

COMMITTENTE:



ALTA  
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE  
OBIETTIVO N. 443/01**

**LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA**

**Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza**

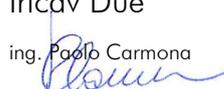
**PROGETTO ESECUTIVO**

**IN - INTERFERENZE VIARIE**

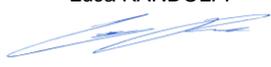
**IN47 - DEVIAZIONE STRADALE PORCILANA DAL km 19+615 AL km  
20+260**

**GENERALE**

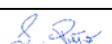
**Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE  MALAVENDA Ingegnere di ordine degli Ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Giugno 2021	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona  Data: Giugno 2021			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
IN17	12	E	I2	RB	IN4700	001	A	- - - p - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI 	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificat	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Coding 	18/06/21	C.Pinti 	18/06/21	P.Luciani 	A	 Giuseppe Fabrizio Coppa 18/06/21

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712EI2RBIN4700001A.DOC Cod. origine:
-----------------	----------------------	--



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

## INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1.	DOCUMENTI PROGETTUALI	3
2.2.	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.3.	BIBLIOGRAFIA TECNICA	4
3.	INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO	8
4.	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	10
4.1.	DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA	10
4.2.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI	12
4.2.1.	Materiali a grana grossa	12
4.2.2.	Materiali a grana fine	14
4.3.	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI	16
4.4.	DETERMINAZIONE DELLA STORIA TENSIONALE – (OCR)	17
4.5.	DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV	18
4.6.	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE	20
4.6.1.	Materiali a grana grossa	20
4.6.2.	Materiali a grana fine	22
4.7.	QUALITÀ DEI CAMPIONI	23
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA	24
6.	DATI PIEZOMETRICI	1
7.	SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO	2
7.1.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA	2
8.	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE	4
9.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	6
10.	PALI DI FONDAZIONE	8
10.1.	INTRODUZIONE	8
10.2.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DI TIPO GEOTECNICO	8
10.2.1.	Carico limite nei riguardi dei carichi assiali	10
10.2.2.	Carico limite nei riguardi dei carichi trasversali	36

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra gli aspetti geotecnici caratterizzanti l'area di interesse dei muri di sostegno su pali sulla deviazione stradale IN47 della Porcilana e del rilevato di approccio alla spalla A dell'opera NV50 al km 20+200 circa, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona-Padova, Sub tratta Verona-Vicenza, 1° Sub Lotto Verona-Montebello Vicentino.

Le analisi riportate nel presente documento, relativamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera in oggetto, si basano sugli esiti delle indagini geotecniche e delle prove di laboratorio richiamati nella trattazione a seguire, disponibili dal precedente Progetto Definitivo, da ulteriori fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi, e dalla più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo.

La relazione ha il solo scopo di fornire tutte le informazioni geotecniche necessarie alla progettazione dell'opera in esame, rimandando alle specifiche relazioni di calcolo per quanto riguarda le verifiche geotecniche delle singole fondazioni.

Si individua nello stralcio planimetrico di seguito l'ubicazione del sito di interesse.

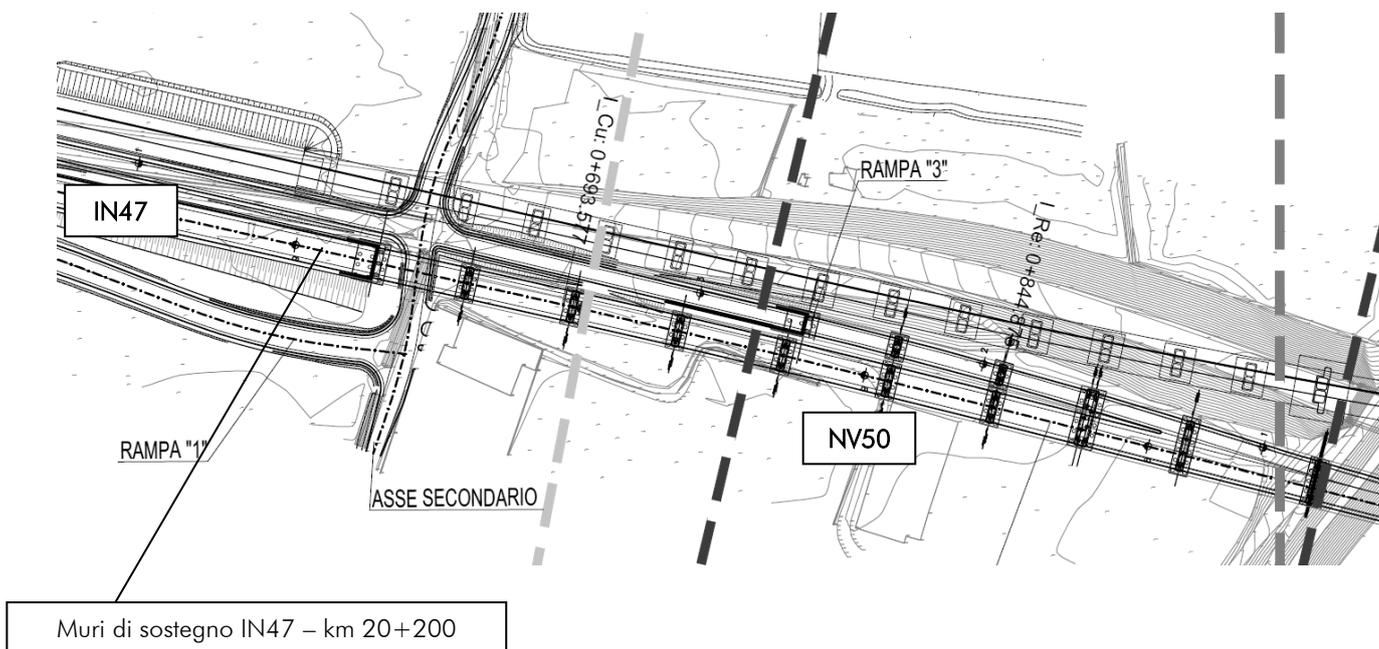


Figura 1: Stralcio planimetrico – Ubicazione Muri su pali IN47

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

## 2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1. DOCUMENTI PROGETTUALI

Si richiamano nell'elenco di seguito i documenti di riferimento per la definizione degli aspetti geotecnici.

- [1] IN1710EI2RBGE0000001A-4A Relazione geotecnica generale
- [2] IN1710EI2RGGE0000001A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [3] IN1710EI2RGGE0000002A Relazione geologica, caratterizzazione e modellazione geologica del sito 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [4] IN1710EI2RGGE0000003A Relazione idrogeologica 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [5] IN1710EI2RGGE0000004A Relazione idrogeologica 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [6] IN1710EI2RGGE0000005A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [7] IN1710EI2RGGE0000006A Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)
- [8] IN1710EI2LZGE0000012A-22A Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico tav.1-11
- [9] IN1710EI2RHGE0000007A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 1/2 (da 0+000 a 21+990)
- [10] IN1710EI2RHGE0000008A Relazione di sintesi dei sondaggi e prove eseguite 2/2 (da 21+990 a 44+250)
- [11] IN1710EI2P5GE0000012A-22A Planimetria di ubicazione indagini di Progetto Esecutivo, tav. 1-11
- [12] IN1710EI2PRGE0000001A Indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 0+000 a 21+990) - SOCOTEC
- [13] IN1710EI2PRGE0000002A Indagini in sito di Progetto Esecutivo (da 21+990 a 44+250) - SOCOTEC
- [14] IN1710EI2PRGE0000003A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING – GEOLAVORI
- [15] IN1710EI2PRGE0000004A, Indagini in sito di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING – GEOLAVORI
- [16] IN1710EI2PRGE0000005A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.1
- [17] IN1710EI2PRGE0000006A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC - Vol.2
- [18] IN1710EI2PRGE0000007A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.1
- [19] IN1710EI2PRGE0000008A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - SOCOTEC - Vol.2
- [20] IN1710EI2PRGE0000009A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

- [21] IN1710EI2PRGE00000010A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [22] IN1710EI2PRGE00000011A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.1
- [23] IN1710EI2PRGE00000012A, Prove di laboratorio di Progetto Esecutivo da pk 21+990 a pk 44+250 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI - Vol.2
- [24] IN1710EI2IGGE0000001A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - SOCOTEC
- [25] IN1710EI2IGGE0000002A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 - SOCOTEC
- [26] IN1710EI2IGGE0000003A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da pk 0+000 a pk 21+990 - ATI GEOSERVING - GEOLAVORI
- [27] IN1710EI2IGGE0000004A, Indagini Geofisiche di Progetto Esecutivo da 21+990 a 44+250 -ATI GEOSERVING - GEOLAVORI

## 2.2. NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [28] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [29] Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008"
- [30] UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- [31] UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [32] UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [33] RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

## 2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [34] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H. (2000), "Liquefaction resistance of soils from shearwave velocity", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 126(11), 1015–025
- [35] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956.
- [36] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [37] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [38] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1
- [39] Chen B.S. e Mayne P.W. (1996), "Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clays", Canadian Geotechnical Journal, n.3, pp.488-499
- [40] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBN4700001	A

- [41] Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (1999) "Empirical Correlation between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 5, pp 61-71
- [42] DeGroot D.J. e Sandven R. (2004), "General report: Laboratory and field comparison". Proc. ISC-2 Geotechnical and geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne ed.. pp.1775-1789
- [43] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [44] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [45] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali
- [46] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando
- [47] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [48] Keaveny J.M. e Mitchell J.K. (1986), "Strength of fine-grained soils using the piezocone". Use of in-situ tests in Geotechnical Engineering (GSP 6), ASCE, Reston, Va., pp.668-699
- [49] Kulhawy F.H. e Mayne P.W. (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design", Cornell University, Geotechnical Engineering Group, Ithaca, New York, EL-6800, Research Project 1493-6
- [50] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna
- [51] Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1997), "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay". Conference on Recent Developments in Soil and Pavement mechanics, Rio de Janeiro, June 1997, Proc. pp.81-102
- [52] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [53] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [54] Mair R.J. (1993), "Developments on geotechnical engineering research.: applications to tunnels and deep excavation. Unwin Memorial Lecture 1992", Proc. Inst. Civ. Engineering, Vol.3, pp.27-41
- [55] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [56] Mesri G. e Abdel-Ghaffar M.E.M. (1993), "Cohesion intercept in effective stress analysis", JGED, ASCE, Vol.119, N.8, Agosto 1993, pp.1229-1249.
- [57] Robertson P.K. and Cabal K.L. (2012), "Guide to Penetration Testing" Gregg Drilling & testing Inc. Publications. 5th Edition, November 2012. Teh, C.I. & Houlsby, G.T. (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", Geotechnique 41, n.1, pp. 17-34
- [58] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [59] Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report EERC 70-10, University of California, EERC, Berkeley

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia EI2RBIN4700001	A

- [60] Seed H.B. and Sun J.I. (1989) Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California. National Science Foundation, Washington, DC., March 1989, 138 p
- [61] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3
- [62] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" *Penetration Testing in UK*, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham
- [63] Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20
- [64] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20
- [65] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [66] Tokimatsu K and Yoshimi Y. (1983), Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Spt N-Value and Fines Content." *Soils and Foundations*, Vol.23, Issue no.4, 56-74
- [67] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523
- [68] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York
- [69] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", *Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II*
- [70] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad
- [71] Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenberg, S.J., Singh, P., Chang, D. (2003) "Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses" *Centre of Geotechnical Modelling, Report n° UCD/CGM-03/01, University of California Davis, USA*
- [72] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". *Proc. 10th ARCSMFE*, 2, 3-15
- [73] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057
- [74] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non-cohesive soils" *Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+*
- [75] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed
- [76] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington
- [77] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" *Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.*
- [78] Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10, pp.817-833

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifia</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

- [79] Knappett, J.A., Madabhushi, S.P.G. (2008b) "Designing against pile tip bearing capacity failure in liquefiable soils" Proc. 2<sup>nd</sup> BGA Int. Conf. on Foundations, 2, 1237-1246
- [80] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2007) "SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils" 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures, Pitilakis, K.D. editor, Springer, Netherlands, 1-22
- [81] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008) "Soil liquefaction during earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12
- [82] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [83] AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984
- [84] FHWA 2010

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

### 3. INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

Le analisi riportate nel presente documento, relativamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera in oggetto, si basano sugli esiti delle indagini geotecniche e delle prove di laboratorio richiamati a seguire, disponibili dal precedente Progetto Definitivo (Campagna indagini 2014-2015), da ulteriori eventuali fasi conoscitive, ad esempio richieste dalla Conferenza dei Servizi (Campagna indagini 2018), e dalla più recente campagna di indagine approntata specificatamente per la fase di Progetto Esecutivo (Campagna indagini 2020-2021).

Le indagini eseguite in sito comprendono:

- sondaggi a carotaggio continuo ed a distruzione di nucleo (BH);
- sondaggi con installazione di piezometro di Casagrande o a tubo aperto (BH-PZ);
- perforazioni per l'esecuzione di prove cross-hole o down-hole (rispettivamente BH-CH e BH-DH);
- prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT);
- prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU);
- pozzetti esplorativi (PT);
- prove geofisiche tipo MASW.

La posizione delle indagini eseguite nelle varie fasi di progettazione è illustrata nella 'Planimetria geotecnica con ubicazione indagini e profilo geotecnico' (Doc. Rif. [8]), di cui se ne riporta uno stralcio a seguire che individua l'area di interesse dell'opera in esame. Per ulteriori dettagli circa il posizionamento dei sondaggi e il loro esito si rimanda agli elaborati di progetto dedicati, ed in particolare alle relazioni di sintesi delle indagini (Doc. Rif. [9] e [10]).

Si richiamano nel prospetto a seguire le indagini geotecniche di riferimento per la definizione del modello geotecnico.

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
20+125	BH9V	2015	21.29	50.0	-
20+275	CPTU15V CPTU15Vbis	2015	22.69	34.0	-
20+383	BH-PZ-PE-40	2020-2021	22.99	50.0	TA

Tabella 1: Elenco delle indagini geotecniche di riferimento per l'opera in esame

Nello stralcio planimetrico riportato di seguito, si individua l'ubicazione dei sondaggi di riferimento disponibili, sopra elencati, utilizzati per la caratterizzazione geotecnica, dunque per la definizione delle unità geotecniche, delle stratigrafie di progetto e dei parametri di calcolo per le opere in esame.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto

IN17

Lotto

12

Codifica

EI2RBIN4700001

A

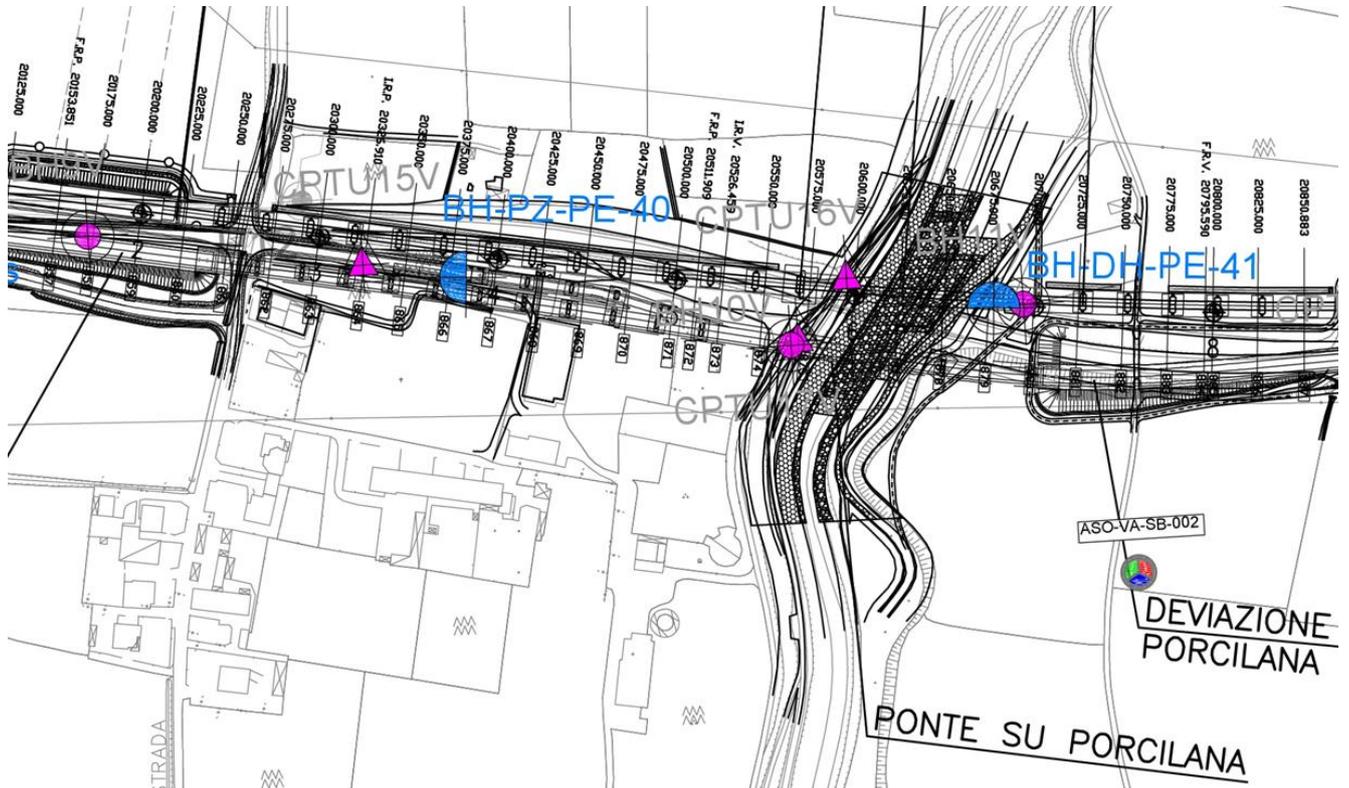


Figura 2: Stralcio planimetrico – Ubicazione indagini geotecniche di riferimento per l'opera in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

#### 4. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica, si distinguono tre tipologie di terreno:

- Terreni incoerenti a grana grossa o debolmente cementati, caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) generalmente inferiori al 30-35%;
- Terreni coesivi (limi e argille);
- Formazioni rocciose.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta dei criteri per la determinazione dei parametri geotecnici, è effettuata principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Si rimanda ai paragrafi successivi per la definizione dei criteri adottati per la stima dei parametri geotecnici associati a ciascuna formazione caratterizzante i terreni in esame.

##### 4.1. DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA

I valori di densità relativa dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), è stata svolta a partire dai dati delle prove SPT e CPT.

Per le sabbie, i valori di  $D_r$  a partire dai dati SPT sono stati stimati in accordo a quanto indicato in Skempton (1986). Nella formulazione adottata, la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore NSPT con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella a seguire;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

NSPT = numero di colpi per 30 cm di infissione.

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovra consolidate	27,5 - 43,3	(21,7 - 27,5)

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

Per quanto concerne invece la stima della  $D_r$  a partire dai dati CPT, ci si è avvalsi della correlazione proposta da Kulhawy and Mayne (1990, Doc. rif. [49]):

$$(D_r)^2 = Q_{tn} / k_{Dr}$$

dove:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

$Q_{tn}$  = resistenza alla punta normalizzata =  $(qt/pa) / (\sigma'_{vo}/pa)^{0.5}$ ;

$K_{Dr}$  = costante valida per sabbie silicee e posta pari a 350; dipendente dalla compressibilità, dal grado di sovraconsolidazione e dall'età del deposito. Per le sabbie medie, tipicamente normalconsolidate e relativamente recenti incontrate nell'area in questione, si è adottato un valore costante e pari a 350, per assunto come rappresentativo per le sabbie per la tratta in esame;

$p_a$  = pressione atmosferica = 98.1 kPa;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace alla generica quota.

Tale correlazione è di fatto stata impiegata solo per le sabbie, avendo il penetrometro generalmente incontrato rifiuto nelle ghiaie.

Per quanto riguarda le ghiaie, l'interpretazione dei valori NSPT è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999, Doc. rif. [41]) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_o$  dell'ordine di 0,4÷0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001, Doc. rif. [45]) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-);

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

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

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

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

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

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

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

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. In questa sede, in mancanza di prove con il

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$  mm) è stata fatta senza apportare alcuna correzione ai valori NSPT misurati (su tale aspetto si vedano Clayton, 1995 [40]; Skempton, 1986 [61]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [66]).

## 4.2. RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI

### 4.2.1. Materiali a grana grossa

Per i materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie), i valori dei parametri di resistenza al taglio sono stati qui stimati a partire dai risultati delle prove in situ, e segnatamente dalle prove SPT e CPT.

Sia per sabbie che per le ghiaie i valori di angolo di resistenza al taglio operativo è stato stimato considerando diversi approcci, qui di seguito descritti.

#### Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [38]). Tale metodo, unitamente alla procedura utilizzata per tenere conto della non linearità dell'involuppo di rottura, può essere sintetizzato nel modo seguente.

La non linearità dell'involuppo di rottura può essere messa in conto facendo riferimento alla nota espressione di Baligh (1975, Doc. rif. [37]):

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff}' \left[ \tan \varphi_{\sigma}' + \tan \alpha \cdot \left( \frac{1}{2.3} - \log_{10} \frac{\sigma_{ff}'}{p_a} \right) \right]$$

essendo:

$\varphi_{\sigma}' > \varphi_{cv}' =$  angolo di attrito riferito ad una pressione  $\sigma_{ff}' = 272$  kPa ( $^{\circ}$ );

$\varphi_{cv}' =$  angolo di attrito a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma_{ff}'$  elevate ( $^{\circ}$ );

$\alpha =$  angolo che determina la curvatura dell'involuppo di rottura ( $^{\circ}$ );

$p_a = 98.1$  kPa;

$\sigma_{ff}' =$  tensione efficace normale alla superficie di rottura (kPa);

$\tau_{ff} =$  tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (kPa).

L'angolo di attrito  $\varphi_{\sigma}'$  può essere stimato come segue (v. Bolton 1986, Doc. rif. [38]):

$$\frac{\varphi_{\sigma}'}{DI} = \frac{\varphi_{cv}' + m \cdot DI}{D_r [Q \cdot \ln(p_r')] - 1}$$

essendo:

$Q = 10$

$p_r' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$  (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [46]) (kPa)

$m =$  costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella successiva) ( $^{\circ}$ )

$D_r =$  densità relativa, valutata in accordo con quanto riportato al punto 4.1

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

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

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

I valori dell'angolo di attrito  $\phi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative e, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella Tabella di seguito (vedi ad esempio Youd 1972 o Stroud 1988, Doc. rif. [67][62]).

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

Tabella 4: Valori di  $\phi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

Nel caso delle ghiaie si potrà assumere mediamente  $\phi_{cv}' = 35^\circ \div 36^\circ$ .

Per la determinazione di  $\alpha$  si può fare riferimento a quanto indicato in Jamiolkowski et al. (1988), e precisamente:

$$\alpha = \frac{D_r - 0.2}{0.8} \cdot 10^\circ > 0^\circ$$

#### Angolo di resistenza al taglio di sabbie e ghiaie in accordo a Schmertmann

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio operativo per sabbie e ghiaie è stato anche stimato in accordo alla formulazione proposta da Schmertmann (1978, Doc. rif. [58]), ed illustrata nella Figura successiva, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 4.1, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in un data area.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifia</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

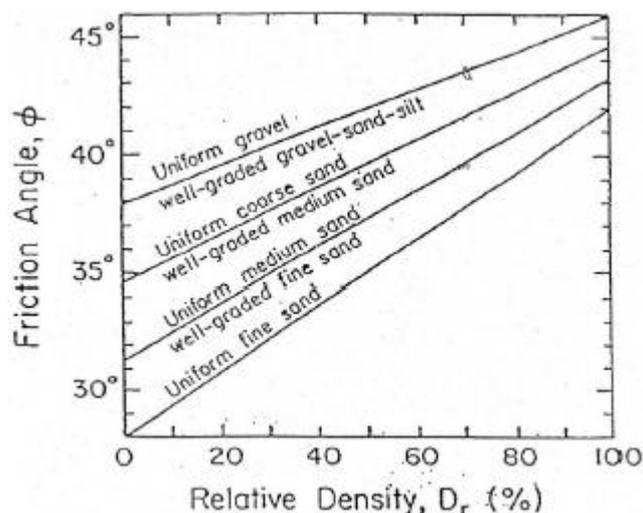


Figura 3: Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

#### Angolo di resistenza al taglio di sabbie in accordo a Robertson (2012) e Jefferies e Been (2006)

Sulla base degli studi di Jefferies e Been (2006, Doc. rif. [47]), Robertson (2012, Doc. rif. [57]) ha proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata  $Q_{tn}$  ed il valore dell'angolo di attrito a volume costante  $\phi_{cv}$ :

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.94 * \log(Q_{tn}) - 26.88$$

Dove:

$Q_{tn}$  = resistenza alla punta normalizzata  $= (q_t - \sigma_v0) / \sigma'_{v0}$ ;

$\phi'_{cv}$  angolo d'attrito a volume costante, considerato variabile fra 32° e 34°.

#### 4.2.2. Materiali a grana fine

Avendo a disposizione prove triassiali consolidate non drenate, si è generalmente proceduto ad una stima dei parametri di resistenza al taglio drenata  $c'$  e  $\phi'$  mediante interpolazione dei punti di rottura.

In alternativa, i valori sono stati stimati sulla base delle correlazioni riportate nelle due Figure seguenti, come citati da Mesri e Abdel Ghaffar (1993) (Doc. rif. [55]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

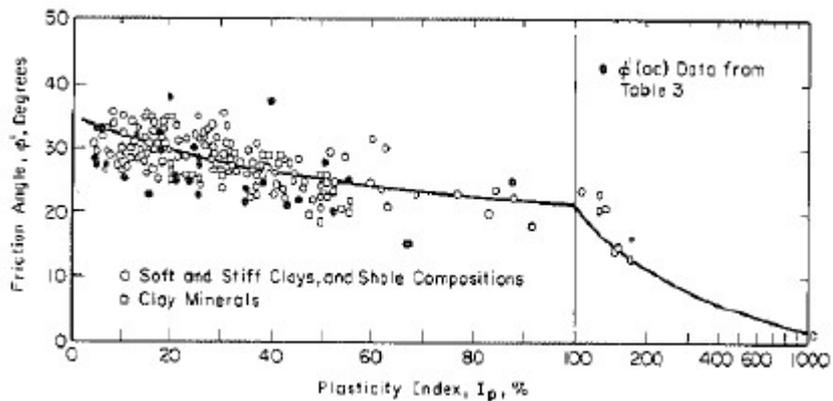


Figura 4: Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

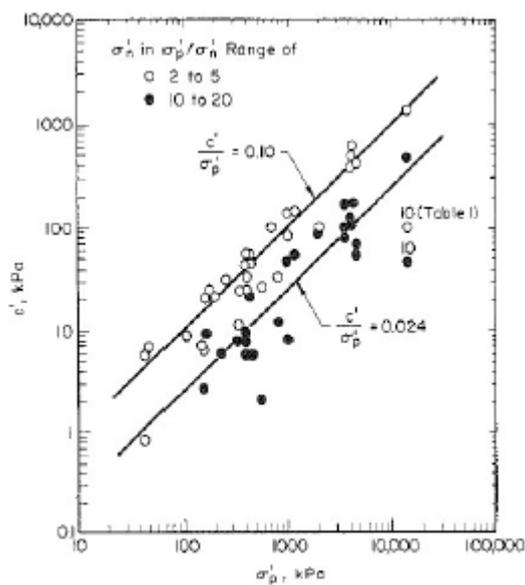


Figura 5: Valori della coesione intercetta  $c'$  in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura  $\sigma_{p1}$  (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

### 4.3. RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI

I valori delle resistenze al taglio non drenata  $c_u$  sono stati stimati sulla base delle prove di laboratorio, e sulla base delle prove in sito CPTU.

Nella stima dei parametri qui di seguito fornita, si è tenuto in conto quanto segue:

- I valori delle prove di laboratorio possono talora essere affetti da un grado di disturbo del campione. Nella loro valutazione si è quindi tenuto conto di tale grado, stimato sulla base di diversi elementi, ed in particolare:
  - sulla natura dei materiali, tenendo conto che i materiali con elevata componente sabbioso-limoso, sono generalmente più sensibili al campionamento;
  - sulla compatibilità fra valori delle prove speditive (pocket e vane) condotte sulle carote (in sito o in laboratorio), e valori da prove triassiali;
  - privilegiando i valori ottenuti da prove consolidate non drenate (TX-CIU), rispetto a quelle del tipo TX-UU, che usualmente, ed in particolare per i materiali più teneri, e più sensibili al campionamento, possono sottostimare le reali resistenze di sito;
- i valori ottenuti da prove in sito CPTU risultano in genere affidabili, essendo supportati da numerosi studi, sia teorici che empirici, che dimostrano una stretta correlazione fra la resistenza alla punta  $q_t$  e il valore della resistenza al taglio non drenata.

Per l'interpretazione delle prove CPTU, ci si è avvalsi della seguente correlazione, derivata essenzialmente dalla teoria della capacità portante di fondazioni profonde:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_k}$$

utilizzando un fattore  $N_k = 14$ , in accordo a Lunne et al. (1997, Doc. rif. [52]).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

#### 4.4. DETERMINAZIONE DELLA STORIA TENSIONALE – (OCR)

Per la valutazione della tensione di preconsolidazione dei materiali argillosi, si è in generale fatto riferimento alle prove edometriche, ove il valore della tensione di preconsolidazione è stato stimato con il classico metodo di Casagrande.

In alternativa, il valore della tensione di preconsolidazione (e quindi di OCR), è stato anche valutato sulla base dei dati CPTU mediante la seguente correlazione di Chen e Mayne (1996, Doc. rif. [39]):

$$\sigma'_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

in cui il valore del coefficiente  $k$  viene stimato a partire dal valore dell'indice di plasticità  $IP$ , nel modo seguente:

$$k = 0.86 \cdot IP^{-0.28}$$

Un valore di  $k = 0.33$  è stato generalmente considerato adeguato per i materiali rinvenuti nella tratta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

#### 4.5. DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV

Il valore del coefficiente di consolidazione verticale è stato ottenuto generalmente dalle prove edometriche, affidandosi ai provini di migliore qualità.

In alternativa, il valore può anche essere stimato interpretando le prove di dissipazione, ed ottenendo il valore del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$ , in accordo a Teh e Houlsby (1988, Doc. rif. [43]).

La relazione proposta è la seguente:

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 \sqrt{I_r}}$$

essendo:

$T^*$  = fattore adimensionale funzione della percentuale di dissipazione della sovrappressione interstiziale iniziale; per un grado di dissipazione del 50% si ha  $T^* = 0.245$ ;

$I_r$  = indice di rigidezza del materiale, stimato in base alla Figura 4 (Keaveny and Mitchell, 1986, Doc. rif. [48]), funzione dell'indice di plasticità del materiale. Per il caso in esame, si è considerato  $I_r = 140$ , dove:

$$I_r \approx \frac{0.65 \cdot G_o}{c_v} = \text{indice di rigidezza};$$

$r$  = raggio del cono, pari a 1.78 cm;

$t$  = tempo necessario a raggiungere un determinato grado di dissipazione.

	Grado di consolidazione U %			
	30	40	50	60
Pietra porosa sulla punta	T = 0.032	T = 0.063	T = 0.118	T = 0.226
Pietra porosa alla base del cono	T = 0.078	T = 0.142	T = 0.245	T = 0.439

Tabella 5: Fattore adimensionale T (da Houlsby & Teh (1988))

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

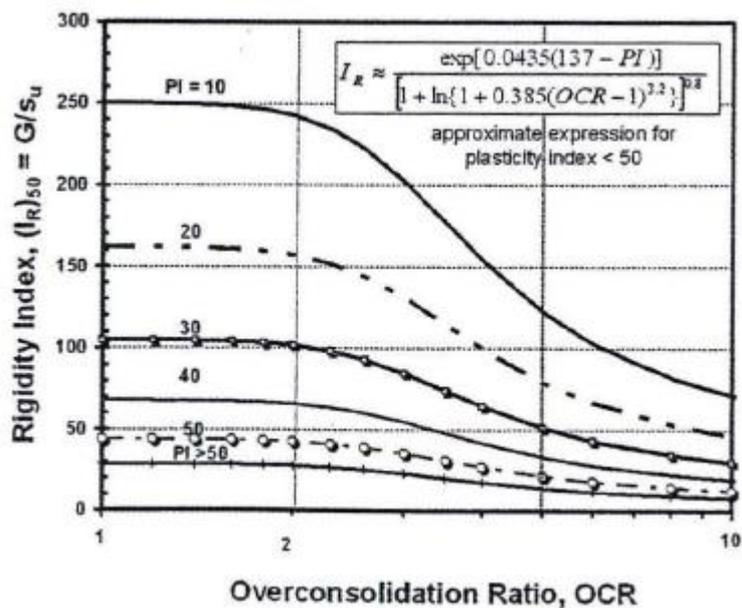


Figura 6: Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidità (Keaveny and Mitchell, 1986)

Nei piezoconi tradizionalmente impiegati in Italia, la pietra porosa si trova alla base della punta ( $u_2$ ), si è fatto quindi riferimento ai valori riportati nella seconda riga della Tabella precedente.

In accordo alle indicazioni di Baligh (1975, Doc. rif. [37]), il processo di dissipazione della sovrappressione interstiziale avviene nel ramo di scarico. In sostanza, la penetrazione della punta provoca un eccesso di sovrappressioni interstiziali, e la loro dissipazione fa tornare le tensioni efficaci allo stato precedente l'infissione. Pertanto, i valori di  $c_h$  ottenuti da tale formulazione (ma non solo da questa), sono relativi allo stato di sovraconsolidazione del materiale.

Per ottenere il valore di  $c_h$  nelle condizioni NC, Baligh propone di correggere il valore ottenuto con un coefficiente pari al rapporto fra il valore del coefficiente di ricompressione RR e quello di compressione vergine CR, entrambi ottenuti da prove edometriche. Si applica quindi la seguente correlazione:

$$c_h(NC) = c_h(OC) \frac{RR}{CR} \approx \frac{c_h(OC)}{8}$$

Nella valutazione del coefficiente in direzione verticale, si è tenuto conto di quanto suggerito da Lancellotta (1987, Doc. rif. [50]):

- nei depositi argillosi uniformi, non tettonizzati, la permeabilità in direzione orizzontale può essere più elevata che non in direzione verticale, in virtù di strutture deposizionali, per un fattore dell'ordine di 1.5;
- nel caso di terreni stratificati, con fitte alternanze sabbioso-limose, i valori del rapporto  $k_h / k_v$  possono essere sensibilmente più elevati, e variare nel campo 5-15.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica E12RBIN4700001</p>	<p>A</p>

## 4.6. PARAMETRI DI DEFORMAZIONE

### 4.6.1. Materiali a grana grossa

Per quanto concerne la stima dei parametri di deformabilità dei materiali a grana grossa, si è ritenuto di procedere come segue:

- valutazione dei moduli di taglio e di Young iniziali  $G_0$  ed  $E_0$ , sulla base dei dati delle misure geofisiche effettuate nelle diverse fasi progettuali, (CH, DH e MASW), con un confronto dei dati sperimentali con i valori e le tendenze deducibili dalle prove penetrometriche dinamiche (SPT) e statiche (CPT);
- sulla base dei valori tipici di deformazione attesa per le diverse opere (seguendo ad esempio quanto raccomandato da Atkinson e Salfors (1991, Doc. rif. [35]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [36]), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

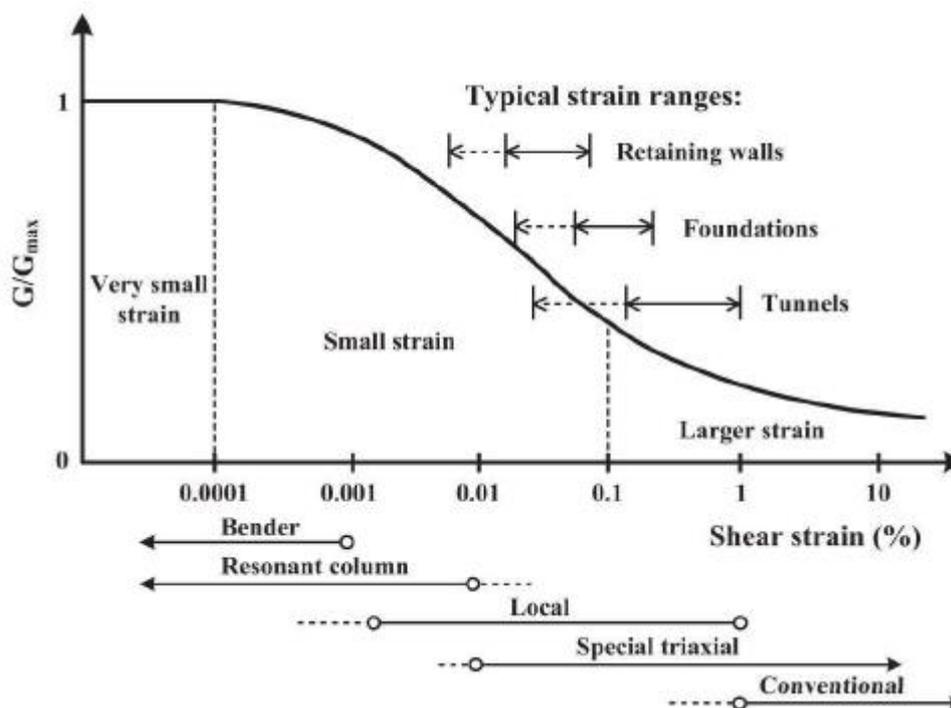


Figura 7: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

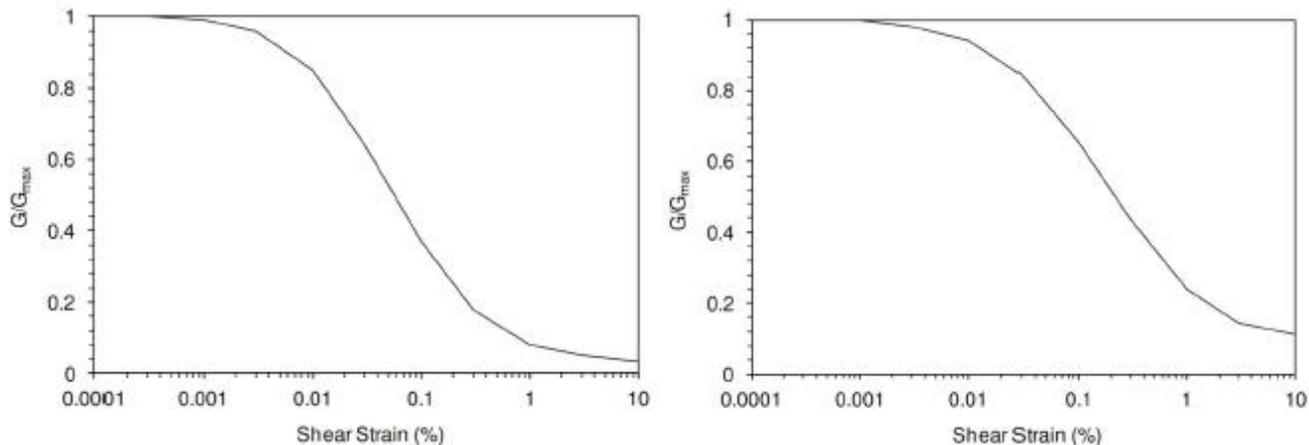


Figura 8: Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra) e argillosi (a destra)

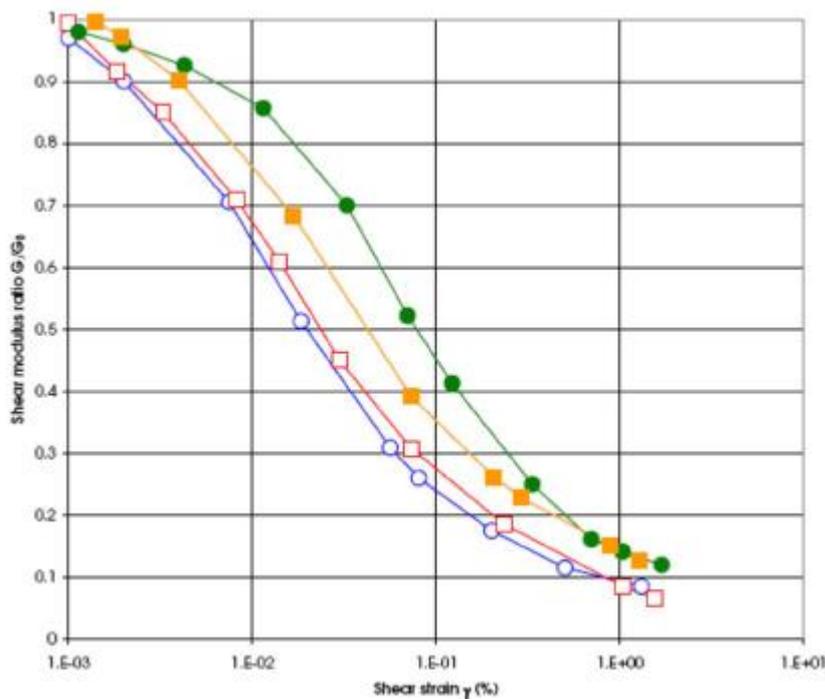


Figura 9: Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio

Le curve di degrado del modulo in funzione della distorsione a taglio a disposizione in letteratura sono molte e il progettista potrà scegliere quella che riterrà più opportuna. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, validi per il calcolo di cedimenti di fondazioni superficiali e per scavi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine di  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale.

In linea di principio, nel momento in cui anche un generico materiale argilloso, per effetto del cambio tensionale, si trovi in un campo deformativo a principale componente elastica, si può seguire allo stesso modo questa procedura.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

#### 4.6.2. Materiali a grana fine

Quando non ci si trovi ad operare in campo elastico, e convenga invece adottare parametri che definiscano il comportamento sia nel ramo di ricarico (comportamento elastico o pseudo-elastico), e nel campo di compressione vergine, per la definizione dei parametri di deformazione vengono forniti i valori di RR e CR, (rapporto di ricompressione e di compressione vergine), nel piano  $\varepsilon_v$ -log  $\sigma'_v$ .

Per quanto invece concerne la deformabilità viscosa, viene fornito, quando di possibile interesse, un valore di  $c_{\alpha\varepsilon}$  (coefficiente di compressibilità secondaria), sempre nel piano  $\varepsilon_v$ -log  $\sigma'_v$ , generalmente dedotto, laddove disponibili, dalle prove edometriche. In alternativa, si è utilizzata la correlazione proposta da Mesri e Godlewski (1977, Doc. rif. [55]):

$$c_{\alpha\varepsilon}/CR = 0.04 \pm 0.01.$$

Infine, nel caso in cui ci si è trovati di fronte a strati di modesto spessore in profondità (>15-20 m da p.c.), per i quali non sono disponibili misure geofisiche né prove di laboratorio, il valore del modulo di Young operativo, da impiegare solo nel caso in cui il materiale sia ricaricato nel ramo della ricompressione, e quindi senza importanti deformazioni plastiche, è stata stimato con la correlazione empirica:

$$E' = 200-300 \cdot c_u.$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

#### 4.7. QUALITÀ DEI CAMPIONI

Per i materiali argillosi, molti dei dati qui dedotti ed in particolare quelli relativi alla storia tensionale ed alla deformabilità, provengono dall'interpretazione dei risultati delle prove meccaniche di laboratorio ed in particolare delle prove edometriche.

Con riferimento a queste prove, la qualità dei campioni indisturbati di materiali argillosi può essere valutata sulla base di criteri proposti in letteratura. Ad esempio Lunne et al. (1997, Doc. rif. [51]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [65]), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito  $\sigma'_{vo}$ . Il principio alla base di tale criterio di valutazione è che maggiore è il valore della deformazione a tale livello tensionale, maggiore è il disturbo. In termini quantitativi, le tabelle che seguono mostrano la classificazione come riportata da De Groot e Sandven (2004) (Doc. rif. [42]).

Deformazione volumetrica $\varepsilon_{vol}(\%)$ a $\sigma'_{vo}$ (in una prova edometrica $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$ )	SQD
<1	A (best)
1-2	B
2-4	C
4-8	D
>8	E (worst)

Tabella 6: Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Livello
< 0.04	< 0.03	Da molto buono a eccellente
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Da buono ad accettabile
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Scarso
>0.14	>0.10	Molto scarso

Tabella 7: Grado di affidabilità dei campioni Lunne et al. (1997)

In virtù di tale classificazione, si sono esclusi generalmente i dati provenienti dai campioni di scarsa qualità. In ogni caso, il progettista può utilmente consultare direttamente il dato sperimentale, al fine di valutare l'attendibilità dell'operazione svolta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBN4700001	A

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA

Come anticipato nei paragrafi precedenti, lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. Con riferimento a questo ultimo aspetto, il profilo stratigrafico riportato nella presente relazione, riporta in primo luogo i confini tra le varie unità stratigrafiche, definiti sulla base delle indagini geologiche. Con questo supporto di base sono state poi definite le unità lito-stratigrafiche ritenute omogenee in termini di comportamento meccanico. Definiti i profili stratigrafici, i parametri di progetto delle diverse unità sono stati dedotti, secondo gli esiti delle indagini geognostiche pregresse e delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, secondo i criteri di cui al precedente capitolo.

In particolare, si è notato che da un punto di vista geotecnico i materiali presenti nel volume significativo dell'opera ed in particolare delle rispettive fondazioni possono essere suddivisi nelle seguenti macro-unità: nei primi metri di profondità si individua la presenza di alluvioni recenti di limi argillosi e argille limose (unità 3b). Trattasi di uno strato di composizione eterogenea, avente uno spessore variabile da 7 m a 13 m circa ed all'interno del quale è possibile trovare materiali di riporto o organici.

Lo strato sottostante (unità 6), fino a circa 20 m, è composto da uno spesso livello di ghiaie e sabbie mediamente addensate. A profondità maggiori si riscontra un spesso strato di sabbie addensate (unità 4), presente sino alle massime profondità indagate (50 m). All'interno di tale macro-unità, vi sono numerose lenti di argilla plastica con limo e di limo argilloso compatti e molto compatti, di spessore variabile tra 2 m e 4 m.

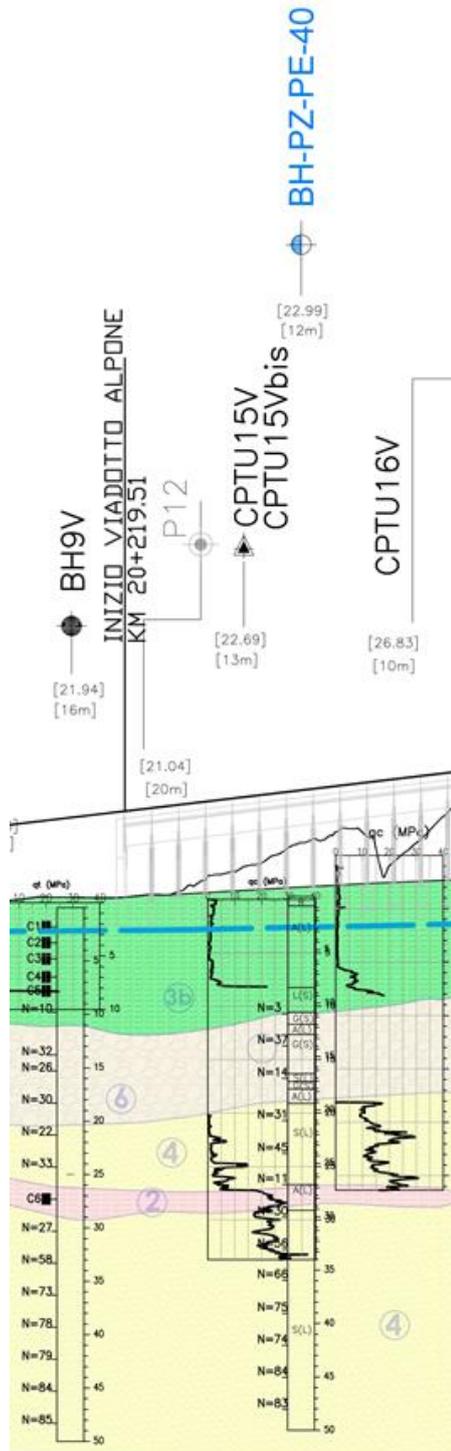
Gli esiti dei sondaggi considerati per la caratterizzazione dei terreni di fondazione dell'opera in esame, e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rispettivi, risultano in linea con quanto riscontrato dalle indagini di riferimento per la tratta in cui ricade l'intervento. Dunque le condizioni specifiche locali confermano quelle generali inerenti la tratta in cui si inserisce l'opera.

Si faccia riferimento ai grafici di sintesi riportati nella 'Relazione Geotecnica Generale' (Doc. Rif. [1]) relativa alla tratta in cui ricade l'opera, per il dettaglio dei dati desunti, sulla base della metodologia cui rimanda il capitolo precedente, dagli esiti delle prove di laboratorio e di sito dei sondaggi di riferimento. In particolare tali grafici riportano:

- Sintesi delle analisi granulometriche;
- Limiti di Atterberg e carta di plasticità di Casagrande;
- Resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi;
- Pressione di preconsolidazione dei terreni coesivi;
- Esiti delle prove SPT;
- Densità relativa stimata da prove SPT;
- Angolo di attrito stimato da prove SPT;
- Velocità delle onde di taglio;
- Modulo di taglio alle piccole deformazioni, a partire dai valori stimati di VS.

Per ulteriori dettagli si faccia inoltre riferimento alla Relazione Geotecnica dell'opera NV50 'IN1711EI2RBNV5000001'.

Si presenta di seguito uno stralcio del profilo stratigrafico longitudinale sulla linea, in corrispondenza delle progressive dell'area di interesse.



LEGENDA TERRENI

- ① Riporto
- ② Limi argillosi e limi da compatte a molto compatte, generalmente sovraconsolidati
- ③a Area con prevalenza di sabbie limose/con limo e limi sabbiosi/con sabbia, a comportamento drenato, da sciolti a mediamente addensati
- ③b Area con prevalenza di limi argillosi e argille limose, da tenere a mediamente compatte, generalmente NC o debolmente OC
- ④ Sabbie generalmente da debolmente limose a limose, da mediamente addensati a molto addensati
- ⑥ Ghiaie, ghiaie con sabbie, con presenza locale di ciottoli, anche di grandi dimensioni (fino a 80/100mm)

Figura 10: Profilo stratigrafico del tracciato in corrispondenza delle progressive dell'area in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

## 6. DATI PIEZOMETRICI

Per quanto concerne la quota di falda registrata, si rimanda alla sintesi delle letture piezometriche eseguite in tutta l'area circostante l'opera nel periodo 2014–2020, riportata nel documento di progetto 'Relazione Geotecnica Generale' (Doc. Rif. [1]): le soggiacenze misurate nei piezometri lungo la tratta in cui ricade l'opera in esame riportano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 2 m.

Nel prospetto di seguito si fornisce la sintesi di quanto rilevato nel periodo di osservazione della falda 2014-2020, relativamente ai piezometri installati in corrispondenza del sondaggio attrezzato di riferimento per le aree in prossimità dell'opera, relativo alla Campagna 2014/2015 e in corrispondenza dei sondaggi di nuova esecuzione (2020/2021) di riferimento per le aree in esame.

Pk	Sondaggio	QUOTA boccaforo (m slm)	Quota falda Max (m slm)	Quota falda Min (m slm)	Profondità da p.c. [m] Max	Profondità da p.c. [m] Min
20+400	BH-PZ-PE-40	22.99	21.11	21.11	1.88	1.88
20+570	BH10V	26.50	20.51	18.76	5.99	7.74
20+900	BH12V	25.20	20.51	18.65	4.69	6.55

Per le considerazioni sulla falda di progetto si rimanda al capitolo successivo.

Per quanto riguarda il livello della falda di costruzione, prima dell'esecuzione dello scavo per l'imposta delle fondazioni dell'opera in oggetto, è indispensabile verificare le quote della falda rilevate dai piezometri installati nelle vicinanze, o in alternativa eseguire un pozzetto di indagine, al fine di valutare la necessità di installazione di elementi atti a garantire l'esecuzione dello scavo in sicurezza (pozzi di emungimento, pompe ecc.).

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifia	
		IN17	12	EI2RBIN4700001	A

## 7. SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO

### 7.1. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA

Si sintetizzano a seguire i valori caratteristici dei parametri geotecnici relativi ai terreni di fondazione delle aree in esame, desunti dagli esiti delle indagini secondo i criteri di cui al capitolo 4 e dalle indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della tratta in cui l'opera ricade.

Le formazioni individuate sulla base delle analisi condotte e riportate nei prospetti di seguito fanno riferimento alle unità geotecniche descritte nel seguente elenco:

- Unità 2 – Limi argillosi da compatti a molto compatti;
- Unità 3b – Limi argillosi e argille limose debolmente sabbiose da tenere a mediamente compatte;
- Unità 4 – Sabbie debolmente limose/limose da mediamente addensate a molto addensate;
- Unità 6 – Ghiaie/ghiaie sabbiose con presenza locale di ciottoli.

Si riportano, inoltre, i dati relativi alla profondità di falda e la quota testa palo rispetto al piano campagna considerate per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione dell'opera in esame. Cautelativamente, per tali verifiche, il livello di falda è stato assunto coincidente con il p.c., coerentemente con quanto definito nella Relazione idrogeologica di progetto.

strato	Formazione	spessore strato	zbase strato	$\gamma$	$\phi'k$	$c'k$	$cuk$	$E'$
		(m)	(m da pc)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)
1	UG 3b	6	6	16.5-18.5			60	4-10
2		5	11	16.5-18.5			35	4-10
3	UG 6	9	20	19-20	37-40	0		40-100
4	UG 4	6	26	19-20	37-40	0		60-100
5	UG 2	1.5	27.5	17.5-19.5			100-150	30-40
6	UG 4	12.5	40	19-20	37-40	0		60-100

#### LEGENDA

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\phi'k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

$c'k$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

$cuk$  = valore caratteristico della coesione non drenata;

$E'$  = valore del modulo elastico operativo

La quota assoluta di riferimento, a partire dalla quale è definita la successione stratigrafica di cui ai prospetti precedenti, coincidente con il p.c. locale, è +22.9.

Relativamente alla profondità della falda e alla quota testa palo di tutte le fondazioni rispetto al p.c., si fa riferimento ai seguenti dati cautelativi:

$z_w$	Profondità della falda dal p.c.	0.00	m
$z_p$	Quota testa palo rispetto al p.c.	1.00	m

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBN4700001	A

Come anticipato nella trattazione precedente, per quanto riguarda il livello della falda di costruzione, prima dell'esecuzione dello scavo per l'imposta delle fondazioni dell'opera in oggetto, è indispensabile verificare le quote della falda rilevate dai piezometri installati nelle vicinanze, o in alternativa eseguire un pozzetto di indagine, al fine di valutare la necessità di installazione di elementi atti a garantire l'esecuzione dello scavo in sicurezza (pozzi di emungimento, pompe ecc.).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia EI2RBIN4700001	A

## 8. PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

Nell'area dell'opera in oggetto, le indagini a disposizione confermano l'assenza di situazioni potenzialmente critiche, relativamente alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

Si sintetizzano nelle Figure riportate a seguire gli esiti delle analisi di liquefazione condotte sulla base degli esiti dei sondaggi di riferimento per l'opera in esame. Si è considerato in particolare il sondaggio BH-9V, localizzato esattamente sull'area in esame.

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto nei confronti del fenomeno della liquefazione si è proceduto attraverso una valutazione di pericolosità condotta mediante l'applicazione di metodi empirici basati sui risultati delle prove penetrometriche in sito statiche di tipo CPT e dinamiche di tipo SPT.

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

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli equivalente  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di  $N$  (cicli del terremoto).

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto al fenomeno della liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

Le NTC2008 al paragrafo 7.11.3.4.2 prescrivono le condizioni di esclusione da verifica a liquefazione. Sulla base delle informazioni disponibili, nessuna delle suddette ragioni di esclusione è di principio applicabile e, pertanto, la verifica deve essere effettuata.

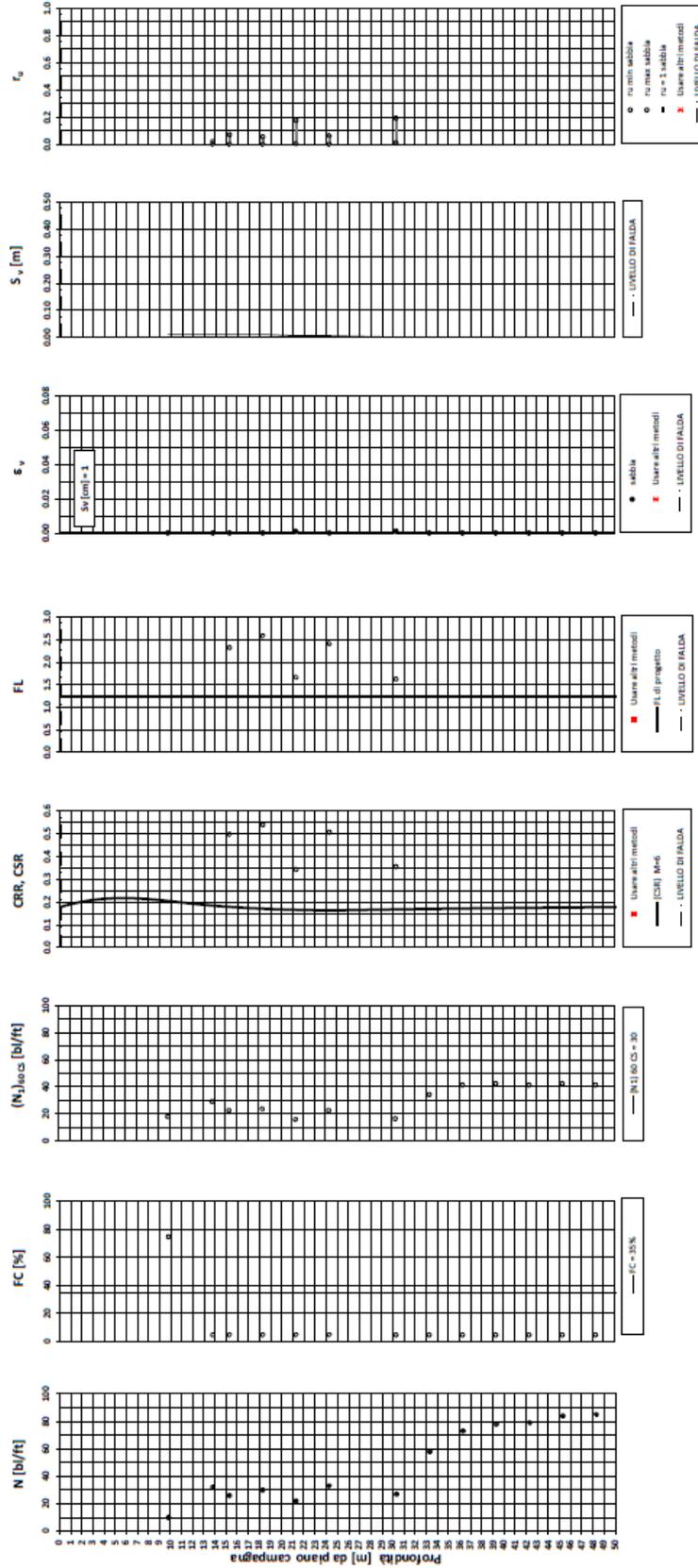
Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di progetto dedicato 'Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base' (Doc. Rif. [6]-[7]).

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4700001	A

**Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova BH9V Pr 20+175**

Amax\_calc / g = 0.289 M\_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Riempimento h = 6 m Sovraccarico = 0 kPa



● Dati basati sulla stima di valori tipici per lo strato

● Dati misurati in sito o calcolati sulla base di misure dirette

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

## 9. RISPOSTA SISMICA LOCALE

La zonazione del tracciato di progetto rispetto alla risposta sismica locale dei terreni presenti è stata svolta in accordo alle prescrizioni delle NTC2008, identificando la Categoria di Sottosuolo di appartenenza del sito sulla base dei dati delle indagini condotte. In particolare, l'associazione tra stratigrafia rilevata ai punti di interesse e relativa categoria di sottosuolo è stata condotta in funzione dei valori medi calcolati sui primi 30m di profondità della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,30}$ ) definita dall'espressione:

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

dove:

- $h_i$  = spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato, ricavata attraverso correlazioni.

A tale riguardo, i profili di  $V_s$  di riferimento per ogni tratto sono stati così determinati:

- per via diretta dai risultati delle prove geofisiche di tipo MASW, Downhole e Crosshole;
- per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT. In particolare, per tenere conto dell'incertezza epistemica (legata nel caso specifico al database di rilievi alla base di ogni correlazione), l'analisi è stata condotta adottando diverse formulazioni, selezionate tra le più rappresentative per i terreni oggetto di analisi. Ai fini dell'analisi, per ogni punto SPT viene rappresentata la media ottenuta dalle correlazioni suddette;
- Per via indiretta, attraverso correlazioni di letteratura sui valori misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche di tipo CPT. Come per le correlazioni sui valori SPT, per ogni verticale CPT viene rappresentato il profilo di VS medio ottenuto dall'applicazione delle correlazioni suddette.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento all'elaborato di progetto dedicato 'Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base' (Doc. Rif. [6]-[7]).

In particolare, si sintetizzano di seguito i risultati ottenuti per la tratta in cui ricade l'opera in esame:

- Il tratto S6 (Prog. da 20+000 a 24+000) vede, con eccezione della prova MASW-PE-09, una variabilità tutto sommato ridotta dei risultati in termini di VS da prove geofisiche crosshole e correlazioni su SPT/CPT. Il profilo di riferimento così ottenuto è crescente da 140 m/s vicino alla superficie fino a 300 m/s in prossimità delle massime profondità indagate.

Sulla base della definizione del profilo  $V_s$  di riferimento, si individuano i seguenti valori del parametro  $v_{s,30}$  relativamente alla tratta in cui ricade l'opera in esame.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4700001	A

Tratto	Punto di interesse iniziale e finale (Tabella 1).	Prog.		WBS di riferimento	V <sub>s,30</sub> m/s
		da	a		
S6	P19-P21	20+000	24+000	VI05A, VI05B, VI05C, VI05D, VI05E, RI36D, RI36E, VI17, RI37	213

In conclusione, sulla base delle informazioni disponibili, la tratta all'interno della quale ricade l'opera in esame può essere ragionevolmente classificata in **categoria C** ossia:

"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT<sub>30</sub> < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < c<sub>u,30</sub> < 250 kPa nei terreni a grana fina)."

L'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base può essere determinato secondo le NTC2008 attraverso l'impiego di un fattore di sito S funzione sia della categoria di sottosuolo (S<sub>s</sub>) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica (ST):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente S<sub>s</sub> si ottiene per la Categoria C di sottosuolo attraverso la seguente espressione (vedi Tabella 3.2.V del par. 3.2.3 delle NTC2008):

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, considerato che il sito di interesse si trova su superficie sostanzialmente pianeggiante (cat. T1, ossia Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , in accordo alla Tabella 3.2.IV al par.3.2.2. delle NTC2008), il fattore di amplificazione topografica è sempre ST=1.

Si faccia riferimento alle Relazioni di calcolo delle strutture afferenti l'opera in esame per l'individuazione dei valori assegnati ai parametri di definizione dell'azione sismica di progetto.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

## 10. PALI DI FONDAZIONE

### 10.1. INTRODUZIONE

La progettazione dell'opera in esame prevede la necessità di adozione di fondazioni profonde, realizzate mediante l'utilizzo di pali trivellati di grande diametro. In particolare, si sfruttano per le fondazioni dell'opera in esame pali di diametro  $\Phi 1200$ .

Si riportano, nei paragrafi a seguire, le modalità e i criteri adottati per le verifiche geotecniche agli Stati Limite Ultimi SLU e agli Stati Limite di Esercizio SLE delle fondazioni su pali, conformemente con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento per il progetto – DM 14.1.2008.

### 10.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DI TIPO GEOTECNICO

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 del DM 14.1.2008, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento allo sviluppo di meccanismi di collasso per carico limite della palificata, ed in particolare devono essere indagati nel caso in esame:

*SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sopra elencate sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali precisati a seguire, seguendo l'**Approccio normativo 2 - Combinazione 1: A1+M1+R3**, in accordo con il DM 14.1.2008 (cfr. §6.4.3.1). I valori dei coefficienti parziali per le azioni A1 sono stati desunti, per l'opera in esame, dal par. 5.1.3.12 del DM 14.1.2008, relativo al capitolo sui 'Ponti stradali', quello dei coefficienti delle resistenze R3 fanno riferimento alla Tab. 6.4.II, per carichi assiali, e alla Tab. 6.4.VI del DM 14.1.2008, per carichi trasversali; i coefficienti per i materiali M1 sono unitari, in accordo alla Tab. 6.2.II del DM 14.1.2008. Nel caso sismico, si assumono i coefficienti delle azioni A1 unitari, come da §7.11.5.3- del DM 14.1.2008.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 del DM 14.1.2008, deve essere incluso tra le azioni permanenti.

Le Tabelle di riferimento per i coefficienti parziali delle azioni, dei materiali e delle resistenze caratteristiche, sono riportate nelle Figure seguenti.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4700001	A

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Figura 11: Valori dei coefficienti parziali per le azioni – Tabella 5.1.V del DM 14.1.2008

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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 12: Valori dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Tabella 6.2.II del DM 14.1.2008

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_M$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Figura 13: Valori dei coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche – Tabella 6.4.II del DM 14.1.2008

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,6$	$\gamma_r = 1,3$

Figura 14: Valori dei coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali – Tabella 6.4.VI del DM 14.1.2008

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia EI2RBIN4700001	A

### 10.2.1. Carico limite nei riguardi dei carichi assiali

Si riportano nel presente paragrafo i criteri di valutazione della capacità portante di progetto dei pali di fondazione nei confronti dei carichi assiali.

#### Metodi di valutazione delle portate di progetto del palo singolo

Si fa presente che, con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo (o trazione)  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV del DM 14.1.2008, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 15: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate – Tabella 6.4.IV del DM 14.1.2008

Nel caso dell'opera in esame, si sono considerate  $n=4$  verticali di riferimento.

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" sottoposto a compressione è espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{dc} = Q_{ll} / FSL + Q_{bl} / FSB - W_{p-s}$$

dove:

$Q_{ll}$  = portata laterale limite,

$Q_{bl}$  = portata di base limite,

$W_{p-s}$  = peso del palo al netto del peso del terreno asportato,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale (=  $\xi \cdot \gamma_s$ ).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base (=  $\xi \cdot \gamma_b$ ).

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" è espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{dt} = Q_{ll} / FSL + W'_p$$

dove:

$Q_{ll}$  = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

$W'_p$  = peso efficace del palo: alleggerito se sotto falda,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale (=  $\gamma_{st} \cdot \xi$ ).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

### Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

$\tau_i$  = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

$h_i$  = altezza dello strato i-esimo.

### Depositi coesivi

Per i terreni coesivi la tensione di adesione laterale limite è valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_{uk} \leq \tau_{us,max}$$

dove  $c_{uk}$  indica la coesione non drenata caratteristica e  $\alpha$  è il coefficiente empirico ricavato sulla base di quanto riportato nelle FHWA (2010):

$\alpha = 0$  between the ground surface and a depth of 5 ft or to the depth of seasonal moisture change, whichever is greater

$\alpha = 0.55$  along remaining portions of the shaft for  $\frac{s_u}{p_a} \leq 1.5$

$\alpha = 0.55 - 0.1 \left( \frac{s_u}{p_a} - 1.5 \right)$  along remaining portions of the shaft for  $1.5 \leq \frac{s_u}{p_a} \leq 2.5$

con  $p_a = 100 \text{ kPa}$  (pressione atmosferica) e  $s_u$ , valore caratteristico della coesione non drenata.

La resistenza laterale così determinata per i terreni coesivi viene massimizzata con:

$$\tau_{us,max} = 100 \text{ kPa.}$$

Si precisa che i valori della tensione di adesione laterale, valutati per i depositi coesivi, con le formulazioni sopra riportate, non potranno comunque assumere valori inferiori a  $0.23 \cdot \sigma'_{v0}$ , dove  $\sigma'_{v0}$  indica la tensione verticale efficace alla quota di riferimento.

### Depositi incoerenti

Per i terreni incoerenti la tensione di aderenza laterale limite è valutata con la seguente espressione:

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max}$$

dove  $\sigma'_{v0}$  indica la tensione verticale efficace alla quota di riferimento e  $\beta$  il coefficiente valutato con le formulazioni proposte da Reese e O'Neill, 1999:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

#### Sabbie

$$\beta = 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.50} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.20)$$

#### Sabbie ghiaiose

$$\beta = 2.0 - 0.147 \cdot z^{0.75} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.80)$$

La resistenza laterale così determinata per i terreni incoerenti viene massimizzata con:

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa.}$$

#### Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite vengono utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

$A_p$  = area della base del palo,

$q_{bl}$  = portata limite specifica di base.

#### Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot c_{u,k}$$

dove:

$c_{u,k}$  = resistenza a taglio non drenata caratteristica.

#### Depositi incoerenti

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq q_{bcr, 0.1}$$

dove  $\sigma'_{v0}$  indica la tensione verticale efficace alla quota di riferimento e il coefficiente  $N_q$  è valutato in accordo alle formulazioni di Berezantzev (1965), in funzione del valore dell'angolo di attrito dello strato di riferimento, ridotto di  $3^\circ$ :  $\phi_d = \phi - 3^\circ$ .

Il valore della portata di base allo stato critico ( $q_{bcr}$ ) è stato valutato, considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%.

Generalmente sono disponibili dati SPT, quindi si possono utilizzare le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 N_{SPT} < 4000 \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

Quando sono disponibili dati penetrometrici, si è considerata la seguente espressione (Fioravante et al., 1995 e Ghionna et al., 1994, Lancellotta et al., 2011):

$$q_{bc0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

### Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

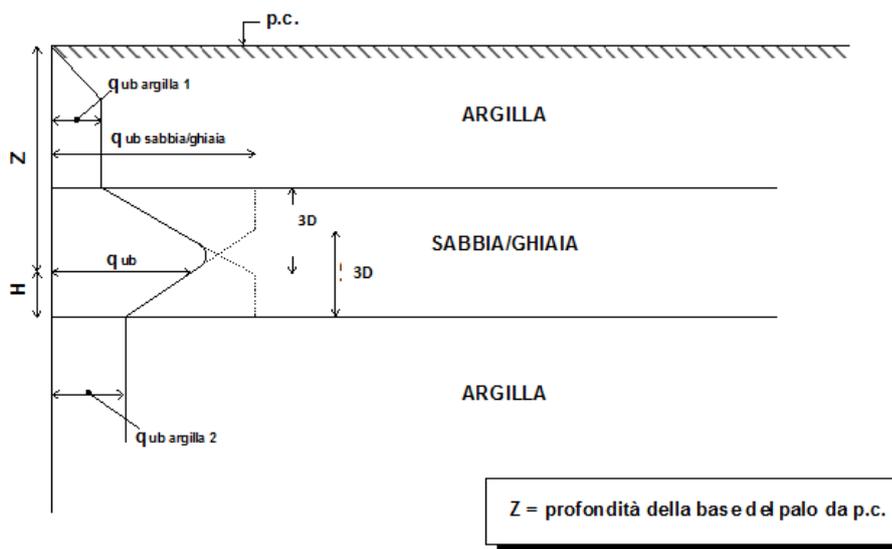


Figura 16: Criterio di valutazione della pressione ultima di base ( $q_{ub}$ ) in terreni stratificati

### Presenza di strati liquefacibili

Nella valutazione della capacità portante verticale del palo singolo, si è tenuto conto degli strati potenzialmente liquefacibili, annullando le due aliquote di resistenza per attrito laterale e di base, in corrispondenza dei tratti interessati. Il fenomeno della liquefazione è stato considerato esclusivamente nella valutazione delle resistenze a compressione e trazione in sisma.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBN4700001	A

## Curve di portanza del palo singolo

Si riportano a seguire, le curve di portanza di progetto ricavate secondo i criteri e le formulazioni riportate nei paragrafi precedenti, per pali  $\Phi 800$ -  $\Phi 1000$ , soggetti a compressione e trazione, in condizioni statiche e sismiche. Per pali  $\Phi 1200$  si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica dell'opera NV50 'IN1711E12RBNV5000001'.

Si precisa che, in accordo con quanto riportato nelle formulazioni esplicitate nei paragrafi precedenti, le curve individuate tengono conto anche del peso del palo, secondo le modalità indicate. Nella condizione di palo soggetto a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di palo sottoposto a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

I termini indicati nei grafici fanno riferimento alle seguenti grandezze relative al singolo palo:

- Ql: Resistenza laterale di calcolo (kN)
- Qbl: Resistenza di base di calcolo (kN)
- Qu: Resistenza ultima a compressione/trazione (kN)
- Qd: Resistenza di progetto a compressione/trazione (kN)

## PALO D800mm

\*\*\* P A L \*\*\*  
Programma per l'analisi della capacità portante  
assiale di un palo di fondazione  
  
(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)  
ottobre 2006

pag. / 2

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacità portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c.	=	1.00 m
Quota falda da p.c.	=	.00 m
Peso di volume del palo	=	8.10 kN/m <sup>3</sup>
Fattore di sicurezza portata laterale	=	1.63 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	1.92 (FS,b)

Elemento cilindrico,      Diametro fusto =      800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"  
quando la  $Q_{b,i}$  ad esso attribuibile è superiore a quella degli  
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .800 = 2.40$  m  
entro lo strato se quello sovrastante è più debole

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * .800 = 2.40$  m  
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di  $Q_b$  viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 6.00 m

$G_n = 18.5 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 8.5 \text{ kN/m}^3$   
 $\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$                       Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito  
 $\tau > .23 * S'v$   
 $Q_b = 9.0 * C_u$   
 $C_u$  variabile lin. da 60.0 a 60.0 kPa

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 6.00 a 11.00 m

$G_n = 18.5 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 8.5 \text{ kN/m}^3$   
 $\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$                       Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito  
 $\tau > .23 * S'v$   
 $Q_b = 9.0 * C_u$   
 $C_u$  variabile lin. da 35.0 a 35.0 kPa

Strato 3 "G " (Incoerente) da 11.00 a 20.00 m

$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$   
 $\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$   
 $\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$   
 $Z =$  profondita da piano campagna  
 $\tau > .25 * S'v$   
 $\tau < 1.80 * S'v$   
 $Q_b$  variabile lin. da 2500. a 2500. kPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

pag. / 4

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 4 "S" (Incoerente) da 20.00 a 26.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \beta \cdot S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ \beta &= 1.50 - .245 Z^{.50} \\ Z &= \text{profondita da piano campagna} \\ \tau &> .25 \cdot S'v \\ \tau &< 1.20 \cdot S'v \end{aligned}$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 3000. \text{ a } 3000. \text{ kPa}$$

Strato 5 "LA" (Coesivo) da 26.00 a 27.50 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \alpha \cdot C_u < 100.0 \text{ kPa} \\ &\quad \text{Criterio } \alpha(C_u) \text{ nel seguito} \\ \tau &> .23 \cdot S'v \end{aligned}$$

$$Q_b = 9.0 \cdot C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 100.0 \text{ a } 100.0 \text{ kPa}$$

Strato 6 "S" (Incoerente) da 27.50 a 30.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \beta \cdot S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ \beta &= 1.50 - .245 Z^{.50} \\ Z &= \text{profondita da piano campagna} \\ \tau &> .25 \cdot S'v \\ \tau &< 1.20 \cdot S'v \end{aligned}$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 3000. \text{ a } 3000. \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

pag. / 5

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 7 "S" (Incoerente) da 30.00 a 40.00 m

$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3$                        $G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$\tau = \beta * S'_v < 150.0 \text{ kPa}$   
 $\beta = 1.50 - .245 Z^{.50}$   
Z = profondita da piano campagna  
 $\tau > .25 * S'_v$   
 $\tau < 1.20 * S'_v$

Qb variabile lin. da 3500. a 3500. kPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

pag. / 6

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "LA "	1.00	1.00	1.00
2 "LA "	1.00	1.00	1.00
3 "G "	1.00	1.00	-
4 "S "	1.00	1.00	-
5 "LA "	1.00	1.00	1.00
6 "S "	1.00	1.00	-
7 "S "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio Tau = alfa \* Cu

Cu kPa	alfa
.0	.55
150.0	.55
250.0	.45
400.0	.45

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



	Progetto	Lotto	Codifia	
	IN17	12	EI2RBIN4700001	A

pag. / 7

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	8.5	18.5	60.0	3.88	33.0	540.
1.50	12.8	27.8	60.0	2.59	33.0	540.
2.00	17.0	37.0	60.0	1.94	33.0	540.
2.50	21.3	46.3	60.0	1.55	33.0	540.
3.00	25.5	55.5	60.0	1.29	33.0	540.
3.50	29.8	64.8	60.0	1.11	33.0	540.
4.00	34.0	74.0	60.0	.97	33.0	495.
4.50	38.3	83.3	60.0	.86	33.0	450.
5.00	42.5	92.5	60.0	.78	33.0	405.
5.50	46.8	101.8	60.0	.71	33.0	360.
6.00	51.0	111.0	60.0	.51	26.1	315.
6.50	55.3	120.3	35.0	.35	19.3	315.
7.00	59.5	129.5	35.0	.32	19.3	315.
7.50	63.8	138.8	35.0	.30	19.3	315.
8.00	68.0	148.0	35.0	.28	19.3	315.
8.50	72.3	157.3	35.0	.27	19.3	315.
9.00	76.5	166.5	35.0	.25	19.3	315.
9.50	80.8	175.8	35.0	.24	19.3	315.
10.00	85.0	185.0	35.0	.23	19.6	315.
10.50	89.3	194.3	35.0	.23	20.5	315.
11.00	93.5	203.5	35.0	.67	62.7	315.
11.50	98.0	213.0	--	1.08	106.0	752.
12.00	102.5	222.5	--	1.05	107.9	1189.
12.50	107.0	232.0	--	1.02	109.4	1626.
13.00	111.5	241.5	--	.99	110.8	2063.
13.50	116.0	251.0	--	.96	111.9	2500.
14.00	120.5	260.5	--	.94	112.8	2500.
14.50	125.0	270.0	--	.91	113.5	2500.
15.00	129.5	279.5	--	.88	113.9	2500.
15.50	134.0	289.0	--	.85	114.1	2500.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifia</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

pag. / 8

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.00	138.5	298.5	--	.82	114.1	2500.
16.50	143.0	308.0	--	.80	113.9	2500.
17.00	147.5	317.5	--	.77	113.5	2500.
17.50	152.0	327.0	--	.74	112.8	2500.
18.00	156.5	336.5	--	.72	112.0	2500.
18.50	161.0	346.0	--	.69	110.9	2500.
19.00	165.5	355.5	--	.66	109.6	2500.
19.50	170.0	365.0	--	.64	108.1	2500.
20.00	174.5	374.5	--	.51	88.5	2500.
20.50	179.0	384.0	--	.39	69.9	2600.
21.00	183.5	393.5	--	.38	69.2	2700.
21.50	188.0	403.0	--	.36	68.4	2800.
22.00	192.5	412.5	--	.35	67.5	2900.
22.50	197.0	422.0	--	.34	66.6	3000.
23.00	201.5	431.5	--	.33	65.5	3000.
23.50	206.0	441.0	--	.31	64.3	3000.
24.00	210.5	450.5	--	.30	63.1	2580.
24.50	215.0	460.0	--	.29	61.8	2160.
25.00	219.5	469.5	--	.27	60.4	1740.
25.50	224.0	479.0	--	.26	58.9	1320.
26.00	228.5	488.5	--	.25	56.1	900.
26.50	233.0	498.0	100.0	.24	55.0	900.
27.00	237.5	507.5	100.0	.23	55.0	900.
27.50	242.0	517.0	100.0	.24	58.1	900.
28.00	246.5	526.5	--	.25	61.6	1320.
28.50	251.0	536.0	--	.25	62.8	1740.
29.00	255.5	545.5	--	.25	63.9	2160.
29.50	260.0	555.0	--	.25	65.0	2580.
30.00	264.5	564.5	--	.25	66.1	3000.
30.50	269.0	574.0	--	.25	67.3	3100.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

pag. / 9

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.00	273.5	583.5	--	.25	68.4	3200.
31.50	278.0	593.0	--	.25	69.5	3300.
32.00	282.5	602.5	--	.25	70.6	3400.
32.50	287.0	612.0	--	.25	71.8	3500.
33.00	291.5	621.5	--	.25	72.9	3500.
33.50	296.0	631.0	--	.25	74.0	3500.
34.00	300.5	640.5	--	.25	75.1	3500.
34.50	305.0	650.0	--	.25	76.3	3500.
35.00	309.5	659.5	--	.25	77.4	3500.
35.50	314.0	669.0	--	.25	78.5	3500.
36.00	318.5	678.5	--	.25	79.6	3500.
36.50	323.0	688.0	--	.25	80.8	3500.
37.00	327.5	697.5	--	.25	81.9	3500.
37.50	332.0	707.0	--	.25	83.0	3500.
38.00	336.5	716.5	--	.25	84.1	3500.
38.50	341.0	726.0	--	.25	85.3	3500.
39.00	345.5	735.5	--	.25	86.4	3500.
39.50	350.0	745.0	--	.25	87.5	3500.
40.00	354.5	754.5	--	.25	88.6	3500.

zz = Profondita' da piano campagna  
S'v = Tensione verticale efficace  
Sv = Tensione verticale totale  
Cu = Coesione non drenata  
Tau = Tensione di adesione laterale limite  
qb = Portata di base limite unitaria

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifia
		IN17	12	EI2RBIN4700001
				A

pag. / 10

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	271.	0.	271.	141.
.50	41.	271.	2.	311.	165.
1.00	83.	271.	4.	350.	188.
1.50	124.	271.	6.	390.	212.
2.00	166.	271.	8.	429.	235.
2.50	207.	271.	10.	469.	258.
3.00	249.	249.	12.	485.	270.
3.50	290.	226.	14.	502.	282.
4.00	332.	204.	16.	519.	293.
4.50	373.	181.	18.	536.	305.
5.00	413.	158.	20.	551.	315.
5.50	439.	158.	22.	575.	329.
6.00	463.	158.	24.	597.	342.
6.50	487.	158.	26.	619.	355.
7.00	511.	158.	29.	641.	368.
7.50	536.	158.	31.	663.	381.
8.00	560.	158.	33.	686.	393.
8.50	584.	158.	35.	708.	406.
9.00	608.	158.	37.	730.	419.
9.50	633.	158.	39.	753.	432.
10.00	673.	158.	41.	790.	455.
10.50	792.	378.	43.	1127.	640.
11.00	926.	598.	45.	1479.	835.
11.50	1063.	817.	47.	1833.	1031.
12.00	1201.	1037.	49.	2189.	1228.
12.50	1341.	1257.	51.	2547.	1426.
13.00	1482.	1257.	53.	2686.	1511.
13.50	1625.	1257.	55.	2826.	1596.
14.00	1767.	1257.	57.	2967.	1682.
14.50	1911.	1257.	59.	3108.	1768.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

pag. / 11

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
15.00	2054.	1257.	61.	3250.	1854.
15.50	2197.	1257.	63.	3391.	1940.
16.00	2340.	1257.	65.	3532.	2025.
16.50	2483.	1257.	67.	3672.	2110.
17.00	2624.	1257.	69.	3811.	2195.
17.50	2764.	1257.	71.	3949.	2279.
18.00	2902.	1257.	73.	4086.	2362.
18.50	3039.	1257.	75.	4220.	2444.
19.00	3168.	1257.	77.	4348.	2521.
19.50	3262.	1307.	79.	4490.	2603.
20.00	3350.	1357.	81.	4625.	2680.
20.50	3436.	1407.	83.	4760.	2758.
21.00	3522.	1458.	86.	4894.	2834.
21.50	3606.	1508.	88.	5026.	2910.
22.00	3689.	1508.	90.	5107.	2959.
22.50	3770.	1508.	92.	5187.	3007.
23.00	3851.	1297.	94.	5054.	2944.
23.50	3929.	1086.	96.	4919.	2880.
24.00	4006.	875.	98.	4783.	2815.
24.50	4081.	664.	100.	4644.	2749.
25.00	4153.	452.	102.	4504.	2682.
25.50	4223.	452.	104.	4571.	2722.
26.00	4292.	452.	106.	4638.	2763.
26.50	4362.	452.	108.	4707.	2804.
27.00	4438.	664.	110.	4992.	2958.
27.50	4516.	875.	112.	5279.	3114.
28.00	4596.	1086.	114.	5567.	3271.
28.50	4677.	1297.	116.	5857.	3429.
29.00	4759.	1508.	118.	6149.	3587.
29.50	4843.	1558.	120.	6281.	3663.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia EI2RBIN4700001	A

pag. / 12

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=800 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
30.00	4928.	1608.	122.	6414.	3739.
30.50	5015.	1659.	124.	6549.	3816.
31.00	5103.	1709.	126.	6686.	3894.
31.50	5192.	1759.	128.	6823.	3973.
32.00	5283.	1759.	130.	6912.	4027.
32.50	5375.	1759.	132.	7002.	4082.
33.00	5469.	1759.	134.	7094.	4137.
33.50	5564.	1759.	136.	7187.	4194.
34.00	5661.	1759.	138.	7282.	4251.
34.50	5759.	1759.	140.	7377.	4309.
35.00	5858.	1759.	143.	7475.	4368.
35.50	5959.	1759.	145.	7574.	4427.
36.00	6061.	1759.	147.	7674.	4488.
36.50	6165.	1759.	149.	7775.	4550.
37.00	6270.	1759.	151.	7878.	4612.
37.50	6376.	1759.	153.	7983.	4675.
38.00	6484.	1759.	155.	8088.	4739.
38.50	6593.	1759.	157.	8196.	4804.
39.00	6704.	1759.	159.	8304.	4870.

Lp = Lunghezza utile del palo  
Q11 = Portata laterale limite  
Qb1 = Portata di base limite  
Wp = Peso efficace del palo  
Qu = Portata totale limite  
Qd = Portata di progetto =  $Q11/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

## PALO D1000mm

\*\*\* P A L \*\*\*  
Programma per l'analisi della capacita' portante  
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)  
ottobre 2006

pag./ 2

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c. = 1.00 m  
Quota falda da p.c. = .00 m  
Peso di volume del palo = 8.10 kN/m3  
Fattore di sicurezza portata laterale = 1.63 (FS,l)  
Fattore di sicurezza portata di base = 1.92 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1000. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"  
quando la  $Q_{b,i}$  ad esso attribuibile e' superiore a quella degli  
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * 1.000 = 3.00$  m  
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno:  $3.0 * 1.000 = 3.00$  m  
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di  $Q_b$  viene assunta lineare dal passaggio di strato

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

pag. / 3

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 6.00 m

$$G_n = 18.5 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 8.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 60.0 \text{ a } 60.0 \text{ kPa}$$

Strato 2 "LA " (Coesivo) da 6.00 a 11.00 m

$$G_n = 18.5 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 8.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 35.0 \text{ a } 35.0 \text{ kPa}$$

Strato 3 "G " (Incoerente) da 11.00 a 20.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$\beta = 2.00 - .147 Z^{.75}$$

$Z$  = profondita da piano campagna

$$\tau > .25 * S'v$$

$$\tau < 1.80 * S'v$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 2500. \text{ a } 2500. \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

pag. / 4

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 4 "S" (Incoerente) da 20.00 a 26.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ \beta &= 1.50 - .245 Z^{.50} \\ Z &= \text{profondita da piano campagna} \\ \tau &> .25 * S'v \\ \tau &< 1.20 * S'v \end{aligned}$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 3000. \text{ a } 3000. \text{ kPa}$$

Strato 5 "LA" (Coesivo) da 26.00 a 27.50 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa} \\ &\quad \text{Criterio } \alpha(C_u) \text{ nel seguito} \\ \tau &> .23 * S'v \end{aligned}$$

$$Q_b = 9.0 * C_u$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 100.0 \text{ a } 100.0 \text{ kPa}$$

Strato 6 "S" (Incoerente) da 27.50 a 30.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \tau &= \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa} \\ \beta &= 1.50 - .245 Z^{.50} \\ Z &= \text{profondita da piano campagna} \\ \tau &> .25 * S'v \\ \tau &< 1.20 * S'v \end{aligned}$$

$$Q_b \text{ variabile lin. da } 3000. \text{ a } 3000. \text{ kPa}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12RBIN4700001	A

pag. / 5

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 7 "S" (Incoerente) da 30.00 a 40.00 m

Gn = 19.0 kN/m<sup>3</sup>                      Ge = 9.0 kN/m<sup>3</sup>

Tau = beta \* S'v < 150.0 kPa  
beta = 1.50 - .245 Z<sup>.50</sup>  
Z = profondita da piano campagna  
Tau > .25 \* S'v  
Tau < 1.20 \* S'v

Qb variabile lin. da 3500. a 3500. kPa

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

pag. / 6

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato		Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1	"LA "	1.00	1.00	1.00
2	"LA "	1.00	1.00	1.00
3	"G "	1.00	1.00	-
4	"S "	1.00	1.00	-
5	"LA "	1.00	1.00	1.00
6	"S "	1.00	1.00	-
7	"S "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni coesivi: Criterio  $\tau = \alpha * C_u$

Cu kPa	alfa
.0	.55
150.0	.55
250.0	.45
400.0	.45

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



	Progetto	Lotto	Codifia	
	IN17	12	EI2RBIN4700001	A

pag. / 7

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
1.00	8.5	18.5	60.0	3.88	33.0	540.
1.50	12.8	27.8	60.0	2.59	33.0	540.
2.00	17.0	37.0	60.0	1.94	33.0	540.
2.50	21.3	46.3	60.0	1.55	33.0	540.
3.00	25.5	55.5	60.0	1.29	33.0	540.
3.50	29.8	64.8	60.0	1.11	33.0	503.
4.00	34.0	74.0	60.0	.97	33.0	465.
4.50	38.3	83.3	60.0	.86	33.0	428.
5.00	42.5	92.5	60.0	.78	33.0	390.
5.50	46.8	101.8	60.0	.71	33.0	353.
6.00	51.0	111.0	60.0	.51	26.1	315.
6.50	55.3	120.3	35.0	.35	19.3	315.
7.00	59.5	129.5	35.0	.32	19.3	315.
7.50	63.8	138.8	35.0	.30	19.3	315.
8.00	68.0	148.0	35.0	.28	19.3	315.
8.50	72.3	157.3	35.0	.27	19.3	315.
9.00	76.5	166.5	35.0	.25	19.3	315.
9.50	80.8	175.8	35.0	.24	19.3	315.
10.00	85.0	185.0	35.0	.23	19.6	315.
10.50	89.3	194.3	35.0	.23	20.5	315.
11.00	93.5	203.5	35.0	.67	62.7	315.
11.50	98.0	213.0	--	1.08	106.0	679.
12.00	102.5	222.5	--	1.05	107.9	1043.
12.50	107.0	232.0	--	1.02	109.4	1408.
13.00	111.5	241.5	--	.99	110.8	1772.
13.50	116.0	251.0	--	.96	111.9	2136.
14.00	120.5	260.5	--	.94	112.8	2500.
14.50	125.0	270.0	--	.91	113.5	2500.
15.00	129.5	279.5	--	.88	113.9	2500.
15.50	134.0	289.0	--	.85	114.1	2500.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

pag. / 8

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
16.00	138.5	298.5	--	.82	114.1	2500.
16.50	143.0	308.0	--	.80	113.9	2500.
17.00	147.5	317.5	--	.77	113.5	2500.
17.50	152.0	327.0	--	.74	112.8	2500.
18.00	156.5	336.5	--	.72	112.0	2500.
18.50	161.0	346.0	--	.69	110.9	2500.
19.00	165.5	355.5	--	.66	109.6	2500.
19.50	170.0	365.0	--	.64	108.1	2500.
20.00	174.5	374.5	--	.51	88.5	2500.
20.50	179.0	384.0	--	.39	69.9	2583.
21.00	183.5	393.5	--	.38	69.2	2667.
21.50	188.0	403.0	--	.36	68.4	2750.
22.00	192.5	412.5	--	.35	67.5	2833.
22.50	197.0	422.0	--	.34	66.6	2917.
23.00	201.5	431.5	--	.33	65.5	3000.
23.50	206.0	441.0	--	.31	64.3	2650.
24.00	210.5	450.5	--	.30	63.1	2300.
24.50	215.0	460.0	--	.29	61.8	1950.
25.00	219.5	469.5	--	.27	60.4	1600.
25.50	224.0	479.0	--	.26	58.9	1250.
26.00	228.5	488.5	--	.25	56.1	900.
26.50	233.0	498.0	100.0	.24	55.0	900.
27.00	237.5	507.5	100.0	.23	55.0	900.
27.50	242.0	517.0	100.0	.24	58.1	900.
28.00	246.5	526.5	--	.25	61.6	1250.
28.50	251.0	536.0	--	.25	62.8	1600.
29.00	255.5	545.5	--	.25	63.9	1950.
29.50	260.0	555.0	--	.25	65.0	2300.
30.00	264.5	564.5	--	.25	66.1	2650.
30.50	269.0	574.0	--	.25	67.3	2792.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifia E12RBIN4700001	A

pag. / 9

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
31.00	273.5	583.5	--	.25	68.4	2933.
31.50	278.0	593.0	--	.25	69.5	3075.
32.00	282.5	602.5	--	.25	70.6	3217.
32.50	287.0	612.0	--	.25	71.8	3358.
33.00	291.5	621.5	--	.25	72.9	3500.
33.50	296.0	631.0	--	.25	74.0	3500.
34.00	300.5	640.5	--	.25	75.1	3500.
34.50	305.0	650.0	--	.25	76.3	3500.
35.00	309.5	659.5	--	.25	77.4	3500.
35.50	314.0	669.0	--	.25	78.5	3500.
36.00	318.5	678.5	--	.25	79.6	3500.
36.50	323.0	688.0	--	.25	80.8	3500.
37.00	327.5	697.5	--	.25	81.9	3500.
37.50	332.0	707.0	--	.25	83.0	3500.
38.00	336.5	716.5	--	.25	84.1	3500.
38.50	341.0	726.0	--	.25	85.3	3500.
39.00	345.5	735.5	--	.25	86.4	3500.
39.50	350.0	745.0	--	.25	87.5	3500.
40.00	354.5	754.5	--	.25	88.6	3500.

zz = Profondita' da piano campagna  
S'v = Tensione verticale efficace  
Sv = Tensione verticale totale  
Cu = Coesione non drenata  
Tau = Tensione di adesione laterale limite  
qb = Portata di base limite unitaria

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



	Progetto	Lotto	Codifia	
	IN17	12	EI2RBIN4700001	A

pag. / 10

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	424.	0.	424.	221.
.50	52.	424.	3.	473.	250.
1.00	104.	424.	6.	521.	278.
1.50	156.	424.	10.	570.	307.
2.00	207.	424.	13.	619.	335.
2.50	259.	395.	16.	638.	349.
3.00	311.	365.	19.	657.	362.
3.50	363.	336.	22.	676.	375.
4.00	415.	306.	25.	696.	388.
4.50	467.	277.	29.	715.	402.
5.00	516.	247.	32.	731.	413.
5.50	549.	247.	35.	761.	430.
6.00	579.	247.	38.	788.	446.
6.50	609.	247.	41.	815.	461.
7.00	639.	247.	45.	842.	477.
7.50	670.	247.	48.	869.	492.
8.00	700.	247.	51.	896.	507.
8.50	730.	247.	54.	923.	523.
9.00	760.	247.	57.	951.	538.
9.50	792.	247.	60.	979.	554.
10.00	841.	247.	64.	1025.	581.
10.50	990.	533.	67.	1456.	818.
11.00	1158.	819.	70.	1907.	1067.
11.50	1329.	1105.	73.	2361.	1318.
12.00	1502.	1391.	76.	2817.	1570.
12.50	1676.	1677.	80.	3274.	1823.
13.00	1853.	1963.	83.	3734.	2077.
13.50	2031.	1963.	86.	3908.	2183.
14.00	2209.	1963.	89.	4084.	2289.
14.50	2388.	1963.	92.	4260.	2396.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4700001	A

pag. / 11

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
 Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
15.00	2568.	1963.	95.	4436.	2502.
15.50	2747.	1963.	99.	4612.	2609.
16.00	2925.	1963.	102.	4787.	2716.
16.50	3103.	1963.	105.	4962.	2821.
17.00	3280.	1963.	108.	5135.	2927.
17.50	3455.	1963.	111.	5307.	3031.
18.00	3628.	1963.	115.	5477.	3134.
18.50	3799.	1963.	118.	5645.	3236.
19.00	3960.	1963.	121.	5803.	3331.
19.50	4078.	2029.	124.	5983.	3434.
20.00	4187.	2094.	127.	6154.	3532.
20.50	4295.	2160.	130.	6325.	3630.
21.00	4402.	2225.	134.	6494.	3726.
21.50	4507.	2291.	137.	6661.	3822.
22.00	4611.	2356.	140.	6827.	3916.
22.50	4713.	2081.	143.	6651.	3832.
23.00	4813.	1806.	146.	6473.	3747.
23.50	4911.	1532.	150.	6293.	3661.
24.00	5007.	1257.	153.	6111.	3574.
24.50	5101.	982.	156.	5927.	3485.
25.00	5192.	707.	159.	5739.	3394.
25.50	5278.	707.	162.	5823.	3444.
26.00	5365.	707.	165.	5906.	3494.
26.50	5453.	707.	169.	5991.	3545.
27.00	5548.	982.	172.	6357.	3743.
27.50	5645.	1257.	175.	6727.	3943.
28.00	5745.	1532.	178.	7098.	4144.
28.50	5846.	1806.	181.	7471.	4346.
29.00	5949.	2081.	184.	7846.	4549.
29.50	6054.	2193.	188.	8058.	4668.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4700001	A

pag. / 12

LINEA AV/AC VERONA PADOVA NV50  
Capacita' portante palo D=1000 mm-A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
30.00	6160.	2304.	191.	8273.	4788.
30.50	6268.	2415.	194.	8489.	4909.
31.00	6378.	2526.	197.	8708.	5032.
31.50	6490.	2638.	200.	8928.	5155.
32.00	6604.	2749.	204.	9149.	5280.
32.50	6719.	2749.	207.	9261.	5347.
33.00	6836.	2749.	210.	9375.	5416.
33.50	6955.	2749.	213.	9491.	5486.
34.00	7076.	2749.	216.	9608.	5556.
34.50	7198.	2749.	219.	9728.	5628.
35.00	7323.	2749.	223.	9849.	5701.
35.50	7448.	2749.	226.	9972.	5775.
36.00	7576.	2749.	229.	10096.	5851.
36.50	7706.	2749.	232.	10222.	5927.
37.00	7837.	2749.	235.	10350.	6004.
37.50	7970.	2749.	239.	10480.	6083.
38.00	8105.	2749.	242.	10612.	6162.
38.50	8241.	2749.	245.	10745.	6243.
39.00	8380.	2749.	248.	10880.	6324.

Lp = Lunghezza utile del palo  
Q11 = Portata laterale limite  
Qb1 = Portata di base limite  
Wp = Peso efficace del palo  
Qu = Portata totale limite  
Qd = Portata di progetto =  $Q11/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBN4700001	A

### 10.2.2. Carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Per terreni coesivi e per le ulteriori ipotesi di cui sopra, si considera invece la seguente formulazione:

$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

In cui:

H = carico limite orizzontale del palo

$K_p$  = coefficiente di spinta passiva

d = diametro del palo

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo

$c_u$  = coesione non drenata

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il valore del taglio massimo agente in testa palo, dedotto dalle combinazioni SLU-SLV ( $V_{pd}$ ):

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con  $\xi$  funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame e  $\gamma_T$  secondo l'approccio considerato. Considerando l'Approccio 2, il coefficiente  $\gamma_T$  sarà pari a 1.3 (Tab.6.4.VI – DM 14.1.2008).

Verrà tenuta in conto, ove previsto, la possibilità di liquefazione in condizioni sismiche. Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione situati nelle zone dove è stata riscontrata la presenza di lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili, la teoria di Broms resta applicabile, ma non sono più utilizzabili le soluzioni semplificate, disponibili in forma chiusa e/o con abachi adimensionali. Per tale ragione è stato studiato un modello di calcolo, che pur basandosi sulla teoria di Broms, tenga conto delle peculiarità del caso in esame. Nella fattispecie, si trascura totalmente il contributo della spinta passiva all'interno dello strato liquefacibile.

A vantaggio di sicurezza si trascura anche il contributo della resistenza offerta dal terreno intorno al plinto.

L'approccio riportato risulta pertanto cautelativo.

La seguente Figura mostra lo schema di calcolo considerato.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>12</p>	<p>Codifia</p> <p>EI2RBIN4700001</p>	<p>A</p>

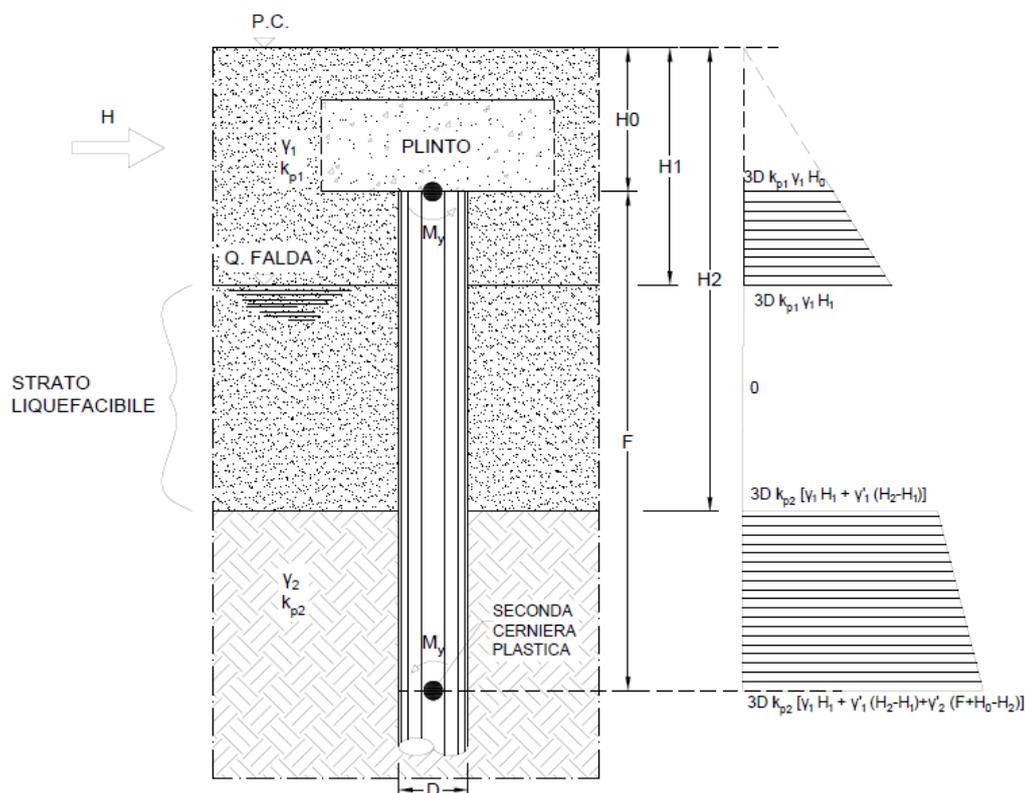


Figura 17: Modello di calcolo per la portanza orizzontale di pali in terreni con livelli potenzialmente liquefacibili

Considerando che si crei una prima cerniera plastica in testa al palo ed una seconda alla profondità F (palo lungo non libero di ruotare in testa), si scrivono le equazioni di equilibrio alla traslazione e di equilibrio alla rotazione intorno alla testa del palo. In tal modo si ricavano le due incognite F ed H, ovvero la profondità della seconda cerniera plastica e la forza massima orizzontale del sistema palo-terreno.