione, il cui valore è risultato circa pari a 470 kPa;
- L'indice di sovraconsolidazione OCR, il cui valore è risultato circa pari a 2,9.

Su n°2 campioni estratti dal sondaggio S1 ad una profondità da piano campagna pari a 12,8 m (CI4) e 25,3 m (CI6) sono state effettuate le prove di colonna risonante, della quali si riportano i risultati in Figura 8-46.

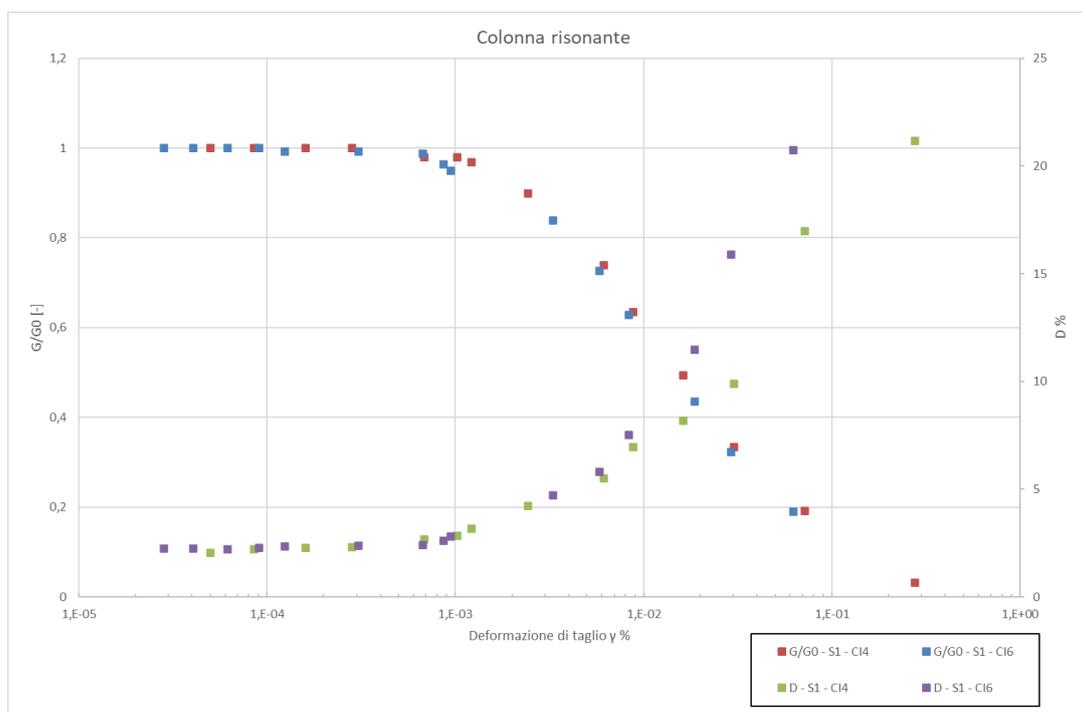


Figura 8-46 – Risultati delle prove di colonna risonante – Sondaggio S1

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	96 di 153

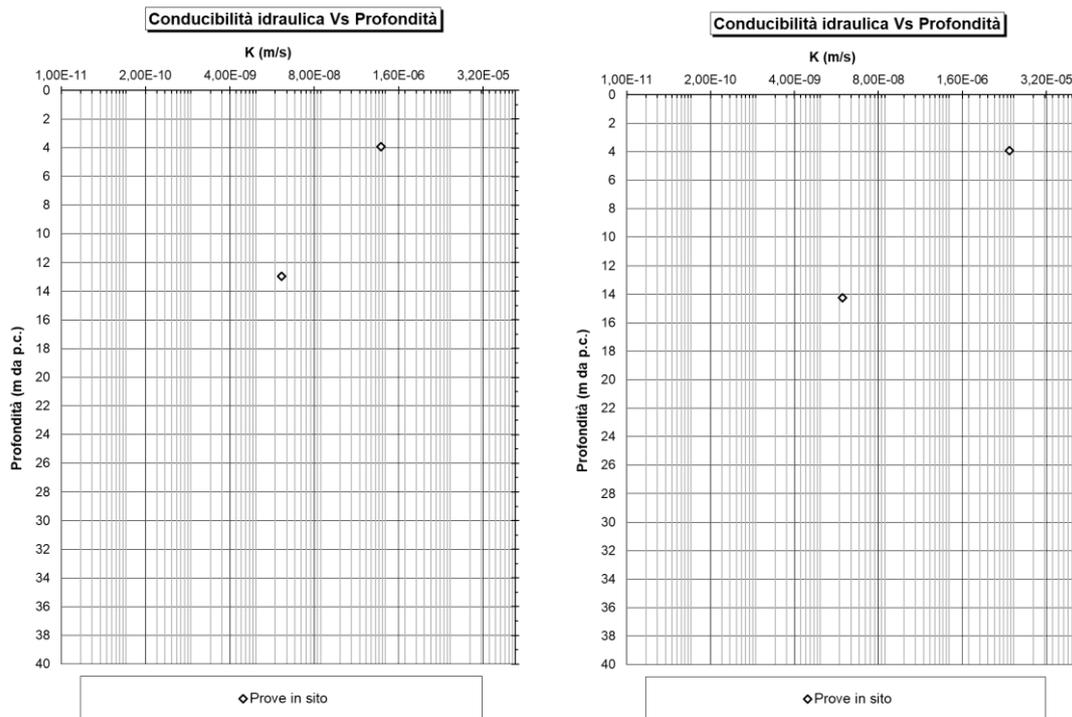
### 8.5 Caratteristiche di conducibilità idraulica

Per determinare il valore del coefficiente di permeabilità dei materiali in sito sono state svolte n°10 prove Lefranc, le quali hanno permesso effettuare una stima del valore di conducibilità idraulica dei materiali in sito.

Con riferimento alle prove Lefranc svolte nel sondaggio S1 si noti che non si sono registrati abbassamenti del livello di falda. Non sono invece state svolte prove per la determinazione del coefficiente di permeabilità con riferimento alla Stratigrafia 3.

Dai risultati emerge che valore di conducibilità idraulica alle profondità di prova delle litofacies bb2 e bb3 assume un valore variabile tra 2,5E-6 m/s e 8,5 E-7 m/s, mentre per la litofacies ASP si sono stimati dei valori del coefficiente di permeabilità variabile tra circa 2,2E-8 m/s e circa 2,5E-8 m/s.

Per ulteriori valutazioni riguardanti la conducibilità idraulica in sito si rimanda al Doc. Rif. [N.61] e al Doc. Rif. [N.63].



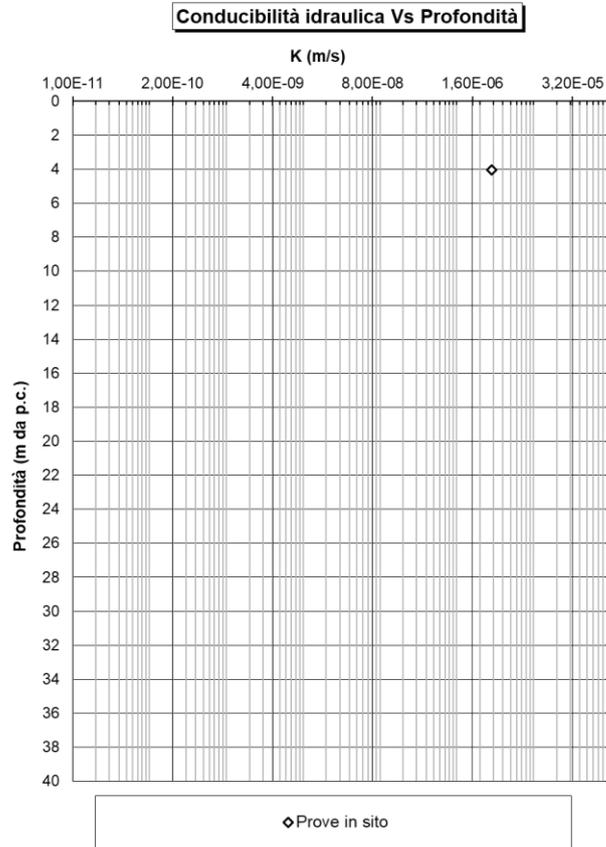
**Figura 8-47 – Coefficienti di permeabilità – Stratigrafia 1 (a sinistra) e Stratigrafia 2 (a destra)**



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	97 di 153



**Figura 8-48 – Coefficienti di permeabilità – Stratigrafia 4**



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	98 di 153

## 9 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica del sito discussa al capitolo precedente, ai fini del dimensionamento delle opere di fondazione e dei rilevati si fa riferimento ai modelli geotecnici riportati nelle seguenti tabelle. Si noti che si è riportato anche lo strato di riporto in superficie, il quale verrà rimosso prima della realizzazione delle opere in progetto.

**Tabella 9-1 – Stratigrafia di progetto – Stratigrafia 1**

Stratigrafia 1			
Strato	Profondità (m)	Litofacies	Descrizione
0	0,0 – 1,5	Riporto	Limo sabbioso e argilloso. Presenza di frammenti laterizi.
1	1,5 – 3,6	bb2	Limo sabbioso
2	3,6 – 6,3	bb3	Limo argilloso
3	6,3 – 8,3	bb1	Sabbia ghiaiosa
4	8,3 – 30,4	ASP	Argilla limosa e sabbiosa
5	>30,4	ASP	Sabbia medio-fine limosa

**Tabella 9-2 – Stratigrafia di progetto – Stratigrafia 2**

Stratigrafia 2			
Strato	Profondità (m)	Litofacies	Descrizione
0	0 – 0,45	Riporto	Copertura agraria/riporto
1	0,45 – 5,0	bb2	Limo sabbioso
2	5,0 – 9,3	bb3	Limo argilloso sabbioso
3	9,3 – 10,5	bb1	Ghiaia media
4	10,5 – 11,7	bb3	Argilla limosa
5	11,7 – 32,0	ASP	Argilla siltosa
6	>32,0	ASP	Sabbia fine limosa



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	99 di 153

**Tabella 9-3 – Stratigrafia di progetto – Stratigrafia 3**

Stratigrafia 3			
Strato	Profondità (m)	Litofacies	Descrizione
0	0,0 – 0,7	Riporto	Limo sabbioso con sostanze organiche
1	0,7 – 8,0	bb2	Limo argilloso/sabbioso
2	8,0 – 15,5	bb3	Limo argilloso/sabbioso
3	15,5 – 36,0	ASP	Argilla limosa
4	>36,0	ASP	Sabbia fine limosa

**Tabella 9-4 – Stratigrafia di progetto – Stratigrafia 4**

Stratigrafia 4			
Strato	Profondità (m)	Litofacies	Descrizione
0	0,0 – 0,6	Riporto	Limo sabbioso
1	0,6 – 8,0	bb2	Limo sabbioso debolmente argilloso
2	8,0 – 16,9	bb3	Limo argilloso
3	16,9 – 20,3	bb1	Ghiaia minuta
4	20,3 – 39,0	ASP	Argille limose debolmente marnose
5	>39,0	ASP	Sabbia fine limosa

## 9.1 Parametri geotecnici caratteristici dei materiali

Secondo le NTC2018 [N.1] il “valore caratteristico” di un parametro geotecnico deve rappresentare una stima ragionata e cautelativa del parametro nello stato limite considerato.

Gli stati limite da considerare per le opere in progetto riguardano sostanzialmente stabilità, collasso e deformazioni di strutture a sostegno di scavi profondi o di strutture di fondazione che, per le dimensioni e le rigidezze in gioco, coinvolgono volumi elevati di terreno. La valutazione degli stati limite è effettuata mediante analisi di interazione, in cui si tiene conto della rigidezza delle opere.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento sono scelti in modo da costituire, per ciascuno di essi, una stima cautelativa, prossima o inferiore al valore medio ricavato dai risultati delle indagini. Nel caso di assenza di prove tali da permettere la stima dei parametri geomeccanici di una data litofacies, questi sono stati definiti sulla scorta dei risultati ottenuti dalle prove svolte nei sondaggi limitrofi.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici rilevanti per le analisi qui presentate sono riepilogati in Tabella 9-5, Tabella 9-6, Tabella 9-7, e Tabella 9-8 rispettivamente per la Stratigrafia 1, la Stratigrafia 2, la Stratigrafia 3 e la Stratigrafia 4. Si noti che in assenza di dati non è stato possibile stimare i parametri geotecnici caratteristici dello Strato 0 (Riporto), il quale verrà rimosso prima della realizzazione delle opere.

**Tabella 9-5 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali – Stratigrafia 1**

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	Eop	Eedo	Eu	Cc	Cs	Cv	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]
0	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	3,6	19,0	26	8	80	2	12	14.5	14.4	0.21	0.07	-	5,5E-6
2	6,3	19,5	24	14	140	1	12 + 2.22z*	14.5 + 2.66z*	14.4 + 2.66z*	-	-	-	8E-7
3	8,3	19,5	42	-	-	-	30	36.1	36	-	-	-	1E-4
4	30,4	20	21	18	120 + 2,26z*	1	26 + 1.54z*	31.3 + 1.85z*	31.2 + 1.84z*	0.18	0.06	1E-6	2,2E-8
5	-	20	35	-	-	-	70	84.3	84	-	-	-	1E-7

z\* = profondità dal tetto dello strato

**Tabella 9-6 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali – Stratigrafia 2**

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	Eop	Eedo	Eu	Cc	Cs	Cv	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]
0	0,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	5,0	19,0	26	6	90	2	15	18.1	18	0.21	0.07	-	5,5E-6
2	9,3	19,5	24	14	130	1	18	21.7	21.6	-	-	-	8E-7
3	10,5	19,5	42	-	-	-	40	48.2	48	-	-	-	1E-4
4	11,7	19,5	24	14	130	1	18	21.7	21.6	-	-	-	8E-7
5	32,0	20	23	15	130 + 1,47z*	1	30 + 1,47z*	36.1 + 1,78z*	36 + 1,77z*	0.18	0.06	1E-6	2,2E-8
6	-	20	35	-	-	-	70	84.3	84	-	-	-	1E-7

z\* = profondità dal tetto dello strato

**Tabella 9-7 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali – Stratigrafia 3**

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	Eop	Eedo	Eu	Cc	Cs	Cv	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]
0	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	8,0	19,0	24	5	70	2	12 + 0.82z*	14.5 + 0.98z*	14.4 + 0.98z*	0.21	0.07	-	8E-7
2	15,5	19,5	25	14	130	1	25	30.1	30	-	-	-	8E-7
3	36,0	20	23	18	190 + 2,75z*	1	50 + 0.69z*	60.2 + 0.83z*	60 + 0.83z*	0.18	0.06	1E-6	2,2E-8
4	-	20	35	-	-	-	70	84.3	84	-	-	-	1E-7

z\* = profondità dal tetto dello strato

**Tabella 9-8 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali – Stratigrafia 4**

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	Eop	Eedo	Eu	Cc	Cs	Cv	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]	[m/s]
0	0,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	8,0	19,0	25	8	90	2	12 + 0.81z*	14.5 + 0.97z*	14.4 + 0.97z*	0.21	0.07	-	5,5E-6
2	16,9	19,5	25	10	150	1	20	24.1	24	-	-	-	8E-7
3	20,3	19,5	42	-	-	-	45	54.2	54	-	-	-	1E-4
4	39,0	20	23	14	200	1	45 + 1.54z*	54.2 + 1.87z*	54 + 1.86z*	0.18	0.06	1E-6	2,2E-8
5	-	20	35	-	-	-	70	84.3	84	-	-	-	1E-7

z\* = profondità dal tetto dello strato

## 10 PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

### 10.1 Tipologie di fondazione

La soluzione progettuale prevede di realizzare gli scatolari d'approccio su fondazioni dirette; a causa delle pressioni scaricate in fondazione e delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali in sito, le spalle del viadotto verranno invece fondate su pali. Si ritiene comunque necessaria la rimozione dello strato di terreno di riporto superficiale prima della realizzazione delle opere. Per ulteriori dettagli si rimanda ai paragrafi successivi.

#### 10.1.1 Opere di fondazione relative agli scatolari d'approccio

Gli scatolari di approccio sono caratterizzati da uno sviluppo in pianta della lunghezza di circa 160 m e della lunghezza di circa 120 m con riferimento rispettivamente allo scatolare Nord e allo scatolare Sud. La larghezza delle fondazioni di tali opere risulta invece variabile tra un minimo di circa 12,5 m e un massimo di circa 18,0 m.

In Figura 10-1 e Figura 10-2 si riportano rispettivamente un esempio di profilo longitudinale e una sezione tipo degli scatolari in progetto.

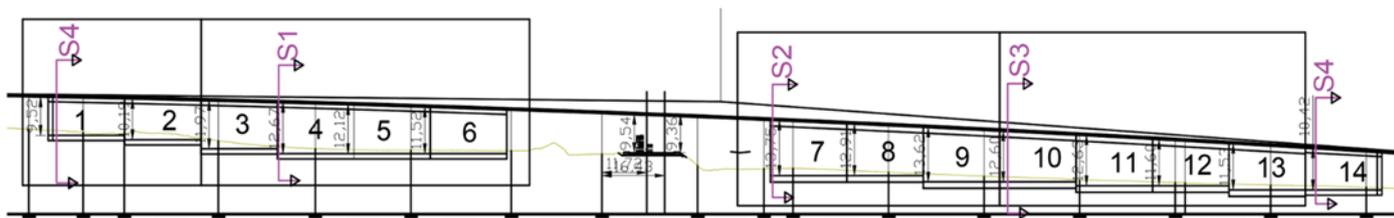


Figura 10-1 – Profilo tipologico degli scatolari d'approccio

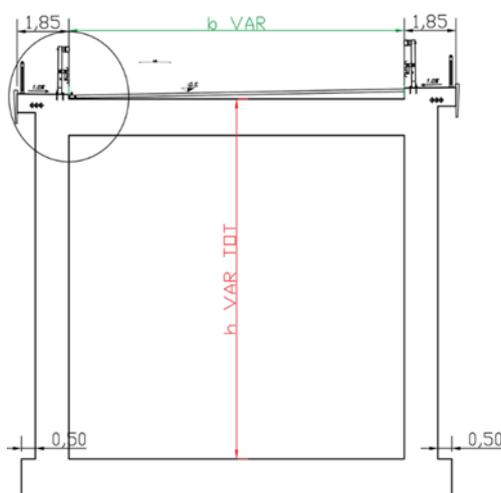


Figura 10-2 – Sezione trasversale tipologica degli scatolari d'approccio

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</b>												
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA9D</td> <td>00</td> <td>D 78 GE</td> <td>GE06 00 001</td> <td>A</td> <td>103 di 153</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	103 di 153
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	103 di 153								

### 10.1.2 Opere di fondazione relative alle spalle del viadotto

A causa delle pressioni scaricate in fondazione e della natura dei terreni presenti in sito, le spalle del viadotto verranno fondate su pali. L'impronta della platea delle spalle è caratterizzata da una larghezza pari a circa 15m e una lunghezza pari a circa 15m. Si prevede la realizzazione di pali trivellati aventi un diametro pari a 1,2 m.

In Figura 10-3 si riporta un profilo tipologico per le spalle in progetto.

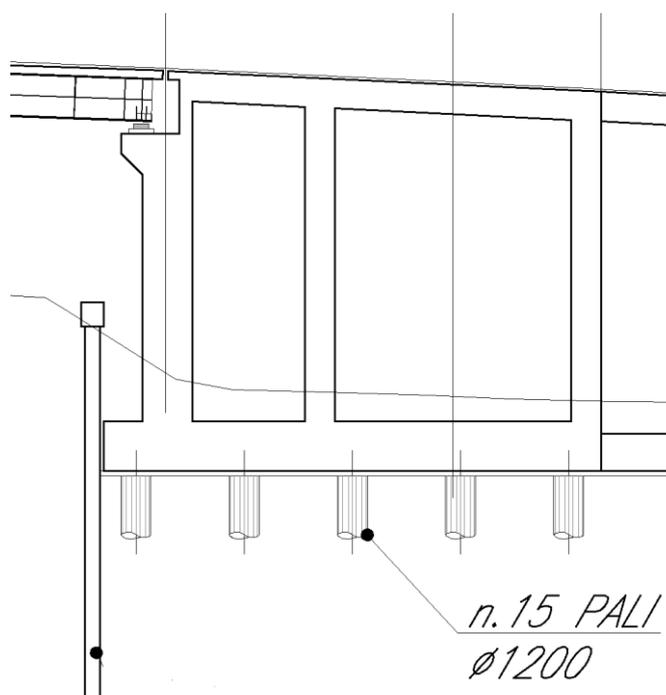


Figura 10-3 – Profilo tipologico delle fondazioni su pali delle spalle

## 10.2 Capacità portante delle fondazioni dirette

### 10.2.1 Metodologia

Il calcolo della resistenza di progetto nei confronti della capacità portante  $R_d$  per le fondazioni dell'opera in progetto è sviluppato in accordo alle NTC2018 [N.1].

Le valutazioni riguardanti le fondazioni dirette degli scatolari vengono sviluppate come segue:

- Valutazione della resistenza geotecnica in condizioni statiche (SLU): Approccio 2 Cap. 6.4.2 NTC2018 [N.1] (A1+M1+R3). I coefficienti parziali sulle azioni A1, sui parametri geotecnici dei terreni M1 e sulle resistenze R3 sono riportati rispettivamente in Figura 10-4, Figura 10-5, Figura 10-6;
- La verifica della resistenza geotecnica in condizioni sismiche (SLV) prevede che i coefficienti sulle azioni e sui materiali siano posti uguali all'unità e che i coefficienti sulle resistenze siano gli stessi considerati in condizioni statiche, riportati in Figura 10-6, pertanto la resistenza di progetto  $R_d$  sarà la medesima delle condizioni statiche.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_f$ (o $\gamma_g$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_0$

Figura 10-4. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per le verifiche SLU (Tab.6.2.I NTC2018 [N.1])

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 10-5. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per le verifiche SLU (Tab.6.2.II NTC2018 [N.1])

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

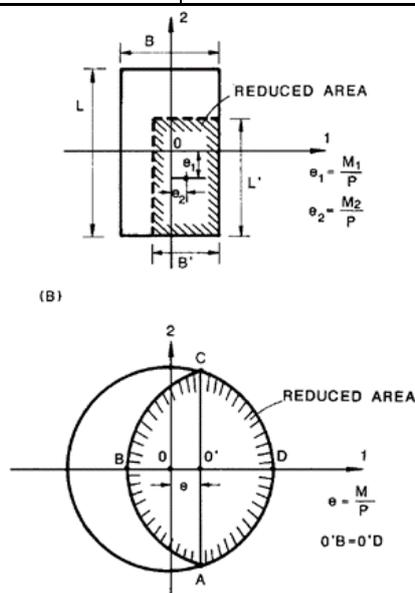
Figura 10-6. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  sulle resistenze caratteristiche dei pali per verifiche SLU (Tab.6.4.I NTC2018 [N.1])

La capacità portante di progetto della fondazione superficiale  $R_d$  viene valutata a partire dal valore caratteristico in accordo alla seguente equazione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} = \frac{q_{lim} * B' * L'}{\gamma_r}$$

essendo:

$B' * L' =$  area resistente efficace in accordo a Meyerhof, 1963 [N.40] (Figura 10-7)



**Figura 10-7 – Dimensioni efficaci per fondazioni quadrate e circolari sottoposte a carichi eccentrici (Meyerhof, 1963)**

Il valore caratteristico e successivamente quello di progetto della capacità portante  $R_d$  è stato calcolato con riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen (1970 [N.11]) e Vesic (1973 [N.56]).

In accordo alle NTC2018 [N.1] la verifica è da ritenersi soddisfatta se la resistenza di progetto  $R_d$  risulta non inferiore alle azioni di progetto:

$$E_d \leq R_d$$

I risultati vengono riportati per le sole stratigrafie di riferimento per le fondazioni degli scatolari e per le fondazioni delle spalle del viadotto in progetto.

### 10.2.2 Risultati Stratigrafia 2

Nel presente paragrafo si riportano i valori resistenza di progetto  $R_d$  di progetto per fondazioni superficiali aventi dimensioni assimilabili a quelle previste per l'opera in progetto (Tabella 10-1) con riferimento alla Stratigrafia 2.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	106 di 153

**Tabella 10-1 – Dimensioni delle fondazioni studiate**

Fondazione	B'	L'
	[m]	[m]
1	12.5	20
2	14	20
3	15.5	20
4	18	20
5	12.5	Nastriforme
6	14	Nastriforme
7	15.5	Nastriforme
8	18	Nastriforme

Poiché il livello di falda risulta tale da interessare gli strati di materiale fine superficiali, la capacità portante è stata valutata sia in condizioni drenate che non drenate.

Il calcolo è stato svolto per valori di profondità del piano di posa pari a 1 m, 2 m e 2,5 m.

I parametri geomeccanici utilizzati nel calcolo sono stati scelti tenendo in considerazione la stratificazione del terreno, in accordo a Bowles (1960, [N.15]). Il calcolo della capacità portante di progetto in condizioni drenate è stato svolto rispettivamente per H/N (rapporto tra azione verticale e orizzontale) nullo e pari al 10%. Poiché in condizioni non drenate la capacità portante di una fondazione dipende dal valore dell'azione orizzontale H e non dal rapporto tra quest'ultima e l'azione verticale N, per tali condizioni si è considerato  $H/N=0$ .

Il livello di falda è stato assunto ad una profondità di 3 m da piano campagna.

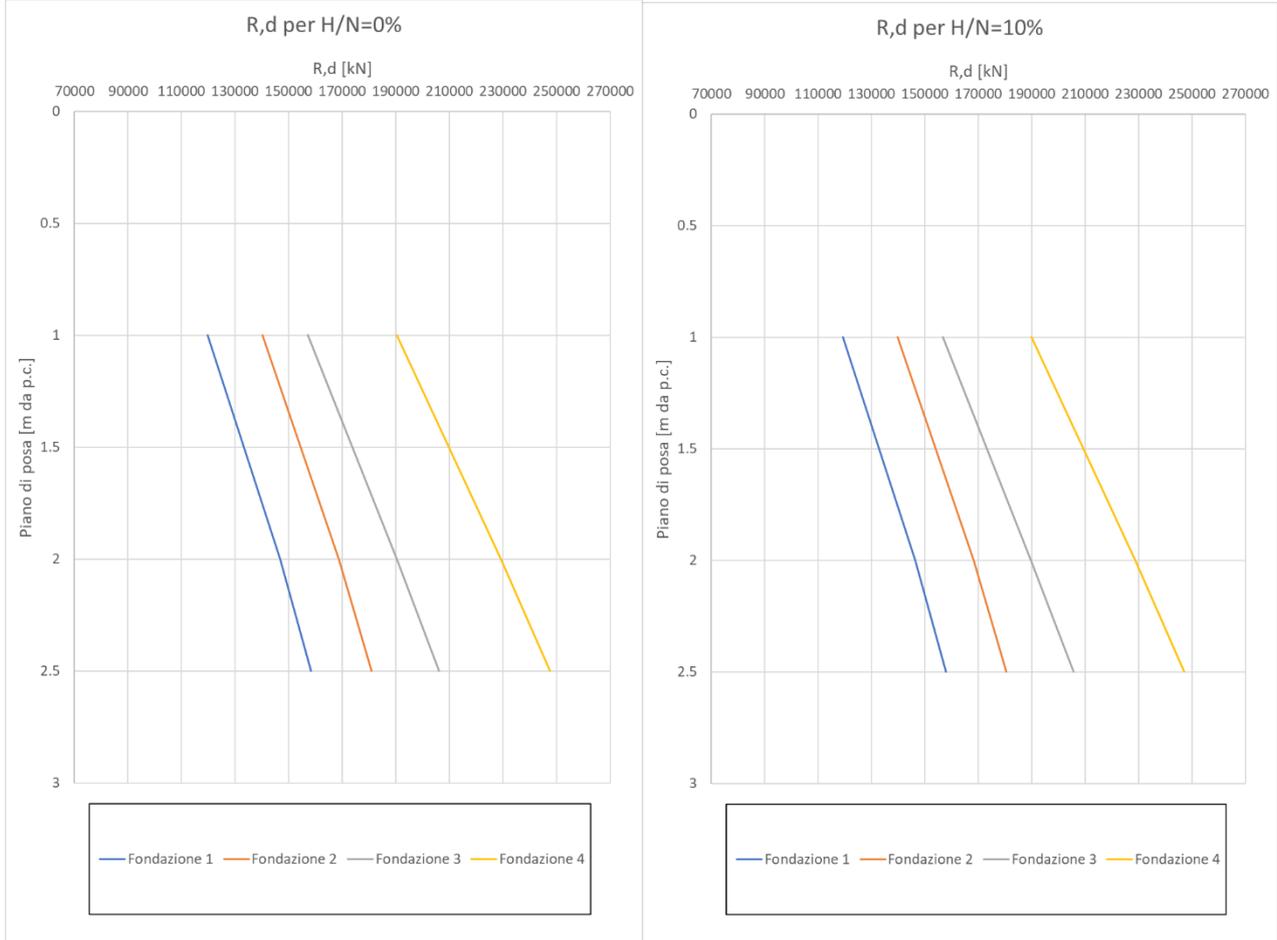
Per semplicità di rappresentazione, in Figura 10-8 si riportano i risultati ottenuti in condizioni drenate per le fondazioni di lunghezza pari a 20 m (Fondazioni da 1 a 4 in Tabella 10-1), in Figura 10-9 si riportano i risultati ottenuti in condizioni drenate per fondazioni nastriformi (Fondazioni da 5 a 8 in Tabella 10-1), infine in Figura 10-10 si riportano i risultati ottenuti in condizioni non drenate.

Si noti che i valori di resistenza di progetto di  $R_d$  fanno riferimento alle dimensioni efficaci della fondazione  $B'$  ed  $L'$ , definite in accordo al paragrafo precedente.

Si ritiene necessario che la scelta della profondità del piano di posa debba essere tale da permettere la completa rimozione dello strato di terreno di riporto presente in superficie.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

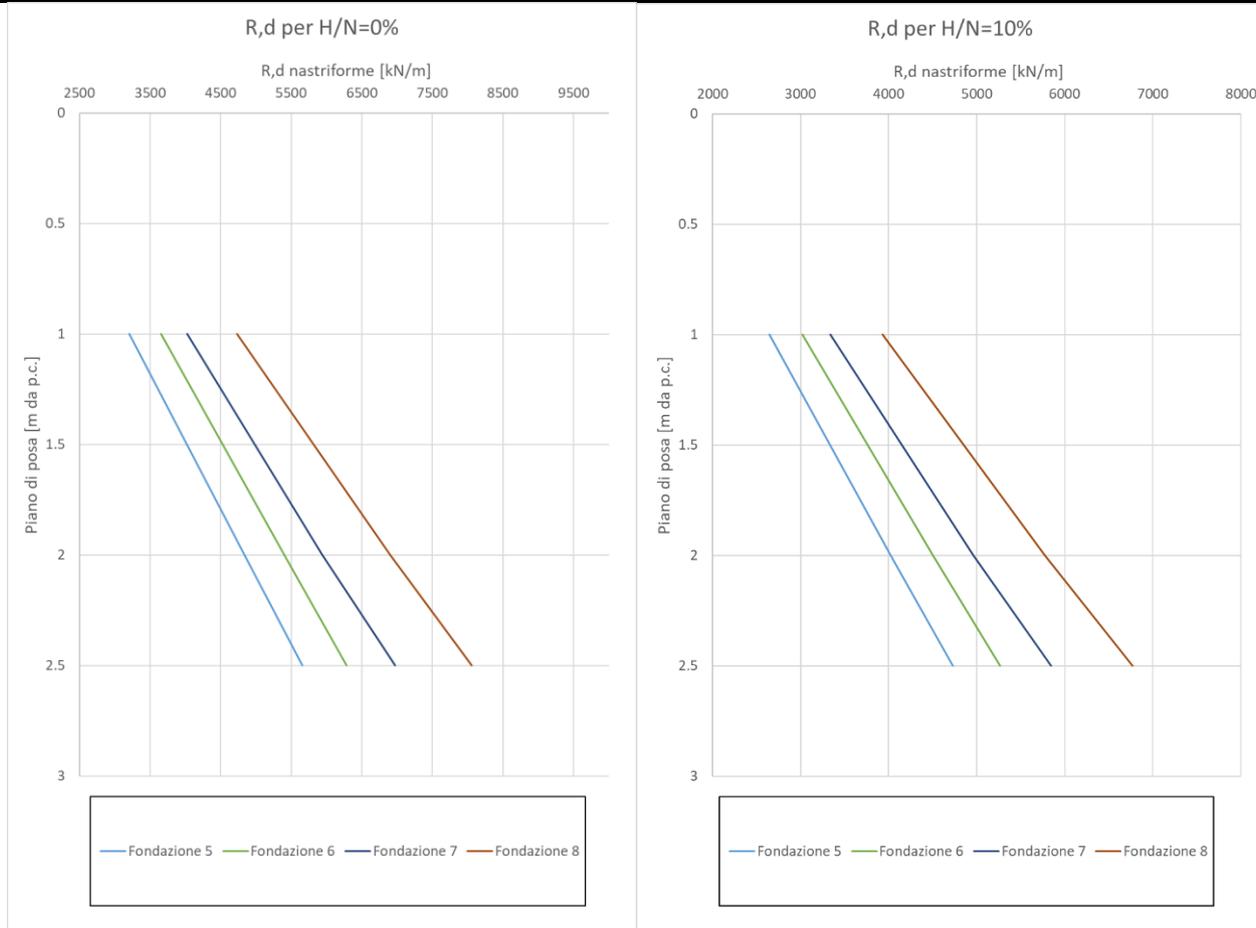
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	107 di 153



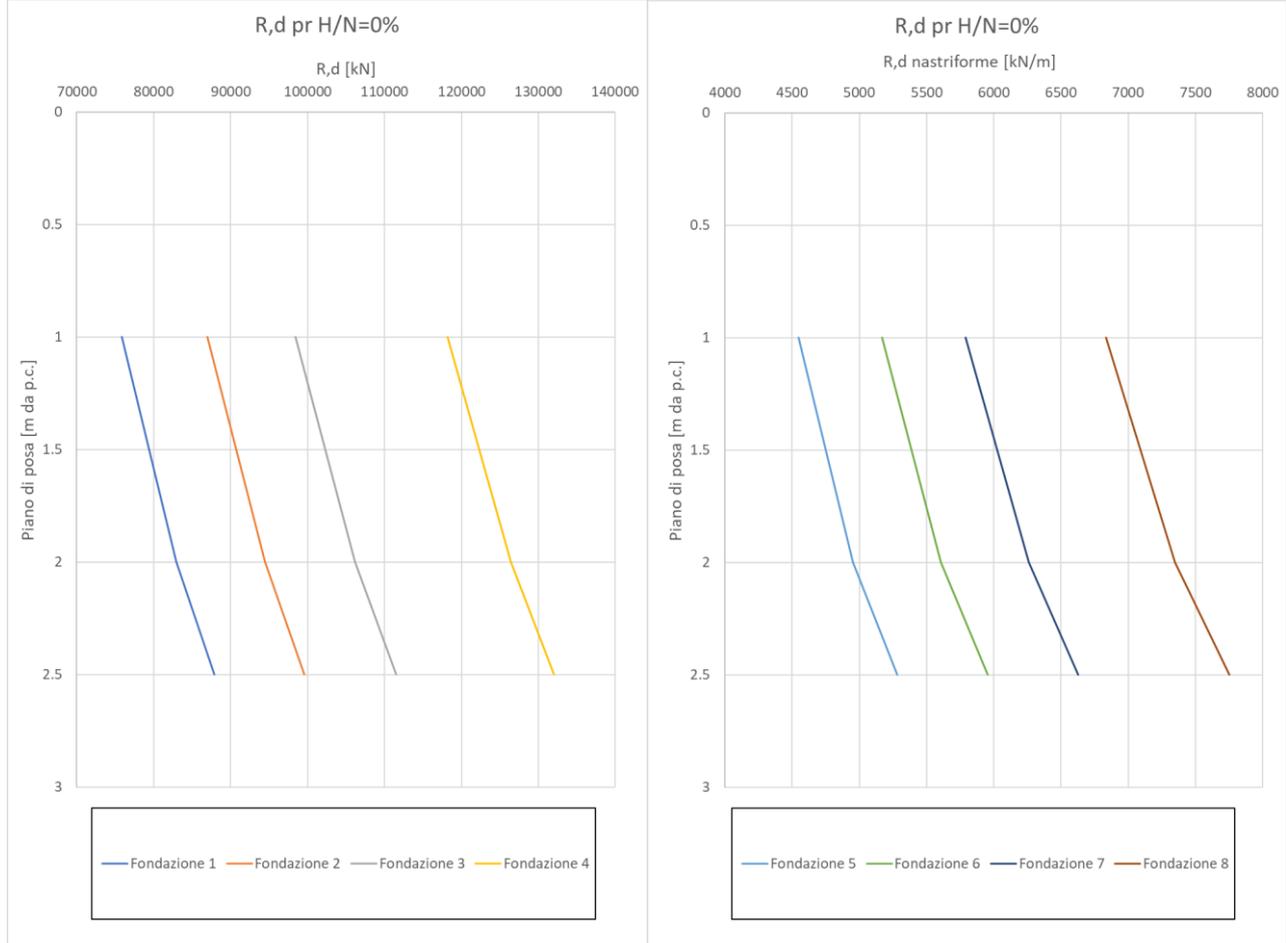
**Figura 10-8 – Valori di Rd ottenuti per H/N=0% (a sinistra) e H/N=10% (a destra) – Condizioni drenate – Stratigrafia 2 – Fondazioni di lunghezza L=20 m**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	108 di 153



**Figura 10-9 – Valori di Rd ottenuti per H/N=0% (a sinistra) e H/N=10% (a destra) – Condizioni drenate – Stratigrafia 2 – Fondazioni nastriorme**



**Figura 10-10 – Valori di Rd ottenuti per H/N=0% - Condizioni non drenate – Stratigrafia 2 – Fondazioni di lunghezza L=20m (a sinistra) e fondazioni nastriformi (a destra)**

### 10.2.3 Risultati Stratigrafia 3

Nel presente paragrafo si riportano i valori resistenza di progetto  $R_d$  di progetto per fondazioni superficiali aventi dimensioni assimilabili a quelle previste per l'opera in progetto (Tabella 10-1) con riferimento alla Stratigrafia 3.

Poiché il livello di falda risulta tale da interessare gli strati di materiale fine superficiali, la capacità portante è stata valutata sia in condizioni drenate che non drenate.

Il calcolo è stato svolto per valori di profondità del piano di posa pari a 1 m, 2 m e 2,5 m.

I parametri geomeccanici utilizzati nel calcolo sono stati scelti tenendo in considerazione la stratificazione del terreno, in accordo a Bowles (1960, [N.15]). Il calcolo della capacità portante di progetto in condizioni drenate è stato svolto rispettivamente per H/N (rapporto tra azione verticale e orizzontale) nullo e pari al 10%. Poiché in condizioni non drenate la capacità portante di una fondazione dipende dal valore dell'azione orizzontale H e non dal rapporto tra quest'ultima e l'azione verticale N, per tali condizioni si è considerato H/N=0.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

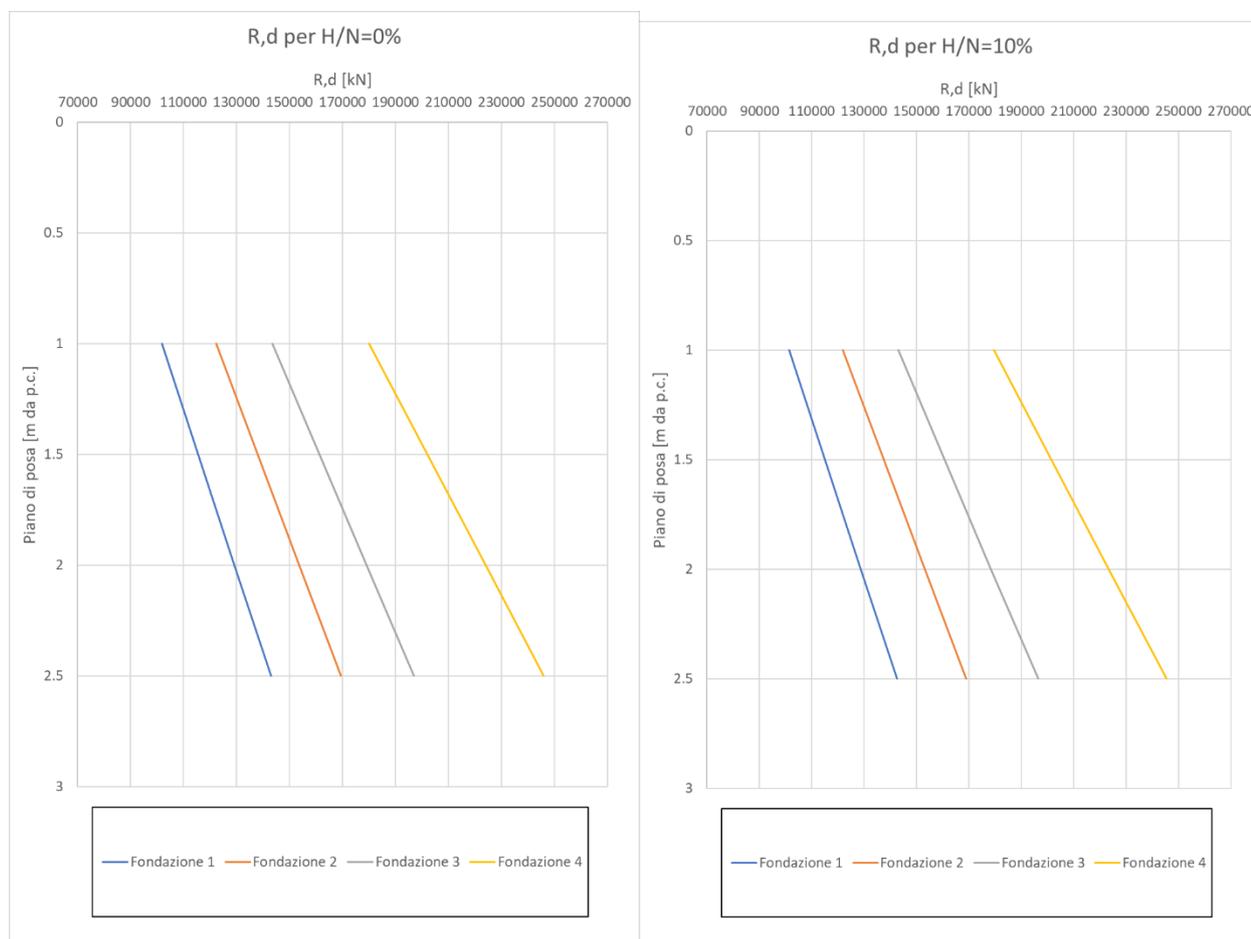
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	110 di 153

Il livello di falda è stato assunto ad una profondità di 3 m da piano campagna.

Per semplicità di rappresentazione, in Figura 10-11 si riportano i risultati ottenuti in condizioni drenate per le fondazioni di lunghezza pari a 20 m (Fondazioni da 1 a 4 in Tabella 10-1), in Figura 10-12 si riportano i risultati ottenuti in condizioni drenate per fondazioni nastriformi (Fondazioni da 5 a 8 in Tabella 10-1), infine in Figura 10-13 si riportano i risultati ottenuti in condizioni non drenate.

Si noti che i valori di resistenza di progetto di  $R_d$  fanno riferimento alle dimensioni efficaci della fondazione  $B'$  ed  $L'$ , definite in accordo al paragrafo precedente.

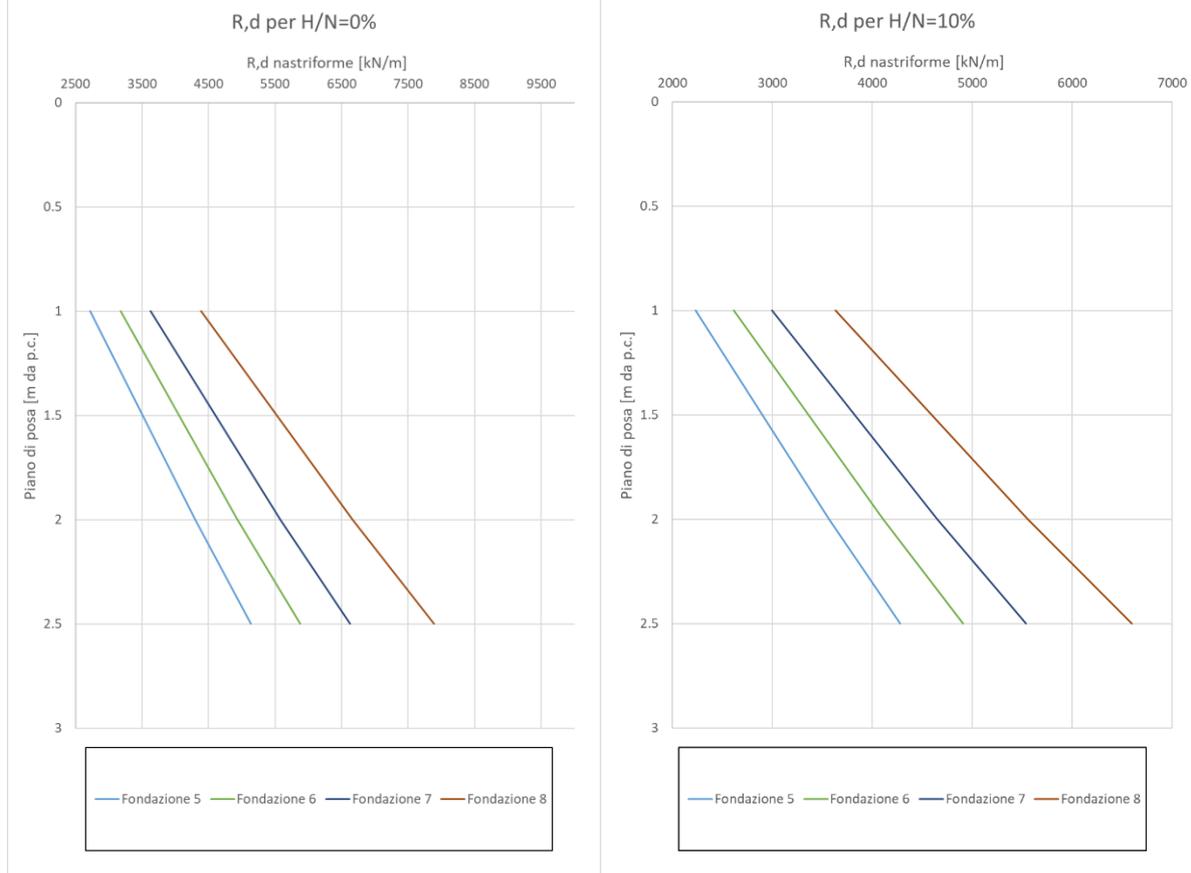
Si ritiene necessario che la scelta della profondità del piano di posa debba essere tale da permettere la completa rimozione dello strato di terreno di riporto presente in superficie.



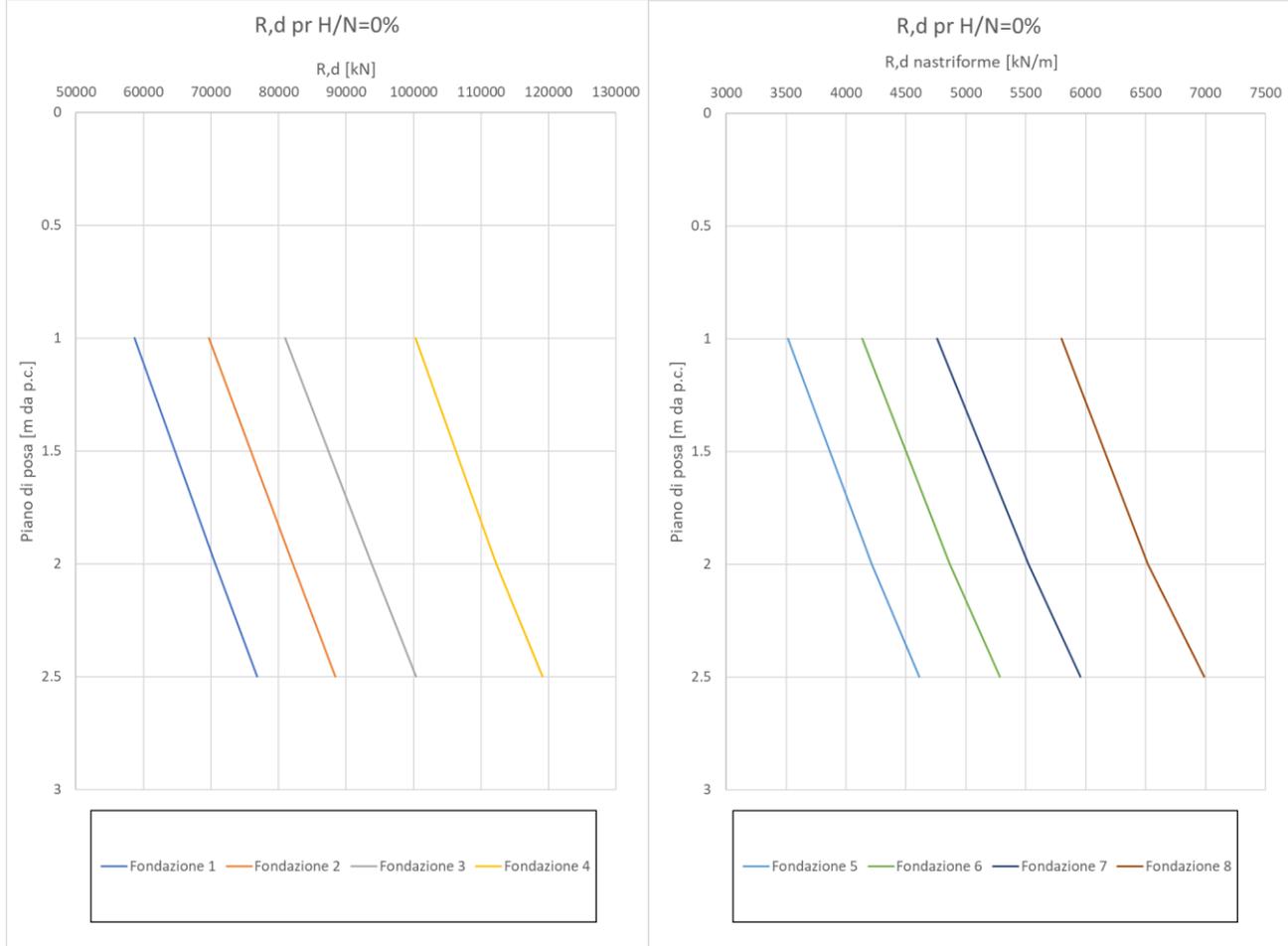
**Figura 10-11 – Valori di  $R_d$  ottenuti per  $H/N=0\%$  (a sinistra) e  $H/N=10\%$  (a destra) – Condizioni drenate – Stratigrafia 3 – Fondazioni di lunghezza  $L=20$  m**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	111 di 153



**Figura 10-12 – Valori di  $R_d$  ottenuti per  $H/N=0\%$  (a sinistra) e  $H/N=10\%$  (a destra) – Condizioni drenate – Stratigrafia 3 – Fondazioni nastriformi**



**Figura 10-13 – Valori di Rd ottenuti per H/N=0% - Condizioni non drenate – Stratigrafia 3 – Fondazioni di lunghezza L=20m (a sinistra) e fondazioni nastriformi (a destra)**

### 10.3 Calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette

#### 10.3.1 Metodologia

In accordo alla stratigrafia e ai parametri caratteristici dei terreni per ognuna delle stratigrafie, il calcolo del cedimento è stato svolto considerando l'incremento di sforzo nel terreno con la profondità in accordo alla teoria elastica di Boussinesq (1885) [N.11], la quale assimila il terreno ad un semi-spazio elastico lineare, omogeneo, isotropo ed un carico uniformemente distribuito.

Il valore totale del cedimento è stato calcolato come la somma dei cedimenti degli strati di terreno a grana grossa e degli strati di terreno a grana fine dovuti all'incremento di sforzo nel singolo strato. Per entrambe le tipologie di terreno il cedimento è stato ottenuto integrando la soluzione di Boussinesq (1885) [N.11] (Si veda Poulos and Davis, 1974 [N.44]). Il cedimento totale al piano di posa della fondazione è stato ottenuto sommando il contributo di ogni strato dove l'incremento di sforzo dovuto ai carichi applicati risulta maggiore del 10% rispetto allo stato di sforzo originario in sito.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	113 di 153

Il cedimento di consolidazione è calcolato come differenza tra il cedimento immediato calcolato considerando il modulo elastico operativo in condizioni non drenate e un modulo di Poisson pari a 0.49, ed il cedimento totale considerando il modulo elastico operativo e il modulo di Poisson in condizioni drenate.

Per considerare l'interazione tra terreno e fondazione si è definito il parametro di rigidità relativa per fondazioni rettangolari  $K_R$  (Fraser e Wardle, 1986 [N.26]) :

$$K_r = \frac{4 E_f}{3 E'} * \left( \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \right) * \left( \frac{t}{B} \right)^2$$

essendo:

- $E_f$  = il modulo elastico del calcestruzzo;
- $E'$  = il modulo elastico del terreno;
- $\nu$  = il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;
- $\nu_f$  = il coefficiente di Poisson del terreno;
- $t$  = lo spessore della fondazione;
- $B$  = la larghezza della fondazione.

La fondazione è da considerarsi rigida se  $K_R > 10$  e flessibile per  $K_R < 0,05$ . Per i casi intermedi verranno forniti i cedimenti in centro e allo spigolo della fondazione e quelli per fondazione rigida.

La stima del cedimento è stata svolta con riferimento alla pressione netta  $p_{net}$ , ovvero l'incremento di sforzo agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla tensione geostatica preesistente.

Il calcolo è stato svolto per le medesime fondazioni di cui al paragrafo precedente.

I risultati vengono riportati per le sole stratigrafie di riferimento per le fondazioni degli scatolari e per le fondazioni delle spalle del viadotto in progetto.

### 10.3.2 Risultati Stratigrafia 2

Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i cedimenti ottenuti con riferimento alla Stratigrafia 2 per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto (Tabella 10-1); la profondità del piano di posa è stata considerata pari a 2 m da piano campagna. Il valore del cedimento è stato stimato per valori di  $p_{net}$  pari a 60 kPa (Tabella 10-2e Tabella 10-3), pari a 80 kPa (Tabella 10-4 e Tabella 10-5) e pari a 100 kPa (Tabella 10-6 e Tabella 10-7).

**Tabella 10-2 - Valori di cedimento immediato atteso –  $p_{net} = 60$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	2,5	0,9	1,9
Fondazione 2	1,9	2,6	1,0	2,1
Fondazione 3	1,4	2,6	0,9	2,0
Fondazione 4	1,4	2,7	1,0	2,2
Fondazione 5	1,9	2,7	1,0	2,1
Fondazione 6	1,9	2,9	1,0	2,3
Fondazione 7	1,2	2,8	1,0	2,2
Fondazione 8	1,2	3,0	1,1	2,4

**Tabella 10-3 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 60$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	2,5	1,0	2,0
Fondazione 2	1,9	2,8	1,1	2,3
Fondazione 3	1,4	2,7	1,0	2,1
Fondazione 4	1,4	3,0	1,2	2,4
Fondazione 5	1,9	2,8	1,0	2,2
Fondazione 6	1,9	3,1	1,2	2,5
Fondazione 7	1,2	2,9	1,1	2,3
Fondazione 8	1,2	3,4	1,2	2,7

**Tabella 10-4 - Valori di cedimento immediato atteso –  $p_{net} = 80$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	3,4	1,3	2,7
Fondazione 2	1,9	3,6	1,4	2,9
Fondazione 3	1,4	3,5	1,3	2,8
Fondazione 4	1,4	3,8	1,5	3,0
Fondazione 5	1,9	3,6	1,3	2,9
Fondazione 6	1,9	4,0	1,5	3,1
Fondazione 7	1,2	3,8	1,4	3,0
Fondazione 8	1,2	4,2	1,5	3,3

**Tabella 10-5 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 80$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	3,5	1,4	2,8
Fondazione 2	1,9	4,0	1,6	3,2
Fondazione 3	1,4	3,7	1,4	2,9
Fondazione 4	1,4	4,2	1,7	3,4
Fondazione 5	1,9	3,8	1,5	3,0
Fondazione 6	1,9	4,4	1,7	3,5
Fondazione 7	1,2	4,0	1,5	3,2
Fondazione 8	1,2	4,7	1,8	3,7

**Tabella 10-6 - Valori di cedimento immediato atteso –  $p_{net} = 100$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	4,3	1,7	3,4
Fondazione 2	1,9	4,7	1,9	3,7
Fondazione 3	1,4	4,5	1,7	3,5
Fondazione 4	1,4	4,9	1,9	3,9
Fondazione 5	1,9	4,6	1,7	3,7
Fondazione 6	1,9	5,1	1,9	4,1
Fondazione 7	1,2	4,8	1,8	3,8
Fondazione 8	1,2	5,4	2,0	4,3

**Tabella 10-7 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 100$  kPa – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	1,9	4,5	1,8	3,6
Fondazione 2	1,9	5,1	2,1	4,1
Fondazione 3	1,4	4,7	1,8	3,7
Fondazione 4	1,4	5,4	2,2	4,4
Fondazione 5	1,9	4,9	1,9	3,9
Fondazione 6	1,9	5,7	2,3	4,6
Fondazione 7	1,2	5,1	2,0	4,1
Fondazione 8	1,2	6,1	2,3	4,9



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	117 di 153

### 10.3.3 Risultati Stratigrafia 3

Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i cedimenti ottenuti con riferimento alla Stratigrafia 3 per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto (Tabella 10-1), la profondità del piano di posa è stata considerata pari a 2 m da piano campagna. Il valore del cedimento è stato stimato per valori di  $p_{net}$  pari a 60 kPa (Tabella 10-8 Tabella 10-9), pari a 80 kPa (Tabella 10-10 e Tabella 10-11) e pari a 100 kPa (Tabella 10-12 e Tabella 10-13).

**Tabella 10-8 - Valori di cedimento immediato atteso –  $p_{net} = 60$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	2,6	1,0	2,0
Fondazione 2	2,1	2,8	1,1	2,2
Fondazione 3	1,5	2,7	1,0	2,1
Fondazione 4	1,5	2,9	1,1	2,3
Fondazione 5	2,0	2,8	1,0	2,2
Fondazione 6	2,0	3,0	1,1	2,4
Fondazione 7	1,3	2,9	1,0	2,3
Fondazione 8	1,3	3,2	1,1	2,5



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	118 di 153

**Tabella 10-9 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 60$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	2,6	1,0	2,1
Fondazione 2	2,1	2,8	1,1	2,2
Fondazione 3	1,5	2,7	1,0	2,1
Fondazione 4	1,5	3,0	1,1	2,4
Fondazione 5	2,0	2,8	1,0	2,2
Fondazione 6	2,0	3,1	1,2	2,5
Fondazione 7	1,3	2,9	1,1	2,3
Fondazione 8	1,3	3,3	1,2	2,6

**Tabella 10-10 - Valori di cedimento atteso immediato –  $p_{net} = 80$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	3,5	1,4	2,8
Fondazione 2	2,1	3,8	1,5	3,0
Fondazione 3	1,5	3,6	1,4	2,9
Fondazione 4	1,5	4,0	1,5	3,2
Fondazione 5	2,0	3,8	1,4	3,0
Fondazione 6	2,0	4,1	1,5	3,3
Fondazione 7	1,3	3,9	1,4	3,1
Fondazione 8	1,3	4,4	1,6	3,4

**Tabella 10-11 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 80$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	3,5	1,4	2,8
Fondazione 2	2,1	3,9	1,6	3,1
Fondazione 3	1,5	3,7	1,4	2,9
Fondazione 4	1,5	4,1	1,6	3,3
Fondazione 5	2,0	3,8	1,4	3,0
Fondazione 6	2,0	4,3	1,7	3,4
Fondazione 7	1,3	4,0	1,5	3,2
Fondazione 8	1,3	4,6	1,7	3,7



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	120 di 153

**Tabella 10-12 - Valori di cedimento immediato atteso –  $p_{net} = 100$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	4,4	1,7	3,5
Fondazione 2	2,1	4,8	1,9	3,9
Fondazione 3	1,5	4,6	1,8	3,7
Fondazione 4	1,5	5,1	2,0	4,1
Fondazione 5	2,0	4,8	1,8	3,8
Fondazione 6	2,0	5,3	2,0	4,2
Fondazione 7	1,3	5,0	1,8	3,9
Fondazione 8	1,3	5,6	2,1	4,4

**Tabella 10-13 - Valori di cedimento totale atteso –  $p_{net} = 100$  kPa – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
Fondazione 1	2,1	4,5	1,8	3,6
Fondazione 2	2,1	5,0	2,1	4,1
Fondazione 3	1,5	4,7	1,8	3,7
Fondazione 4	1,5	5,3	2,1	4,3
Fondazione 5	2,0	4,9	1,9	3,9
Fondazione 6	2,0	5,6	2,2	4,5
Fondazione 7	1,3	5,1	1,9	4,0
Fondazione 8	1,3	6,0	2,3	4,8

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</b>					
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>121 di 153</b>

#### 10.3.4 Considerazioni conclusive sulla stima dei cedimenti.

Per la stima dei cedimenti degli scatolari di approccio è stato considerato un set di valori di carichi netti agenti in fondazione pari a 60 kPa, 80kPa e 100 kPa. Tali valori di carico risultano ampiamente cautelativi nei confronti del calcolo dei cedimenti in quanto trattasi di fondazione compensata. A rigore, infatti, occorrerebbe detrarre dal peso dello scatolare stesso, il peso del terreno asportato per la posa dell'opera.

I cedimenti, inoltre, sono stati valutati considerando diverse dimensioni degli scatolari, in considerazione della variabilità, in senso longitudinale e trasversale allo sviluppo dell'opera, per tener conto sia del cedimento del singolo scatolare che dell'insieme di scatolari giuntati tra loro (fondazione nastriforme).

Assumendo tali geometrie di calcolo, è stato calcolato il cedimento totale e l'aliquota di cedimento immediato. Dall'analisi dei risultati riportati al cap. 10.3, si deduce che il cedimento residuo (calcolato come differenza tra il cedimento totale e quello immediato) atteso per le fondazioni degli scatolari di approccio al cavalcaferrovia risulta dell'ordine dei 0.3/0.6 cm, coincidente con il cedimento differenziale tra scatolare di approccio e spalla del cavalcaferrovia assumendo che quest'ultima opera non subisca spostamenti verticali nel tempo.

Tali valori risultano, anche in virtù delle considerazioni appena illustrate, cautelative rispetto alla funzionalità dell'intera opera.

## 10.4 Modulo di reazione di sottofondo

### 10.4.1 Metodologia

Nei calcoli strutturali l'interazione terreno-struttura può essere modellata in maniera semplificata adottando il ben noto modello di Winkler. Il modello assume che tra la pressione ( $p$ ) in un punto della superficie e il corrispondente cedimento ( $w$ ) esiste una proporzionalità diretta, esprimibile mediante il coefficiente  $k_s = p/w$  che prende il nome di coefficiente di sottofondo o coefficiente di Winkler e che, nel modello, diventa una caratteristica del terreno. L'interazione tra fondazione e terreno è quindi ricondotta a quella di una piastra (o trave) che poggia su un letto di molle elastiche, indipendenti tra loro, di rigidità costante  $k_s$ .

Il modello si caratterizza per il fatto che il cedimento resta localizzato al di sotto dell'impronta della fondazione e che il suo valore, una volta che sia assegnato quello di  $k_s$  non dipende dalle dimensioni in pianta della fondazione. Nonostante tali effetti non siano realistici, il modello viene generalmente utilizzato per il calcolo delle fondazioni, avendo il pregio di essere molto semplice e di fornire valori di sollecitazioni che sono poco sensibili al variare di  $k_s$  in un intervallo molto ampio.

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore della costante  $k_s$  in funzione delle dimensioni della fondazione  $B$  ed  $L$ , del modulo di Young del calcestruzzo  $E$ , del modulo di Young del terreno  $E_s$  e del coefficiente di Poisson  $\nu_s$ .

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si è fatto riferimento alle seguenti correlazioni:

- Meyerhof (1963, [N.39]);
- Vesic (1963, [N.56]);
- Selvadurai (1979, [N.50]);
- Bowles (1960, [N.15]).



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	122 di 153

In accordo a Meyerhof (1963, [N.39]) il valore del coefficiente  $k_s$  può essere definito con la seguente legge:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2)}$$

Vesic (1963, [N.56]) la seguente formulazione per la determinazione del coefficiente di reazione di sottofondo:

$$k_s = \frac{0.65 * E_s}{B * (1 - \nu_s^2)} * \sqrt[12]{\frac{B^4 * E_s}{EI}}$$

essendo:

$I$  = l'inerzia della sezione trasversale della fondazione

Il valore del coefficiente  $k_s$  può essere definito anche sulla base della correlazione proposta da Selavadurai (1979, [N.50]):

$$k_s = \frac{0.65}{B} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$$

Per tenere in considerazione la tridimensionalità delle opere di fondazione, Bowles (1960, [N.15]) ha proposto una correlazione dipendente anche dalla lunghezza  $L$  della fondazione:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2) * c_t}$$

essendo:

$c_t$  = Un coefficiente di forma definito in accordo alla Tabella 10-14

**Tabella 10-14 – Fattori di forma per la stima di  $k_s$  – Bowles (1960, [N.15])**

Fattore di forma per la stima del coefficiente $k_s$	
Fondazione rigida	$c_t$
Rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089(L/B)$

#### 10.4.2 Risultati Stratigrafia 2

Con riferimento alla Stratigrafia 2, in Tabella 10-15 si riportano i valori di  $k_s$  ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto (Tabella 10-1) Tabella 10-1e considerando il piano di posa ad una profondità pari a 2 m da piano campagna.

**Tabella 10-15 – Costanti di Winkler  $k_s$  – Stratigrafia 2**

Tipo di fondazione	Meyerhof (1961)	Vesic (1963)	Selavadurai (1979)	Bowles (1960)
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Fondazione 1	2560	2030	1660	2320
Fondazione 2	2560	2030	1660	1300
Fondazione 3	2290	1860	1490	2190
Fondazione 4	2290	1860	1490	1200
Fondazione 5	2070	1640	1342	2090
Fondazione 6	2070	1640	1342	1110
Fondazione 7	1780	1470	1160	1990
Fondazione 8	1780	1470	1160	1000

#### 10.4.3 Risultati Stratigrafia 3

In Tabella 10-15 si riportano i valori di  $k_s$  ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto (Tabella 10-1) e considerando il piano di posa ad una profondità pari a 2 m da piano campagna.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	124 di 153

**Tabella 10-16 – Costanti di Winkler  $k_s$  – Stratigrafia 3**

Tipo di fondazione	Meyerhof (1961)	Vesic (1963)	Selavadurai (1979)	Bowles (1960)
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Fondazione 1	2480	1050	1610	2240
Fondazione 2	2480	1050	1610	1260
Fondazione 3	2210	1790	1440	2210
Fondazione 4	2210	1790	1440	1160
Fondazione 5	2000	1580	1300	2020
Fondazione 6	2000	1580	1300	1080
Fondazione 7	1720	1410	1120	1890
Fondazione 8	1720	1410	1120	970



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	125 di 153

## 10.5 Curve di capacità portante per palo singolo

### 10.5.1 Metodologia

Il calcolo della resistenza di progetto nei confronti della capacità portante  $R_d$  per le fondazioni profonde delle spalle del viadotto in progetto è sviluppato in accordo alle NTC2018 (Doc. Rif. [N.1]).

Le valutazioni riguardanti le fondazioni su pali sono state effettuate come segue:

- Valutazione della resistenza geotecnica dei pali ai carichi assiali in condizioni statiche (SLU): Approccio 2 Cap. 6.4.3.1 NTC2018 [N.1] (A1+M1+R3). I coefficienti parziali sulle azioni A1, sui parametri geotecnici dei terreni M1 e sulle resistenze R3 sono riportati rispettivamente in Figura 10-4, Figura 10-5, Figura 10-14;
- La verifica della resistenza geotecnica in condizioni sismiche (SLV) prevede che i coefficienti sulle azioni e sui materiali siano posti pari all'unità : i coefficienti sulle azioni e sui materiali sono posti uguali all'unità, i coefficienti sulle resistenze sono gli stessi considerati in condizioni statiche, riportati in Figura 10-14.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$			
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

\* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 10-14. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  sulle resistenze caratteristiche dei pali per verifiche SLU (Tab.6.4.II NTC2018)

#### 10.5.1.1 Resistenza di progetto a compressione

La resistenza di progetto a compressione  $R_{c,d}$  di un palo, può essere espressa dalla seguente relazione:

$$R_{c,d} = \frac{Q_L}{\gamma_s \xi_{3,4}} + \frac{Q_B}{\gamma_b \xi_{3,4}} - W'_p$$

dove  $Q_L$  e  $Q_B$  sono rispettivamente la resistenza laterale e di base (di calcolo), mentre  $W'_p$  è il peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno). I coefficienti  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$  sono rispettivamente il coefficiente parziale laterale in compressione e alla base riferiti alla tecnologia realizzativa dei pali (v. Figura 10-14). In particolare per pali trivellati si è considerato:

- $\gamma_{R3} = 1.15$  per la resistenza lungo la superficie laterale in compressione
- $\gamma_{R3} = 1.25$  per la resistenza lungo la superficie laterale in trazione
- $\gamma_{R3} = 1.35$  per la resistenza di base.

Il valore dei coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  è dipendente dal numero di verticali d'indagine indipendenti realizzate nell'area interessata dalla fondazione in progetto.

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI</b> <b>TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO</b> <b>SEDE.</b>					
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>126 di 153</b>

Ai fini della valutazione dei fattori di correlazione  $\xi$  per la resistenza dei pali di fondazione, sulla base di quanto prescritto della normativa vigente [N.1], la numerosità delle verticali di indagine deve essere riferita allo stesso sistema di fondazione, tenendo in conto:

- delle verticali di indagine che raggiungono una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in modo da consentire una completa identificazione del modello geotecnico del sottosuolo, per le verifiche a carichi assiali;
- delle verticali di indagine che consentono una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di collasso del sistema palo-terreno, per le verifiche a carichi trasversali.

Inoltre, come chiarito dalla Circ. C.S.LL.PP. 21 /01/2019 [N.2], il numero di verticali di indagine deve essere riferito al volume significativo, ovvero, nel caso di un'opera lineare come un viadotto, tale volume risulta quello relativo ad ogni singola fondazione.

Per quanto sopra, nel dimensionamento delle fondazioni profonde si assume un valore del coefficiente  $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$ , per le verifiche sia a carichi verticali sia a carichi trasversali.

#### Portata laterale

La resistenza laterale viene valutata sulla superficie laterale del palo di diametro  $D$  con la seguente:

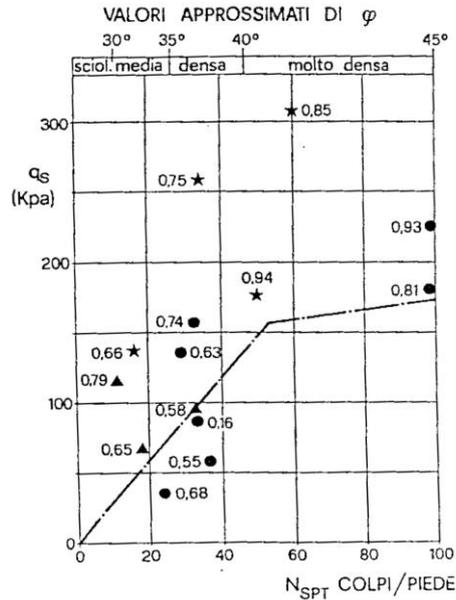
$$Q_L = \pi D \sum_{n^{\circ}strati} \tau_i h_i$$

dove, per ogni strato  $i$  di spessore  $h_i$  viene valutata la tensione tangenziale  $\tau_i$  sul fusto del palo come di seguito specificato.

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo a Viggiani (2014) [N.59], può essere valutata, in corrispondenza della tensione verticale efficace  $\sigma'_v$ , mediante la seguente:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

con  $k$  coefficiente di pressione laterale (pari a 0.7 per pali in compressione [N.6], [N.13], [N.45] e pari a 0.5 per pali in trazione [N.13]), mentre  $\varphi'$  è l'angolo d'attrito dello strato di terreno competente. Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  per pali trivellati di grande diametro in terreni sabbiosi è correlabile al numero di colpi di SPT mediante il seguente grafico [N.60].



**Figura 10-15 – Limitazione sulla resistenza lungo la superficie laterale del palo per terreni a grana grossa (Wright and Reese, 1979 [N.55])**

Nel presente caso, si assumono i seguenti valori di tensione tangenziale limite:

- bb1  $\tau_{lim} = 120$  [kPa]
- ASP-S  $\tau_{lim} = 120$  [kPa]

Per i depositi coesivi, la tensione tangenziale è valutata mediante la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove  $c_u$  è la resistenza al taglio in condizioni non drenate mentre  $\alpha$  è un coefficiente empirico di adesione, valutabile in ragione della coesione non drenata, secondo la seguente tabella [N.6] (per pali trivellati).

$c_u$	$\alpha$ [-]
$c_u \leq 25$ kPa	0.9
$25$ kPa $< c_u \leq 50$ kPa	0.8
$50$ kPa $< c_u \leq 75$ kPa	0.6
$c_u > 75$ kPa	0.4

Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi [N.6]. Tale metodologia sarà utilizzata per valutare la portanza laterale in tensioni totali (a breve termine – condizioni non drenate).

Sempre per i terreni coesivi, un metodo alternativo per la valutazione della tensione tangenziale mediante un approccio alle tensioni efficaci è quello investigato da Burland (1973) [N.17], Burland (1993) [N.18],

Burland e Twine (1988) [N.16] e Chen e Kulhaway (1994) [N.21]. Secondo tale approccio la tensione tangenziale può essere valutata, in corrispondenza della tensione verticale efficace  $\sigma'_v$ , mediante la seguente:

$$\tau_i = \beta \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

Dove il coefficiente  $\beta$  può essere scritto come

$$0.25 \leq \beta \left( = 0.1 + 0.4 \frac{c_u}{\sigma'_v} \right) \leq 0.55$$

Per il limite inferiore ( $\beta = 0.25$ ) si faccia riferimento alle raccomandazioni AGI (1984) [N.6] mentre il limite superiore ( $\beta = 0.55$ ) è stato desunto dai risultati presentati da Burland (1993) [N.18] e Chen e Kulhaway (1994) [N.21].

Il valore di tensione tangenziale limite  $\tau_{l,max}$  è pari a 100 kPa e 120 kPa rispettivamente per pali trivellati e pali infissi [N.6]. Tale metodologia sarà utilizzare per valutare la portanza laterale in tensioni efficaci (a lungo termine – condizioni drenate).

#### Portata di base

La resistenza di base di calcolo  $Q_B$  si determina mediante l'espressione seguente:

$$Q_B = A_p q_b$$

dove  $A_p$  è l'area di base e  $q_b$  è la resistenza unitaria alla punta. In presenza di stratificazioni, la resistenza alla punta deve essere calibrata secondo quanto specificato di seguito (Meyerhof (1976) [N.41]). All'interfaccia tra strati di terreno in cui si verifica una brusca variazione della resistenza unitaria alla punta, si "corregge" la resistenza di punta, secondo il criterio illustrato nella Figura 10-16, al fine di tener in conto dell'effetto degli strati con portanza di base unitaria ridotta. In Figura 10-16, a titolo esemplificativo, si rappresenta la situazione di sottosuolo stratificato, in cui la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinata alla condizione che il palo penetri nello strato con maggiore resistenza unitaria alla punta portante (strato 2) per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato con minore resistenza unitaria alla punta (strato 3), la resistenza diminuisce linearmente fino ad uguagliare, in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati, il valore che compete allo strato con minore resistenza unitaria alla punta.

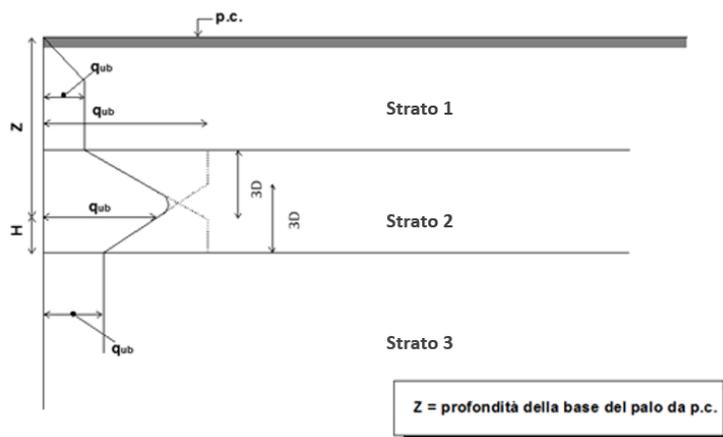
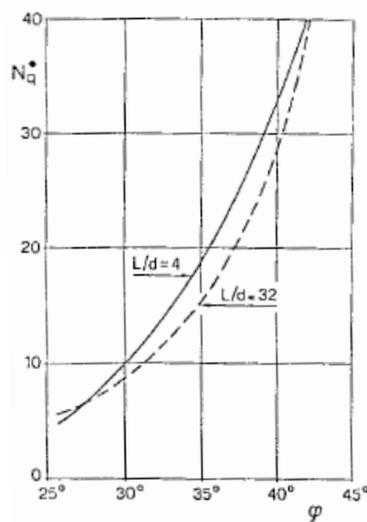


Figura 10-16 – Riduzione della capacità portante di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976 [N.41])

Per i depositi incoerenti, la resistenza unitaria alla base del palo (associabile a cedimenti compresi tra il 6% e il 10% del diametro del palo stesso, AGI (1984) [N.6]) viene valutata in funzione della tensione verticale efficace alla base del palo  $\sigma'_{v,base}$ , mediante la seguente espressione (AGI, 1984 [N.6]):

$$q_b = N_q^* \sigma'_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

con  $N_q^*$  coefficiente funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto  $L/D$ , determinato secondo AGI (1984) [N.6]. Nel caso di pali trivellati, tale coefficiente è da calcolare riducendo il valore di calcolo dell'angolo d'attrito come  $\varphi'_{calc} = \varphi' - 3^\circ$  (Kishida, 1967 [N.34]).



**Figura 10-17 – Coefficiente  $N_q^*$  corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base del palo [N.6]**

La resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  è determinabile in funzione della granulometria secondo quanto indicato da Gwizdala (1984) [N.28]:

**Tabella 10-17 – Valori limite della capacità portante di base per terreni a grana grossa (Gwizdala, 1984 [N.28])**

TIPO DI TERRENO	$q_{b,lim}$ [kPa]
Ghiaia	7000
Sabbia media	5500
Sabbia fine e sabbia limosa	4000

Per i depositi coesivi, la resistenza unitaria alla base viene determinata, in funzione della coesione non drenata  $c_u$  e della tensione verticale totale alla base del palo  $\sigma_{v,base}$ , con la seguente relazione:

$$q_b = 9 c_u + \sigma_{v,base} \leq q_{b,lim}$$

dove la resistenza unitaria limite  $q_{b,lim}$  è da valutarsi puntualmente in ragione delle caratteristiche meccaniche del terreno. Nel presente caso si assume pari a 3800 kPa.

### 10.5.1.2 Resistenza di progetto a trazione

La resistenza a trazione di progetto di un palo  $R_{t,d}$  può essere espressa dalla seguente relazione:

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI</b> <b>TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO</b> <b>SEDE.</b>												
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA9D</td> <td>00</td> <td>D 78 GE</td> <td>GE06 00 001</td> <td>A</td> <td>130 di 153</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	130 di 153
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	130 di 153								

$$R_{t,d} = \frac{Q_L}{\gamma_{st} \xi_{3,4}} + W'_{P,t}$$

dove  $Q_L$  è la resistenza laterale di calcolo (valutabile secondo quanto riportato al paragrafo precedente) e  $W'_{P,t}$  è il peso efficace del palo (alleggerito se sottofalda considerando l'azione verticale di spinta idrostatica in corrispondenza della base del palo). Il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  è riferito alla tecnologia realizzativa dei pali (tabella 6.4.II, NTC2018 [N.1]).

### 10.5.1.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

In aggiunta a quanto previsto dalle NTC2018, ai sensi del Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI, sarà verificato che la risposta del palo in esercizio (SLE) sia tale da mobilitare solo parzialmente la resistenza laterale. In particolare, sulla resistenza laterale di calcolo  $Q_L$ , verrà verificata la seguente condizione:

$$\frac{Q_L}{1.25} > N_{max,SLE}$$

ovvero la massima sollecitazione assiale sul singolo palo, valutata con la combinazione allo SLE RARA, deve essere inferiore alla resistenza di calcolo per attrito laterale lungo il fusto del palo, ridotta di un fattore pari a 1.25.



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	131 di 153

### 10.5.2 Risultati stratigrafia 2

Con riferimento alla Stratigrafia 2, in Figura 10-18 e Figura 10-19 si riportano:

- le curve di capacità portante del palo singolo a compressione ( $R_{c,d}$ ) e a trazione ( $R_{t,d}$ ), per condizioni drenate e condizioni non drenate.
- Le curve di resistenza laterale di calcolo divisa per un fattore pari a 1,25 rispettivamente a compressione ( $Q_{l,c}/1,25$ ) ed a trazione ( $Q_{l,t}/1,25$ ), per condizioni drenate e condizioni non drenate..

Per il calcolo si sono considerati la testa palo e il livello di falda ad una profondità rispettivamente di 2 m e 3 m da piano campagna.

NV05/14 - Stratigrafia 2 - Palo singolo - Carichi assiali

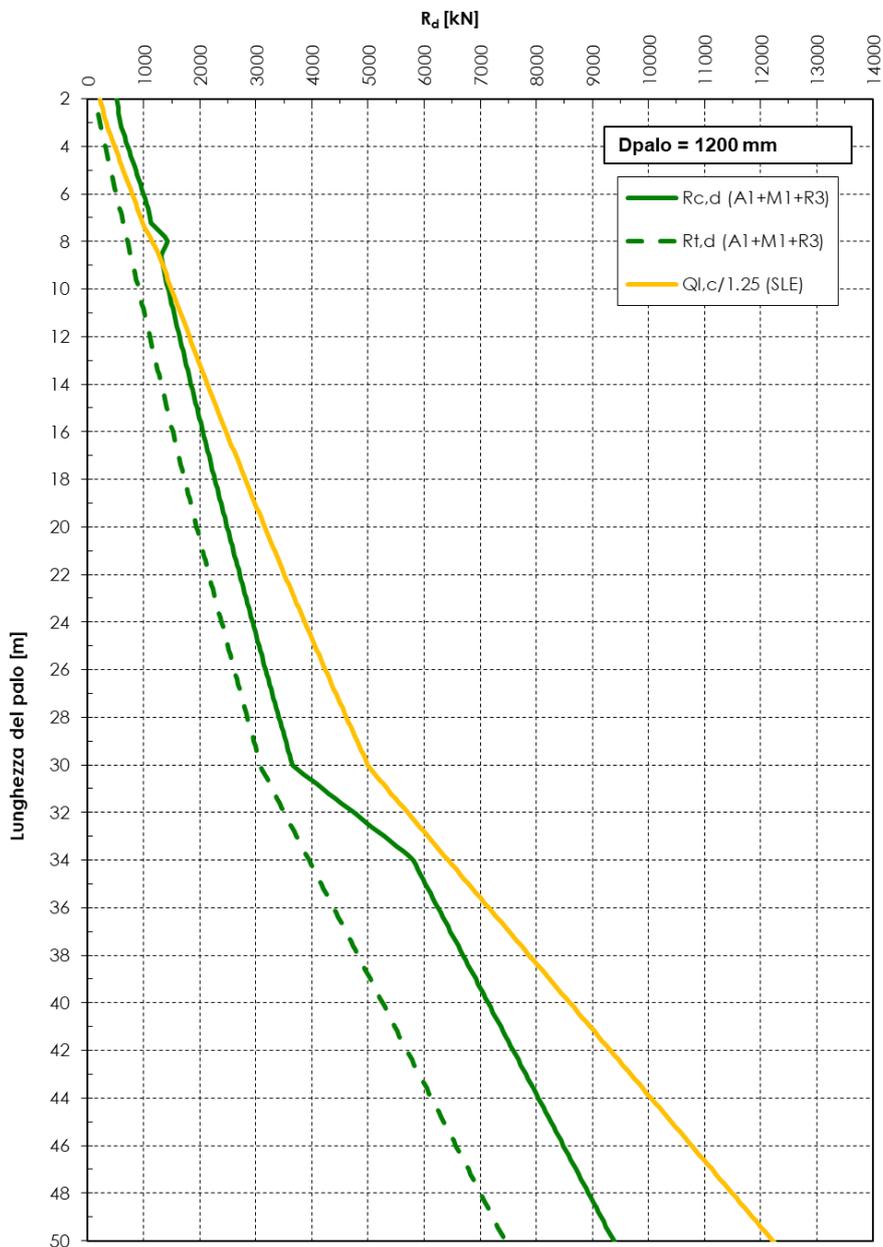


Figura 10-18 – Curva di capacità portante del palo singolo in condizioni non drenate – Stratigrafia 2

In Tabella 10-18 si riporta in forma tabellare quanto riportato in Figura 10-18.

**Tabella 10-18 – Resistenze del palo singolo – Breve termine – Stratigrafia 2**

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{1,0}/1,25)$
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
15	1947	1411	2303
16	2053	1515	2470
17	2160	1621	2639
18	2268	1727	2810
19	2377	1833	2982
20	2487	1942	3156
21	2599	2051	3332
22	2711	2161	3510
23	2825	2272	3689
24	2940	2385	3871
25	3055	2498	4054
26	3173	2612	4238
27	3291	2728	4425
28	3410	2824	4613
29	3531	2962	4804
30	3652	3080	4996
31	4189	3289	5340
32	4736	3507	5703
33	5284	3725	6065
34	5799	3944	6426
35	6023	4163	6789



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	134 di 153

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{1,c}/1,25)$
36	6246	4381	7150
37	6470	4510	7512
38	6694	4818	7874
39	6918	5037	8236
40	7141	5255	8598
41	7365	5474	8960
42	7589	5692	9322
43	7813	5911	9684
44	8036	6130	10045
45	8260	6348	10408
46	8484	6567	10770
47	8708	6785	11131
48	8931	7004	11493
49	9155	7222	11855
50	9379	7441	12217

NV05/14 - Stratigrafia 2 - Palo singolo - Carichi assiali

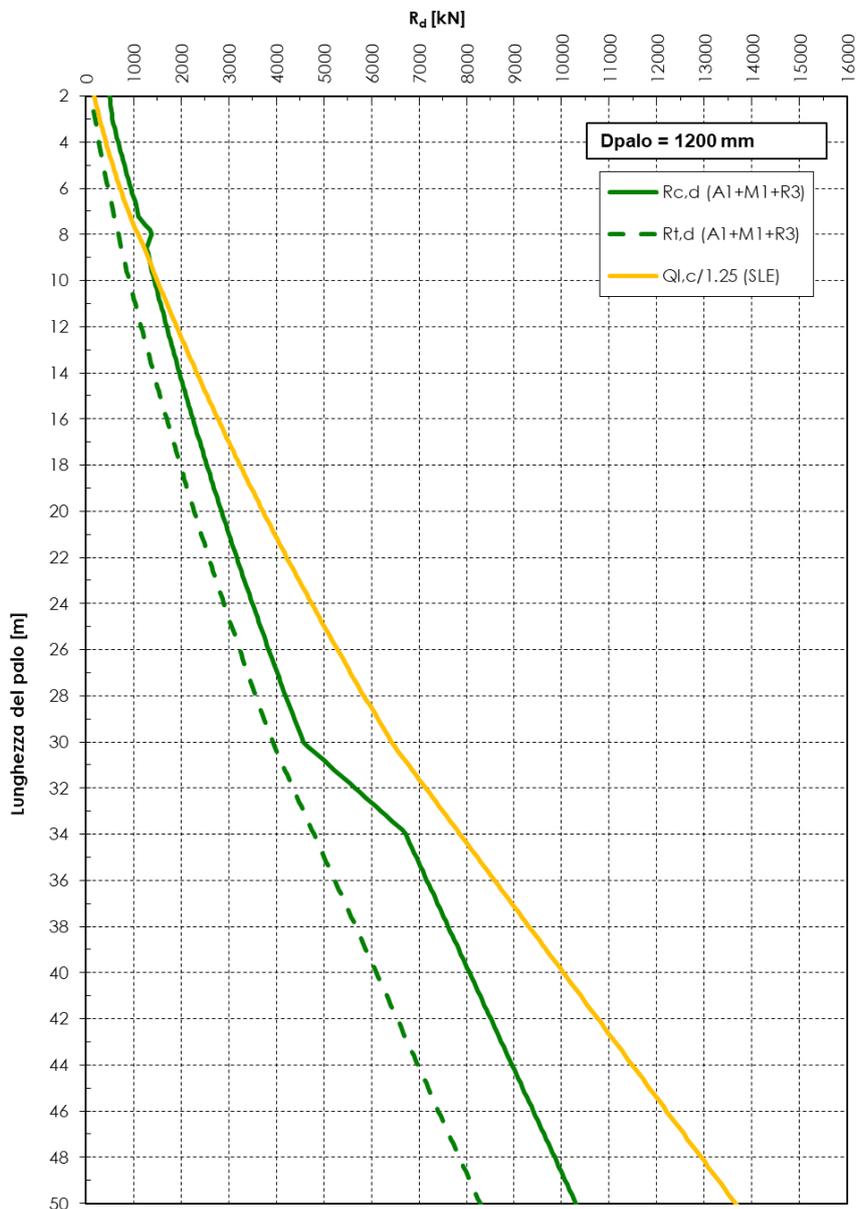


Figura 10-19 – Curva di capacità portante del palo singolo in condizioni drenate – Stratigrafia 2

**Tabella 10-19 – Resistenze del palo singolo – Lungo termine – Stratigrafia 2**

Lunghezza del palo	R <sub>c,d</sub>	R <sub>t,d</sub>	(Q <sub>1,0/1,25</sub> )
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
15	2104	1556	2549
16	2247	1694	2773
17	2393	1835	3003
18	2541	1978	3237
19	2693	2124	3476
20	2847	2273	3720
21	3006	2425	3969
22	3167	2580	4222
23	3331	2738	4481
24	3498	2899	4744
25	3668	3062	5012
26	3842	3228	5286
27	4019	3397	5563
28	4198	3569	5846
29	4381	3744	6134
30	4567	3922	6426
31	5110	4136	6781
32	5657	4354	7143
33	6205	4573	7505
34	6720	4792	7867
35	6944	5010	8229



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	137 di 153

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{t,c}/1,25)$
36	7167	5229	8590
37	7391	5447	8953
38	7615	5666	9315
39	7839	5884	9676
40	8062	6103	10039
41	8286	6321	10400
42	8510	6540	10762
43	8734	6758	11124
44	8957	6977	11486
45	9181	7195	11848
46	9405	7414	12210
47	9629	7633	12572
48	9852	7851	12934
49	10076	8070	13296
50	10300	8288	13657



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	138 di 153

### 10.5.3 Risultati stratigrafia 3

Con riferimento alla Stratigrafia 3, in Figura 10-20 e Figura 10-21 si riportano:

- le curve di capacità portante del palo singolo a compressione ( $R_{c,d}$ ) e a trazione ( $R_{t,d}$ ), per condizioni drenate e condizioni non drenate.
- Le curve di resistenza laterale di calcolo divisa per un fattore pari a 1,25 rispettivamente a compressione ( $Q_{l,c}/1,25$ ) ed a trazione ( $Q_{l,t}/1,25$ ), per condizioni drenate e condizioni non drenate..

Per il calcolo si sono considerati la testa palo e il livello di falda ad una profondità rispettivamente di 2 m e 3 m da piano campagna.

NV05/14 - Stratigrafia 3 - Palo singolo - Carichi assiali

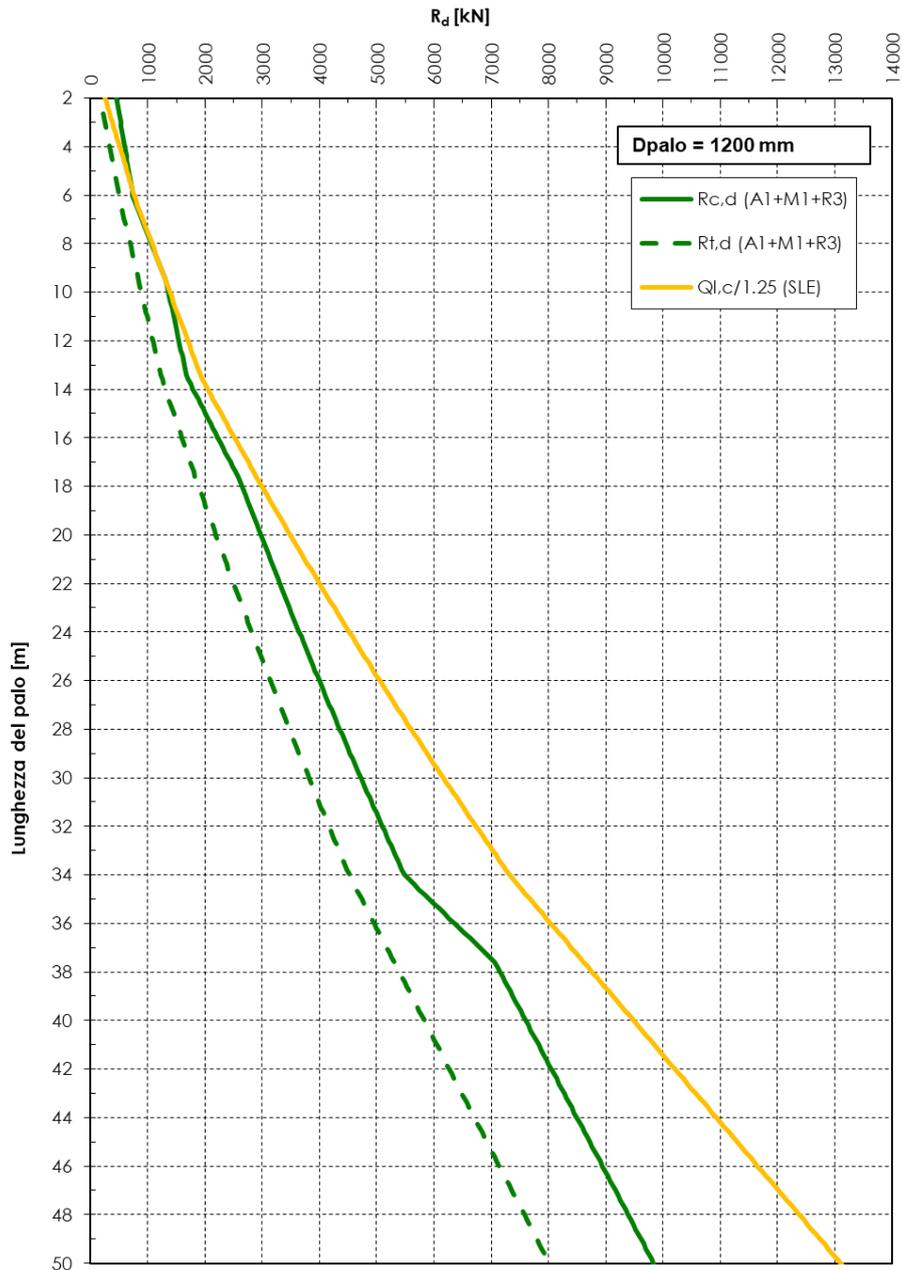


Figura 10-20 – Curva di capacità portante del palo singolo in condizioni non drenate – Stratigrafia 3

**Tabella 10-20 – Resistenze del palo singolo – Breve termine – Stratigrafia 3**

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{1,0}/1,25)$
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
15	2007	1449	2280
16	2225	1593	2516
17	2444	1739	2755
18	2644	1887	2997
19	2806	2037	3242
20	2969	2189	3491
21	3135	2343	3743
22	3303	2499	3998
23	3473	2657	4257
24	3645	2817	4519
25	3820	2979	4785
26	3995	3142	5053
27	4174	3308	5325
28	4355	3476	5601
29	4538	3645	5879
30	4723	3817	6161
31	4909	3990	6446
32	5099	4166	6735
33	5290	4343	7027
34	5483	4522	7322
35	5920	4737	7678



**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	141 di 153

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{t,c}/1,25)$
36	6361	4956	8040
37	6801	5174	8402
38	7155	5393	8763
39	7379	5611	9125
40	7603	5830	9487
41	7826	6048	9849
42	8050	6267	10211
43	8274	6485	10573
44	8498	6704	10935
45	8721	6922	11297
46	8945	7141	11659
47	9269	7359	12021
48	9393	7578	12383
49	9616	7797	12745
50	9840	8015	13106

NV05/14 - Stratigrafia 3 - Palo singolo - Carichi assiali

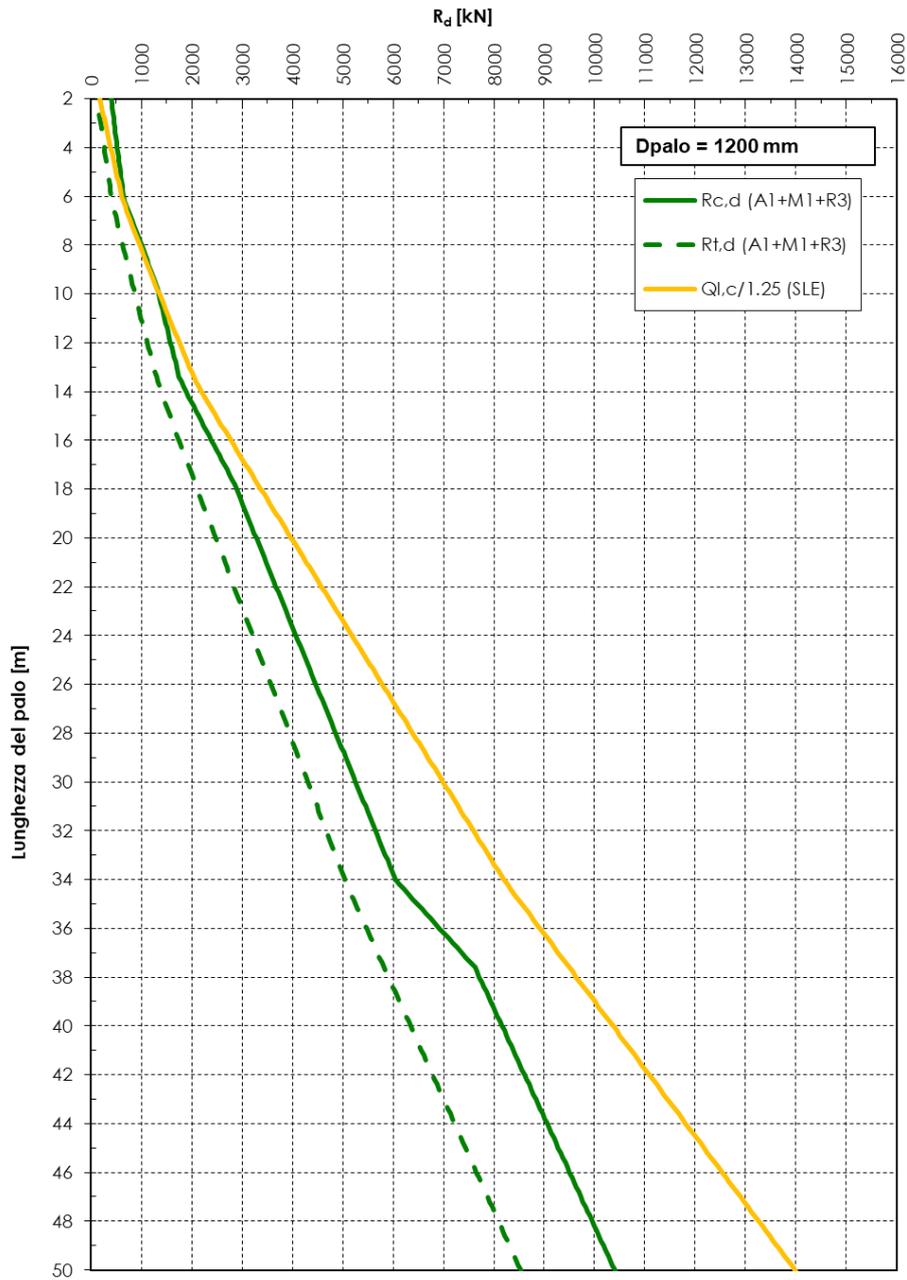


Figura 10-21 – Curva di capacità portante del palo singolo in condizioni drenate – Stratigrafia 3

**Tabella 10-21 – Resistenze del palo singolo – Breve termine – Stratigrafia 3**

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{1,0}/1,25)$
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
15	2137	1568	2482
16	2389	1745	2774
17	2646	1925	3071
18	2885	2109	3373
19	3082	2291	3674
20	3280	2475	3976
21	3477	2658	4278
22	3674	2841	4579
23	3872	3024	4881
24	4069	3207	5182
25	4267	3390	5484
26	4464	3573	5785
27	4661	3756	6087
28	4859	3939	6389
29	5056	4122	6690
30	5253	4305	6992
31	5451	4488	7293
32	5648	4671	7595
33	5846	4854	7896
34	6043	5037	8198
35	6480	5253	8554

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	144 di 153

Lunghezza del palo	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$	$(Q_{t,c}/1,25)$
36	6921	5471	8916
37	7362	5689	9278
38	7715	5908	9640
39	7939	6127	10002
40	8163	6345	10363
41	8387	6564	10725
42	8610	6782	11087
43	8834	7001	11449
44	9058	7219	11811
45	9282	7438	12173
46	9505	7656	12535
47	9729	7875	12897
48	9953	8093	13258
49	10177	8312	13620
50	10400	8531	13983

	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI</b> <b>TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO</b> <b>SEDE.</b>					
<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>145 di 153</b>

## 10.6 Capacità portante del palo singolo ai carichi orizzontali

### 10.6.1 Metodologia

Il calcolo della resistenza di progetto nei confronti delle azioni orizzontali  $R_d$  delle fondazioni profonde delle spalle del cavalcaferrovia è sviluppato in accordo alle NTC2018 (Doc. Rif. [N.1]).

Le valutazioni riguardanti le fondazioni su pali sono state effettuate come segue:

- Valutazione della resistenza geotecnica dei pali ai carichi orizzontali in condizioni statiche (SLU): Approccio 2 Cap. 6.4.3.1 NTC2018 [N.1] (A1+M1+R3). I coefficienti parziali sulle azioni A1, sui parametri geotecnici dei terreni M1 e sulle resistenze R3 sono riportati rispettivamente in Figura 10-4, Figura 10-5, Figura 10-22;
- La verifica della resistenza geotecnica in condizioni sismiche (SLV) prevede: i coefficienti sulle azioni e sui materiali sono posti uguali all'unità, i coefficienti sulle resistenze sono gli stessi considerati in condizioni statiche, riportati in Figura 10-22.

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

**Figura 10-22 - Coefficienti parziali  $\gamma_r$  sulle resistenze caratteristiche dei pali per verifiche a carichi orizzontali in condizioni SLU (Tab.6.4.VI NTC2018)**

Il calcolo della resistenza ultima del palo singolo nei confronti delle azioni orizzontali viene stimata in accordo alla formulazione proposta da Broms (1965, [N.12]), la quale assume un comportamento all'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico. Viene effettuata l'ipotesi per cui l'interazione tra palo e terreno sia determinata solamente dalla dimensione caratteristica  $d$  del palo, misurata normalmente alla direzione del carico stesso; vengono inoltre trascurate le deformazioni elastiche del palo.

Sulla scorta delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, della lunghezza e del momento momento di plasticizzazione del palo, si sviluppano differenti meccanismi di collasso. In particolare per pali impediti di ruotare in testa si individuano i seguenti meccanismi:

- Palo corto
- Palo intermedio
- Palo lungo

In condizioni drenate la resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  viene calcolata come segue:

Palo corto: 
$$R_{c,cal} = 1.5k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$R_{c,cal} = \frac{1}{2}k_p\gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$R_{c,cal} = K_p\gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p\gamma d^4}\right)^2}$$

In condizioni non drenate la resistenza di calcolo  $R_{c,cal}$  viene calcolata come segue:



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	146 di 153

Palo corto:  $R_{c,cal} = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$

Palo intermedio:  $R_{c,cal} = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5\right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$

Palo lungo:  $R_{c,cal} = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

essendo:

L = Lunghezza del palo;

D = dimensione caratteristica del palo, per pali trivellati posta pari al diametro;

$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione del palo;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

k = coefficiente di spinta passiva del terreno;

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno.

Nel caso di terreni a grana grossa, è possibile considerare la Metodologia proposta da De Simone (2012) [N.23] che, partendo dalle soluzioni formulate da Broms, estende tale metodologia di pali la cui testa è posta ad una generica profondità dal piano campagna. Si rimanda alla pubblicazione in oggetto per gli opportuni approfondimenti.

Data la presenza di materiali a grana fine, il calcolo è stato svolto, dunque, considerando la testa del palo a piano campagna.

Poiché si prevede la realizzazione di pali aventi lunghezze elevate, nel seguito si riportano i risultati facenti riferimento alla condizione di palo lungo, la quale per il caso in esame viene raggiunta per una lunghezza di pali maggiore pari a circa 8 m.

Il valore caratteristico della resistenza geotecnica del palo ( $R_{h,k}$ ) nei confronti delle azioni orizzontali è stato ottenuto applicando alla resistenza ultima calcolata ( $R_{c,cal}$ ) i fattori correttivi  $\xi_3$  e  $\xi_4$  in accordo alle seguenti espressioni:

$$R_{h,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Il valore dei coefficienti  $\xi_3$  e  $\xi_4$  è dipendente dal numero di verticali d'indagine indipendenti realizzate nell'area interessata dalla fondazione in progetto. Per il caso in esame, si è considerato  $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$ .

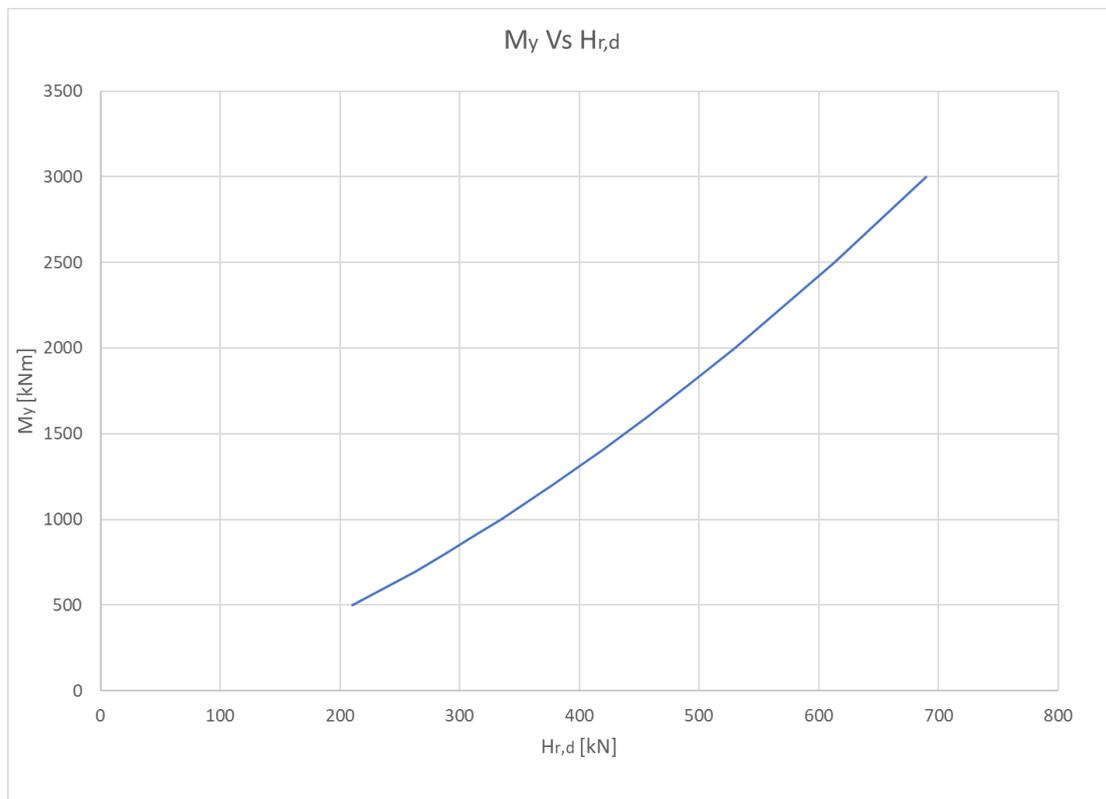
La capacità portante di progetto nei confronti dei carichi orizzontali  $H_{r,d}$  per il palo singolo è stata ottenuta dividendo il valore di resistenza caratteristica  $R_{h,k}$  per il coefficiente parziale  $\gamma_t$  riportato in Figura 10-22. Inoltre, al fine di tenere in conto dell'interazione reciproca dei pali soggetti a carichi trasversali (effetto gruppo), operativamente si introduce un parametro di efficienza della palificata pari a  $\eta = 0.8$ .

La resistenza di progetto del palo singolo soggetto a carico trasversale, portando in conto dell'effetto gruppo, è dunque data dalla seguente:

$$R_{tr,d} = \eta \frac{R_{h,cal}}{\gamma_T \xi_{3,4}}$$

### 10.6.2 Risultati Stratigrafia 2

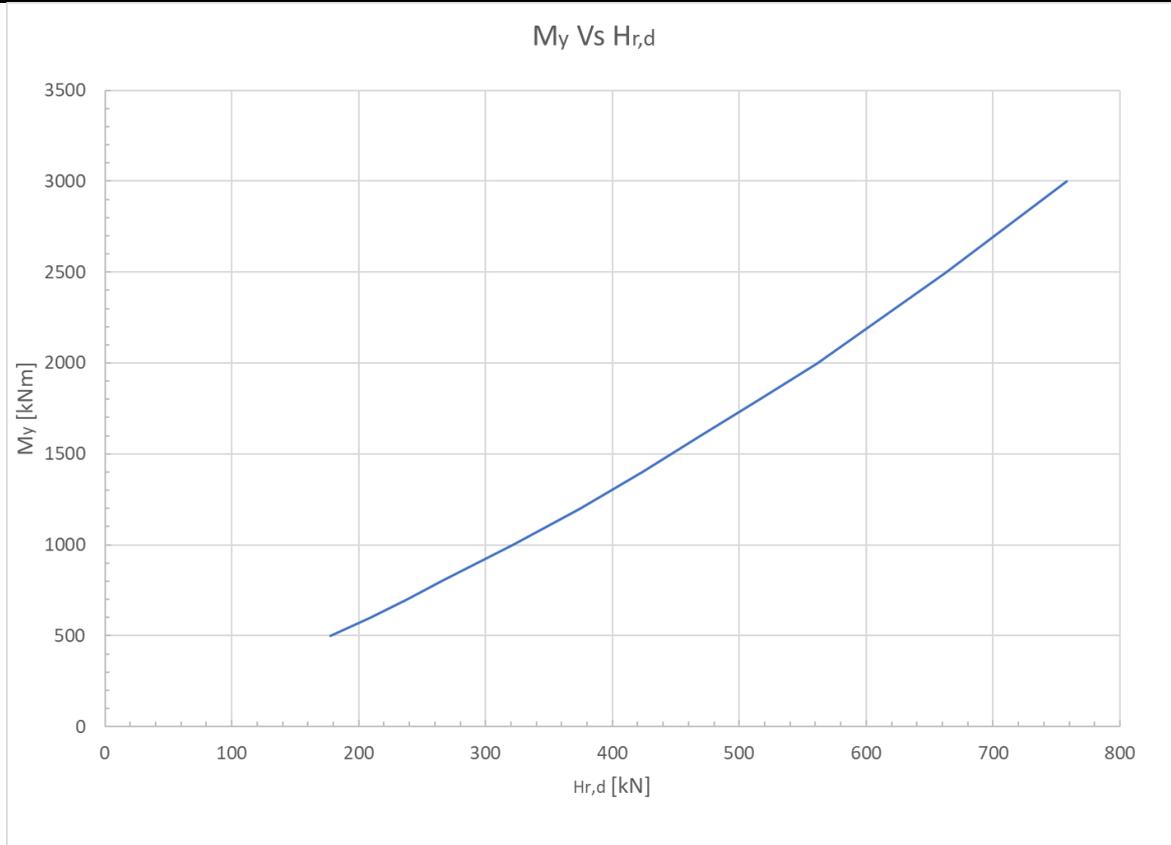
In Figura 10-23 e Figura 10-24 si riportano i risultati ottenuti in termini di resistenza geotecnica di progetto nei confronti delle azioni orizzontali per palo singolo ( $H_{r,d}$ ) rispettivamente in condizioni drenate ed in condizioni non drenate. Data la dipendenza del comportamento del palo sottoposto a carichi orizzontali dal comportamento strutturale, i risultati sono riportati in funzione del momento di plasticizzazione della sezione del palo ( $M_y$ ), calcolato considerando cautelativamente un valore nullo di azione assiale. Si noti che i risultati riportati sono comprensivi dell'efficienza della palificata  $\eta = 0.8$ .



**Figura 10-23 - Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi orizzontali al variare di  $M_y$  – Stratigrafia 2 - Condizioni drenate**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

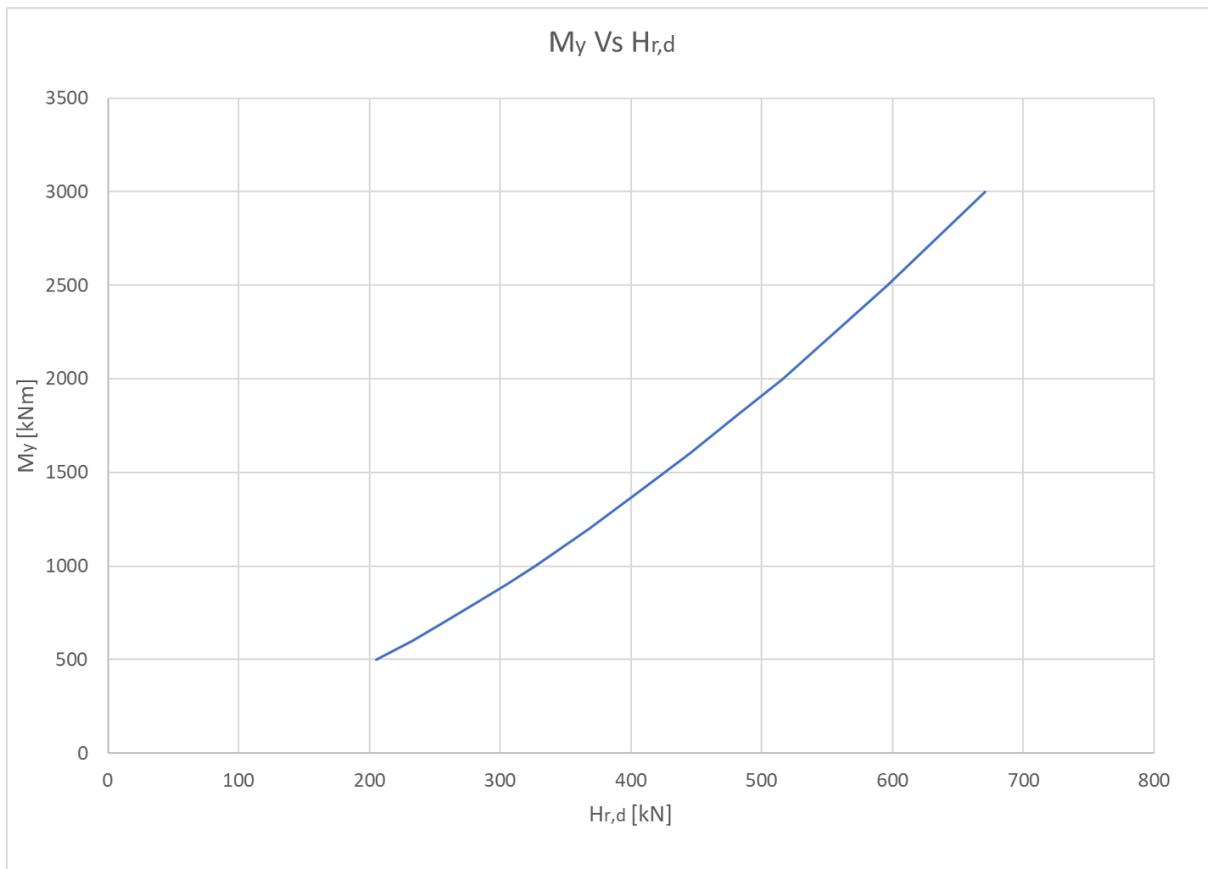
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	148 di 153



**Figura 10-24 – Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi orizzontali al variare di  $M_y$  – Stratigrafia 2 - Condizioni non drenate**

### 10.6.3 Risultati Stratigrafia 3

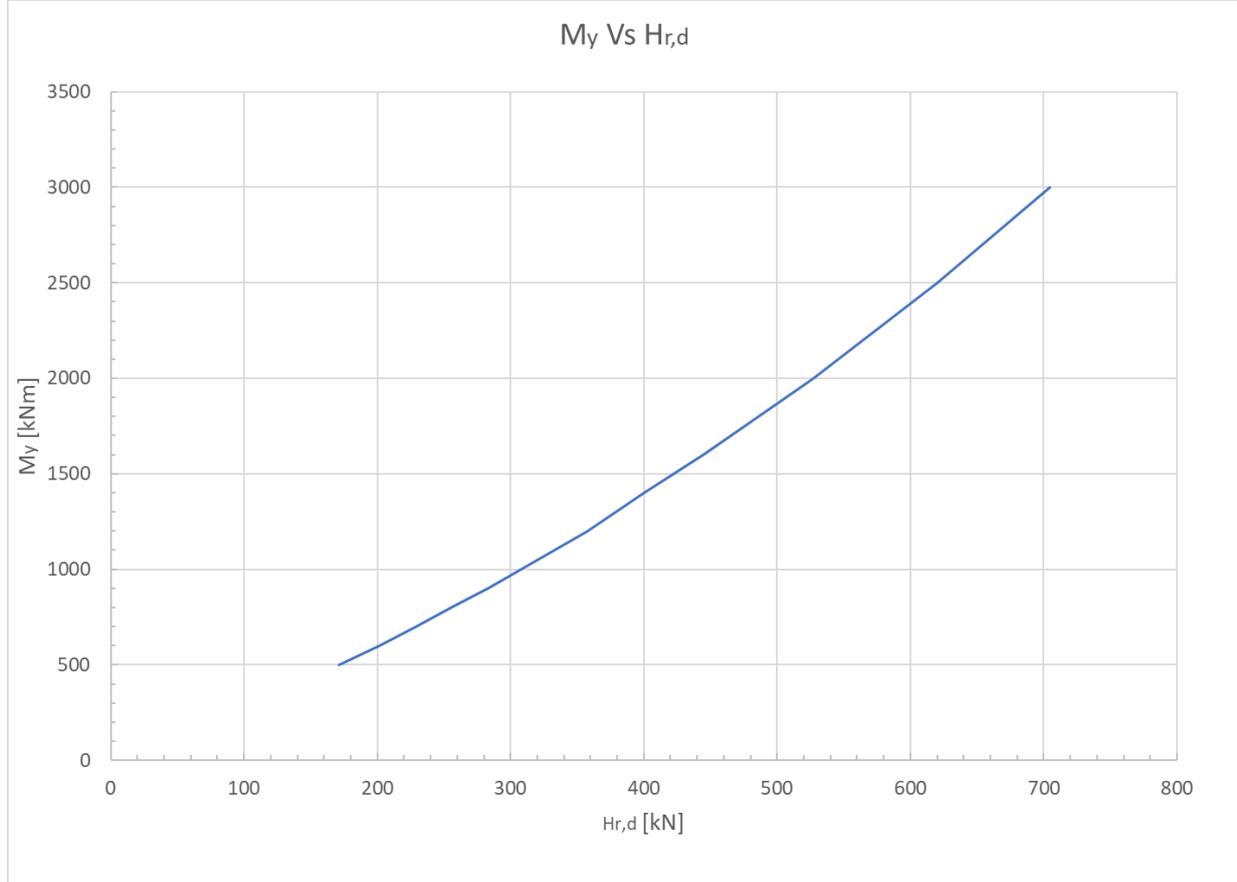
In Figura 10-25 e Figura 10-26 si riportano i risultati ottenuti in termini di resistenza geotecnica di progetto nei confronti delle azioni orizzontali per palo singolo ( $H_{r,d}$ ) rispettivamente in condizioni drenate ed in condizioni non drenate. Data la dipendenza del comportamento del palo sottoposto a carichi orizzontali dal comportamento strutturale, i risultati sono riportati in funzione del momento di plasticizzazione della sezione del palo ( $M_y$ ), calcolato considerando cautelativamente un valore nullo di azione assiale. Si noti che i risultati riportati sono comprensivi dell'efficienza della palificata  $\eta = 0.8$ .



**Figura 10-25 - Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi orizzontali al variare di  $M_y$  – Stratigrafia 3 - Condizioni drenate**

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)*  
*Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	150 di 153



**Figura 10-26 – Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi orizzontali al variare di  $M_y$  – Stratigrafia 3 - Condizioni non drenate**



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
 SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
 TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
 SEDE.

Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
 di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
 Relazione Geotecnica Generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	151 di 153

### 10.7 Analisi di interazione palo-terreno per carichi trasversali

Lo studio dell'interazione palo-terreno per un palo soggetto ad un'azione di carico trasversale viene effettuato attraverso un modello basato sulla schematizzazione del terreno come un mezzo alla Winkler, ovvero mediante molle indipendenti fra di loro e linearmente elastiche.

Nel seguito si fa riferimento alla teoria di *Matlock&Reese*, che si basa sul modello di suolo alla Winkler, caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno ( $E_{MR}$ ) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo ( $p$ ) ed il corrispondente spostamento orizzontale ( $y$ ):

$$E_{MR} = p/y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito  $K_h$  [ $FL^{-3}$ ] il coefficiente di reazione orizzontale, per un palo di diametro  $D$  si ha:

$$E_{MR} = K_h \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

#### 10.7.1 Coefficiente di reazione orizzontale pali di fondazione

La determinazione del coefficiente di reazione orizzontale è stata effettuata distinguendo il calcolo nella condizione di depositi incoerenti ed in quella di depositi coesivi.

#### Depositi coesivi

Si assume un valore costante del coefficiente di reazione orizzontale. Per la sua valutazione, si fa riferimento alla relazione seguente (Elson, 1984 [N.24]):

$$K_h = 200 \div 400 \cdot c_u/D \quad [FL^{-3}]$$

Per la scelta dei valori di  $E_{MR}=K_h \cdot D$  si fa riferimento ai valori medi delle unità geotecniche individuate.

Nel presente caso si adotteranno i seguenti valori del modulo di reazione  $E_{MR}$  e del coefficiente di reazione  $K_h$  (considerando un diametro del palo pari a **1200** mm):

**Tabella 10-22 – Valori del modulo e del coefficiente di reazione – Stratigrafia 2**

	$E_{MR}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_h=E_{MR}/D$ (kN/m <sup>3</sup> )
bb2	18000	15000
bb3	26000	21667
Asp-LA	29000	24167
(*) considerando un diametro del palo pari a 1200 mm		

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO</b> <b>SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE.</b>					
	<i>Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)</i> <i>Relazione Geotecnica Generale</i>	COMMESSA <b>IA9D</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78 GE</b>	DOCUMENTO <b>GE06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

**Tabella 10-23 – Valori del modulo e del coefficiente di reazione – Stratigrafia 3**

	$E_{MR}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_h = E_{MR}/D$ (kN/m <sup>3</sup> )
bb2	14000	11667
bb3	26000	21667
Asp-LA	42000	35000
(*) considerando un diametro del palo pari a 1200 mm		

### Depositi incoerenti

Si assume, in genere, una legge di variazione lineare con la profondità caratterizzata dai seguenti parametri

$$K_h = n_h \frac{z}{D} [\text{FL}^{-3}]$$

$$E_{MR} = E_{MR,0} + n_h z [\text{FL}^{-2}]$$

dove:

$K_h$  = coefficiente di reazione orizzontale del terreno;

$E_{MR,0}$  = valore del modulo di reazione a testa palo;

$n_h$  = gradiente del coefficiente di reazione orizzontale del terreno;

$z$  = profondità a partire dalla sommità del palo;

$D$  = diametro del palo.

La determinazione del gradiente del modulo reazione del terreno può essere effettuata, in funzione dello stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda, secondo l'espressione seguente (Viggiani, 1999 [N.59]):

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1.35}$$

Nella relazione sopra riportata deve essere considerato il valore del peso di volume immerso  $\gamma'$  se sottofalda.

<b>Stato di addensamento</b>	<b>Sciolto</b>	<b>Medio</b>	<b>Denso</b>
Campo dei valori di A	100÷300	300÷1000	1000÷3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$n_h$ (N/cm <sup>3</sup> ), sabbie non immerse	2.5	7.5	20
$n_h$ (N/cm <sup>3</sup> ), sabbie immerse	1.5	5	12
Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso

Nel caso in esame si è assunto:



LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO  
SOTTOPROGETTO 2: ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI  
TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO  
SEDE.

*Soppressione P.L. pk 30+356 e pk 30+881 nel comune  
di Ascoli Satriano (NV05 e NV14)  
Relazione Geotecnica Generale*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA9D	00	D 78 GE	GE06 00 001	A	153 di 153

**Tabella 10-24 – Valori del gradiente di reazione orizzontale del terreno – Stratigrafia 2**

	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
bb1	4500
ASP-S	15000

**Tabella 10-25 – Valori del gradiente di reazione orizzontale del terreno – Stratigrafia 3**

	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
ASP-S	15000