

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

**IN48 - DEVIAZIONE STRADALE STRADA PORCILANA DAL km 20+700,00 AL km
21+625,00**

GENERALE

Analisi rilevati di approccio

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA	Consorzio Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Ottobre 2022			-
Ing. Giovanni MALAYENDA ALBO INGEGNERI PROV. DI MESSINA n. 4503 Data: Ottobre 2022				

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 2	E	I 2	R B	I N 4 8 0 0	0 0 1	B	- - - p - - -

IRICAV2	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing Alberto Levorato 	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificat	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Coding 	18/06/21	C.Pinti 	18/06/21	P.Luciani 	18/06/21	Giuseppe Fabrizio Coppa
B	REVISIONE GC	Coding 	Ottobre 2022	C.Pinti 	Ottobre 2022	P.Luciani 	Ottobre 2022	



CIG. 8377957CD1

CUP: J41E91000000009

File: IN1712E12RBIN4800001B.DOC





Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

INDICE

1	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
1.1	DOCUMENTI PROGETTUALI	3
1.2	SOFTWARE	4
1.3	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
1.4	BIBLIOGRAFIA TECNICA	4
2	CARATTERISTICHE MATERIALI	7
2.1	Calcestruzzo	7
3	INDAGINI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO	9
4	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	11
4.1	DENSITÀ RELATIVA DEI MATERIALI A GRANA GROSSA	11
4.2	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI-Materiali a grana grossa	13
4.3	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI -Materiali a grana fine	15
4.4	RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI NON DRENATI	17
4.5	DETERMINAZIONE DELLA STORIA TENSIONALE – (OCR)	17
4.6	DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE CV	18
4.7	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE-Materiali a grana grossa	20
4.8	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE-Materiali a grana fine	21
4.9	QUALITÀ DEI CAMPIONI	22
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI DELL'AREA	23
6	DATI PIEZOMETRICI	25
7	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA	26
8	PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE	28
9	RISPOSTA SISMICA LOCALE	31
10	DESCRIZIONE DELL'OPERA	33
11	SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO	34
11.1	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA	34
11.2	MATERIALE DEL RILEVATO	34
11.3	CARICO GRAVANTE SUL RILEVATO	35
12	CRITERI DI VERIFICA IN ACCORDO ALLE NTC2008	36
12.1	Generale	36
12.2	Verifiche di sicurezza in campo statico per opere in materiali sciolti	36
12.2.1	Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU)	36
12.2.2	Verifiche Stati limite di esercizio (SLE)	38
12.2.3	Stabilità del sito nei confronti della liquefazione	38
12.3	Verifiche di sicurezza in campo sismico per opere in materiali sciolti	38

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

12.3.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche	38
12.3.2 Verifiche Stati limite ultimi (SLU)	39
12.3.3 Stati limite di esercizio (SLE)	39
13 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	39
14 CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA	40
14.1 Codici di calcolo utilizzati	40
14.1.1 Slide	40
14.1.2 Plaxis 2D	41
14.2 Metodologie di verifica adottate	41
14.2.1 Verifiche di stabilità	41
14.2.2 Valutazione degli spostamenti	41
14.3 Sezioni di calcolo	42
15 VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE	43
15.1 Risultati	43
16 VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	45
16.1 Modelli e risultati	45
16.1.1 Sezione B1	46
16.1.2 Sezione B2	48
17 CONCLUSIONI	52



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

1 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

1.1 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 EI2RBIN4800001	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
- [28] IN1712EI2BZIN4803001A Inclusioni rigide – Sezioni tipo e dettagli
- [29] IN1712EI2PZIN4803001A Inclusioni rigide - Planimetria e profilo di progetto

1.2 SOFTWARE



- [30] Bentley - Plaxis V20
- [31] Rocscience – Slide v6.0

1.3 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO



- [32] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- [33] 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”
- [34] UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- [35] 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
- [36] UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [37] RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

1.4 BIBLIOGRAFIA TECNICA



- [38] 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

- [39] Atkinson J.H. and Sallfors G. (1991), "Experimental determination of soil properties. General Session 1", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 3, pp-915-956.
- [40] Atkinson J.H. (2000), "Non-linear soil stiffness in routine design", Geotechnique, Vol.50, n.5, pp.487-508
- [41] Baligh (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge
- [42] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1
- [43] 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
- [44] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995
- [45] 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
- [46] 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
- [47] Houlsby G. T., Teh, C. I. (1988) "Analysis of the piezocone in clay" Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam
- [48] Ishihara K. (1996), "Soil behaviour in earthquake Engineering". Clarendon Press, Oxford
- [49] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali
- [50] 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
- [51] Jeffries M.G. and Been, K. (2006), "Soil liquefaction- A critical state approach". Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8, 478 pages
- [52] 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
- [53] 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
- [54] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli, Bologna
- [55] 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
- [56] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Engineering Practice" Blackie Academic and Professional, London
- [57] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco
- [58] 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

- [59] Mesri G. e Godlewski P.M. (1977), "Time and stress-compressibility relationship". JGED, ASCE, GT5
- [60] 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.
- [61] 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
- [62] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [63] 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
- [64] 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
- [65] 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
- [66] 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
- [67] 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
- [68] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20
- [69] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G. (1996), "Soil mechanics in engineering practice", 3rd edition, Wiley & Sons, New York
- [70] 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
- [71] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523
- [72] 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
- [73] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [74] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad
- [75] Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenburg, 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
- [76] 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
- [77] 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

- [78] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non-cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [79] 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
- [80] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington
- [81] 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.
- [82] 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
- [83] Knappett, J.A., Madabhushi, S.P.G. (2008b) "Designing against pile tip bearing capacity failure in liquefiable soils" Proc. 2nd BGA Int. Conf. on Foundations, 2, 1237-1246
- [84] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2007) "SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils" 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures, Pitilakis, K.D. editor, Springer, Netherlands, 1-22
- [85] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008) "Soil liquefaction during earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12
- [86] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni
- [87] AGI, "Raccomandazioni sui pali di fondazione", dicembre 1984
- [88] FHWA 2010

2 CARATTERISTICHE MATERIALI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera sono stati definiti in conformità a quanto espressamente indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

2.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per inclusioni rigide

Classe di resistenza C25/30

classe di esposizione XC2



copriferro minimo $c_{f,min} \geq 60$ mm

modulo elastico $E_c = 31476$ MPa

resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30$ MPa

resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25$ MPa

resistenza di calcolo calcestruzzo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

con $\gamma_c = 1.50$ per SLU

$\gamma_c = 1.00$ per SLE

resistenza di calcolo SLU $f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$

resistenza di calcolo SLE $f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 21.25 \text{ MPa}$

con



limite di compressione (combinazione rara) $\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Misto cementato per ricoprimento delle inclusioni rigide

Cemento tipo CEM I, classe 42.5 R (UNI EN 197-1)

Percentuale legante compresa tra il 2.5% e il 3.5% sul peso degli inerti asciutti

Resistenza a compressione (UNI EN 13286-41): 3.0-4.7 MPa

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	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+677	BH-DH-PE-41	2020-2021	22.99	50.0	-
20+680	BH11V	2015	27.07	50.0	-

Tabella 3.1: 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

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2RBIN4800001

A

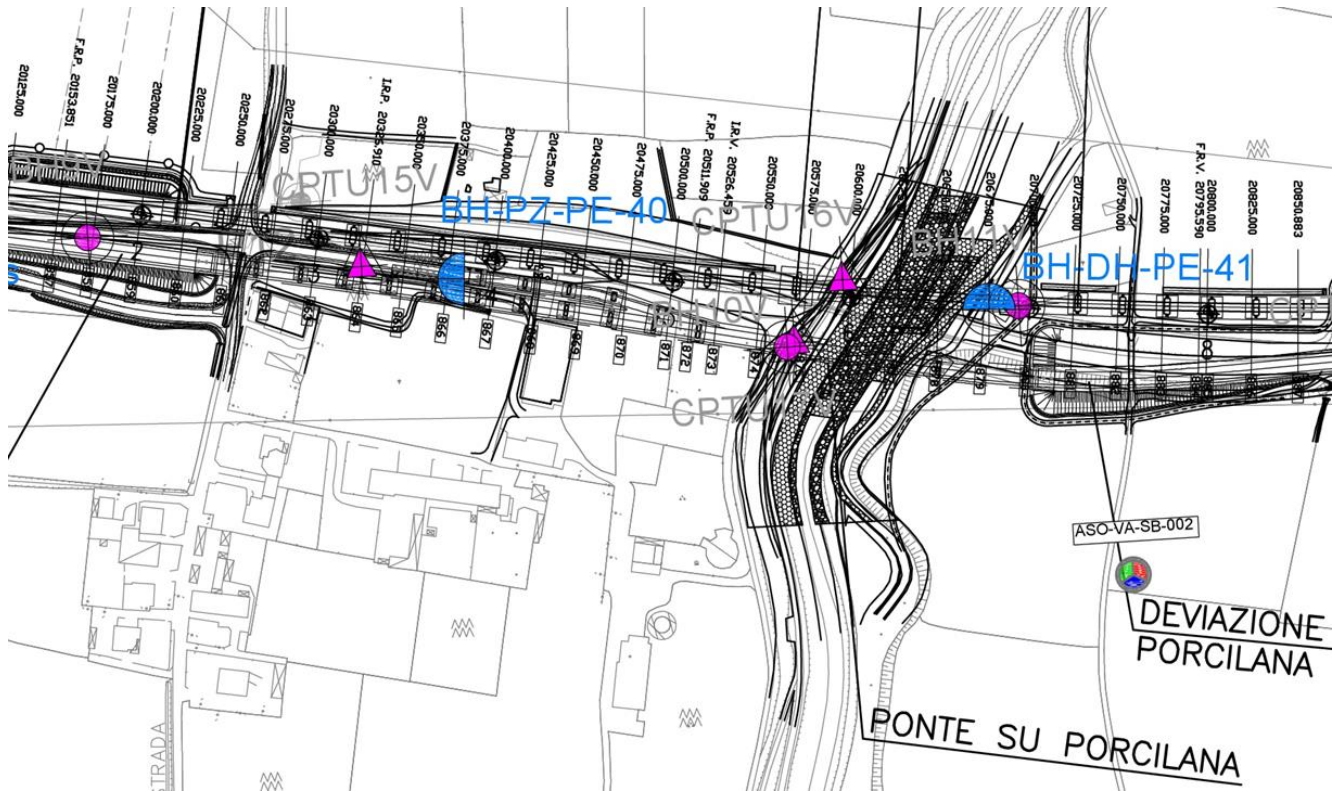




Figura 3.1: Stralcio planimetrico – Ubicazione indagini geotecniche di riferimento per l'opera in esame

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	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 partite 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;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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 4.1.1: 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. [53]):

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

dove:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

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

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;

σ'_{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. [45]) 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. [49]) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo utilizza la seguente espressione:

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

essendo:

D_r = densità relativa (-);

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

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

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

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



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

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

Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari 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 campionatore LPT,

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

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 [44]; Skempton, 1986 [65]; Tokimatsu & Yoshimi, 1983 [70]).

4.2 RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI-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 φ' può essere determinato con il metodo proposto da Bolton (1986, Doc. rif. [42]). 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. [41]):

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

essendo:

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

φ_{cv}' = angolo di attrito a volume costante, corrispondente a pressioni σ_{ff}' elevate (°);

α = angolo che determina la curvatura dell'involuppo di rottura (°);

$p_a = 98.1$ kPa;

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

τ_{ff} = tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (kPa).

L'angolo di attrito φ_{σ}' può essere stimato come segue (v. Bolton 1986, Doc. rif. [42]):

$$\begin{aligned} \varphi_{\sigma}' &= \varphi_{cv}' + m \cdot DI \\ DI &= D_r \cdot [Q \cdot \ln(p_f')] - 1 \end{aligned}$$



essendo:

$Q = 10$

$p_f' = 1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (v. Jamiokowski et al. 1988, Doc. rif. [50]) (kPa)

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (v. Tabella successiva) (°)

D_r = densità relativa, valutata in accordo con quanto riportato al punto 0

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	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

σ_2' = tensione principale efficace intermedia
 σ_3' = tensione principale efficace minore

Tabella 4.2.1: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative 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. [71][66]).

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

Tabella 1.2.2: Valori di φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)



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

Per la determinazione di α 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. [62]), ed illustrata nella Figura successiva, sulla base dei valori di densità relativa stimati al punto 0, ed entrando nel grafico a seconda della granulometria prevalente del materiale riscontrato in un data area.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

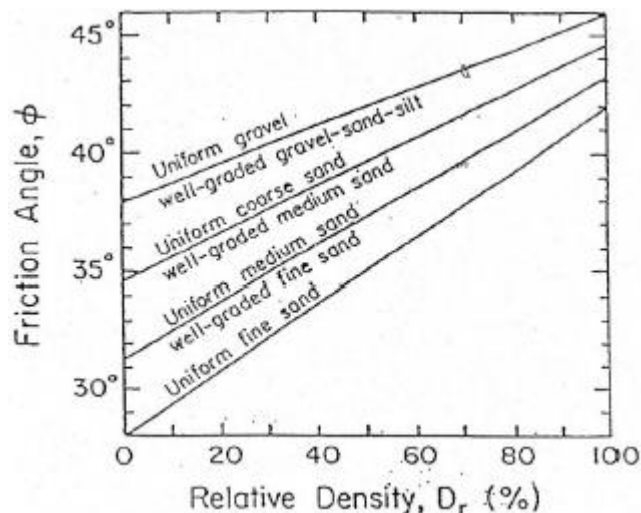


Figura 4.2.3: Relazione fra angolo di resistenza al taglio operativo e densità relativa

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. [51]), Robertson (2012, Doc. rif. [61]) ha proposto la seguente correlazione fra la resistenza alla punta normalizzata Q_{tn} ed il valore dell'angolo di attrito a volume costante ϕ_{cv} :

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

Dove:



Q_{tn} = resistenza alla punta normalizzata $= (q_t - \sigma_v 0) / \sigma'_{v0}$;

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

4.3 RESISTENZA AL TAGLIO – PARAMETRI DRENATI -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 ϕ' 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. [59]). I valori riportati nell'articolo citato si riferiscono a back-analysis di rotture di pendii, in argille NC e OC.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	A

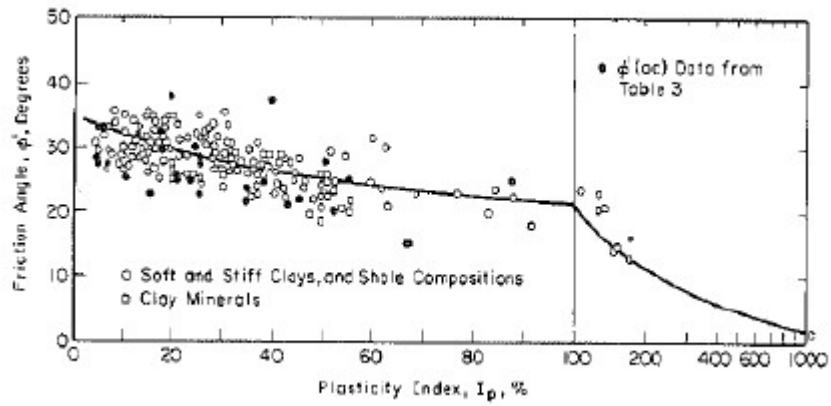


Figura 4.3.1: Valori dell'angolo di resistenza al taglio per materiali argillosi (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

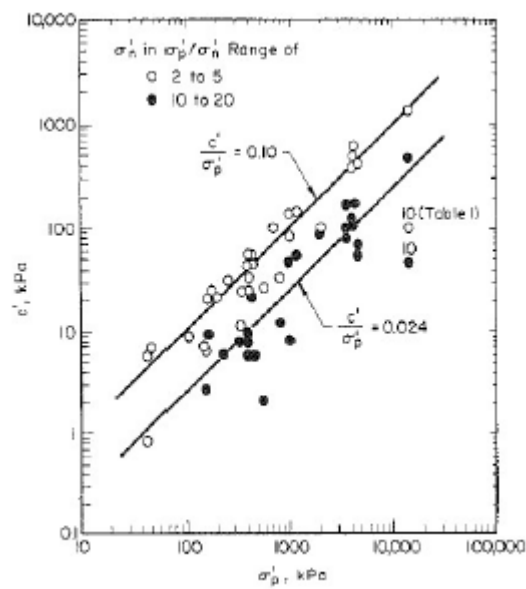




Figura 4.3.2: Valori della coesione intercetta c' in funzione della tensione di preconsolidazione e del valore della tensione normale al piano di rottura, al momento della rottura σ_n (da Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

4.4 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-limosa, 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. [56]).

4.5 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. [43]):

$$\sigma_p = k \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

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 EI2RBIN4800001	A

4.6 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. [47]).

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. [52]), 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 4.6.1: Fattore adimensionale T (da Houlsby & Teh (1988))

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

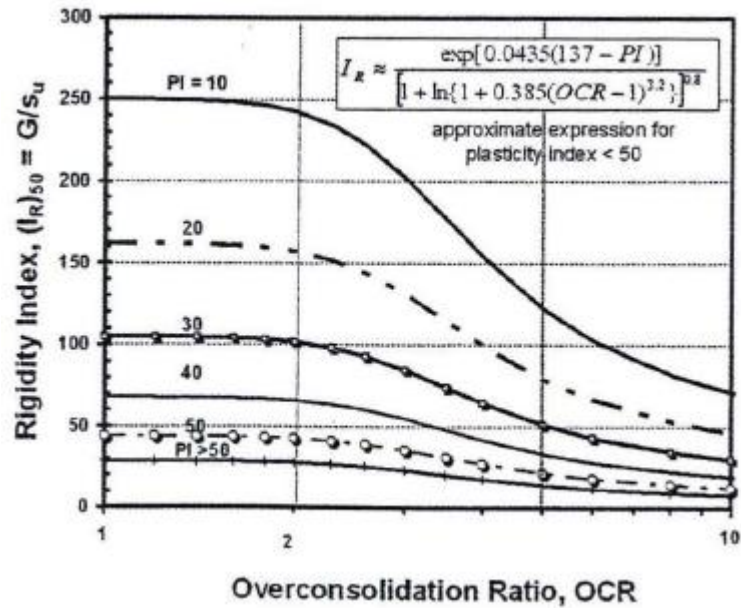


Figura 4.6.1: Coefficiente di sovraconsolidazione in funzione dell'indice di rigidezza (Keaveny and Mitchell, 1986)

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. [41]), 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 ricomprensione 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. [54]):

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

4.7 PARAMETRI DI DEFORMAZIONE-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. [39]), e da Atkinson (2000, Doc. rif. [40]), valutazione dell'entità del degrado dei moduli iniziali, facendo riferimento a curve di letteratura.

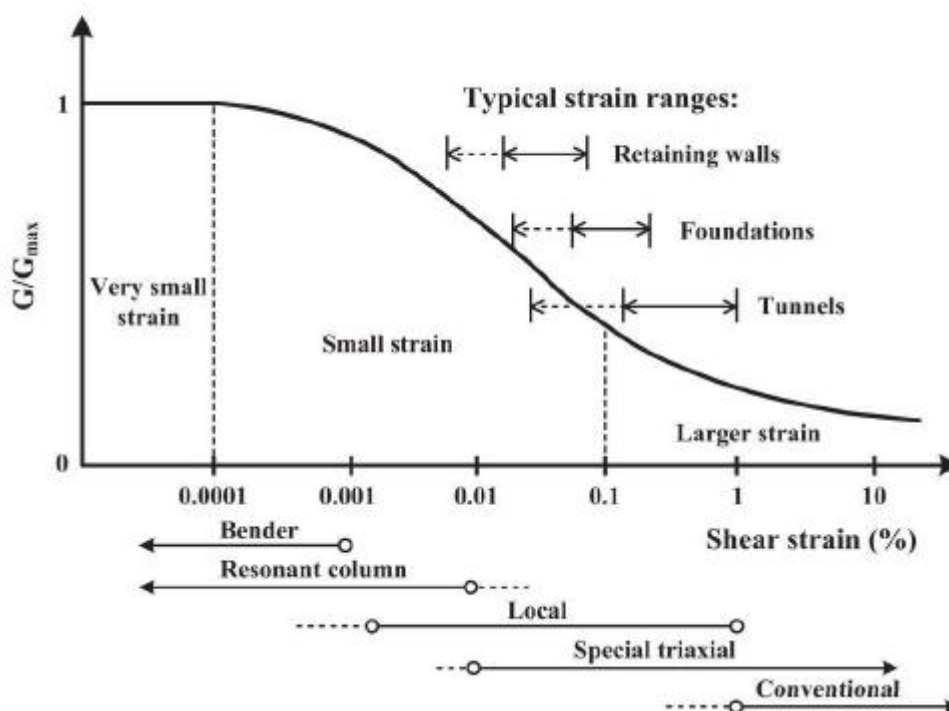


Figura 4.7.1: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria

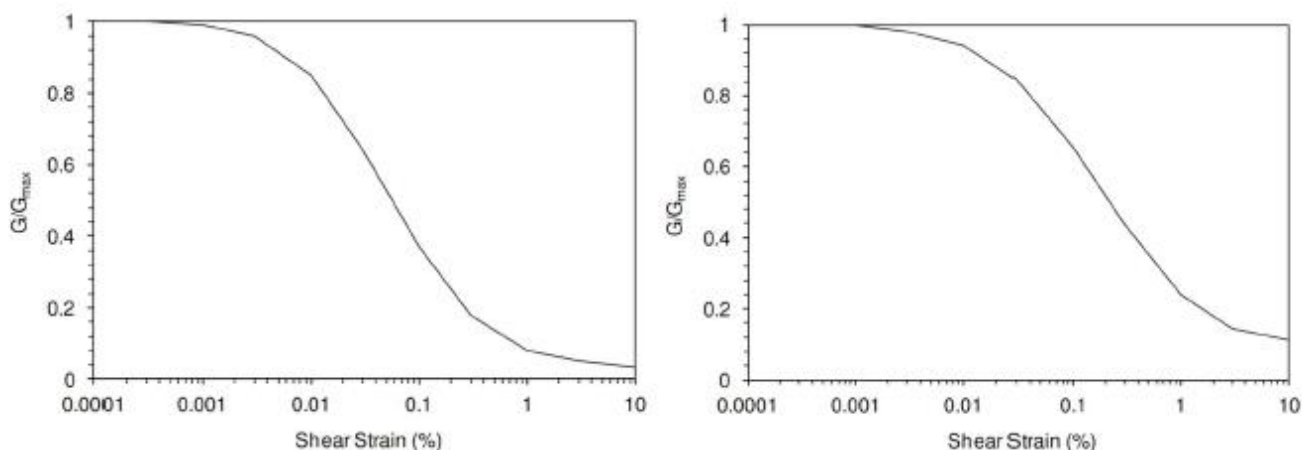




Figura 4.7.2: Curva di decadimento del modulo di taglio per depositi sabbiosi (a sinistra) e argillosi (a destra)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

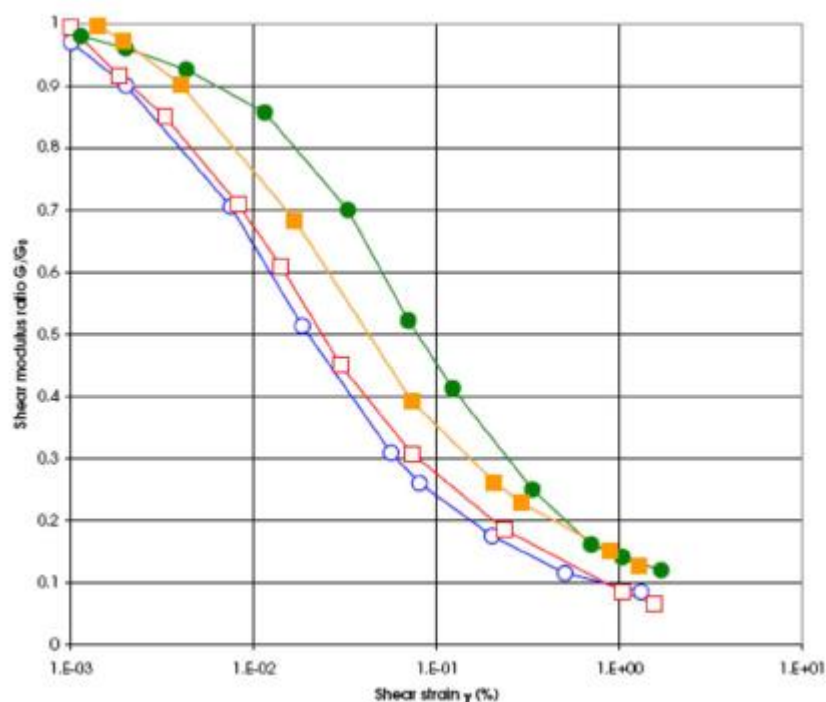


Figura 4.7.3: Altro esempio di curva di decadimento del modulo di taglio

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.

4.8 PARAMETRI DI DEFORMAZIONE-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 ricarica (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 ricomprensione e di compressione vergine), nel piano ε_v -log σ'_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 ε_v -log σ'_v , generalmente dedotto, laddove disponibili, dalle prove edometriche. In alternativa, si è utilizzata la correlazione proposta da Mesri e Godlewski (1977, Doc. rif. [59]):

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

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:

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

4.9 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. [55]) e Terzaghi et al. (1996, Doc. rif. [69]), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito σ'_{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. [46]).



Deformazione volumetrica $\varepsilon_{vol}(\%)$ a σ'_{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 4.9.1: Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)

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

Tabella 4.9.2: 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 EI2RBN4800001	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.

Progetto	Lotto	Codifica	
IN17	12	EI2RBIN4800001	A

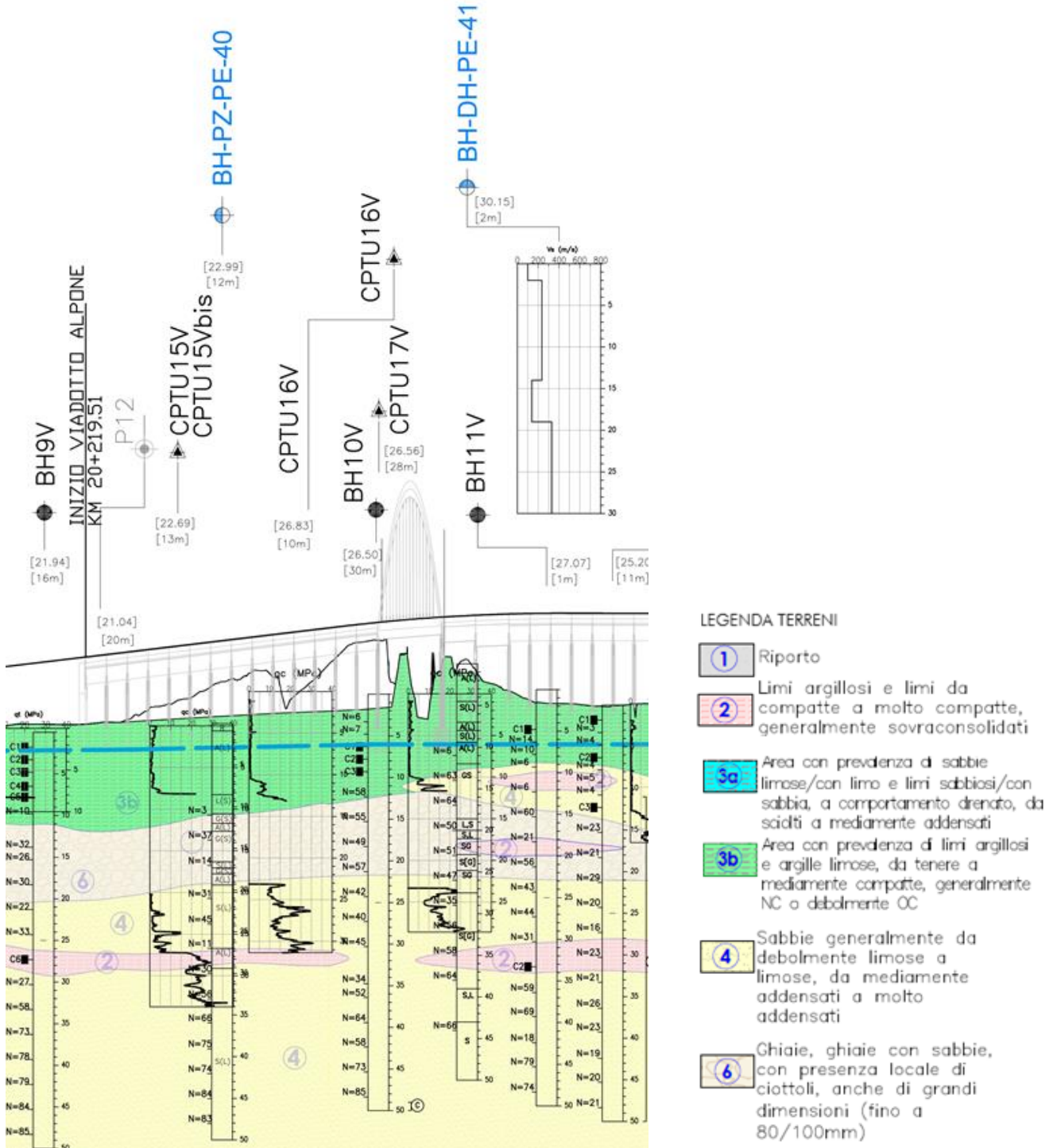




Figura 5.1: Profilo stratigrafico del tracciato in corrispondenza delle progressive dell'area in esame

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2RBIN4800001
				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	Codifica
		IN17	12	EI2RBIN4800001
				A

7 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	γ	ϕ^k	c^k	c_{uk}	E'
		(m)	(m da pc)	(kN/m ³)	(°)	(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

γ = peso di volume naturale;

ϕ^k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

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

c_{uk} = 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 rispetto al p.c., si fa riferimento ai seguenti dati cautelativi:

z_w	Profondità della falda dal p.c.	0.00	m
-------	---------------------------------	------	---

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

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	Codifica EI2RBIN4800001	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 sono considerati in particolare i sondaggi BH-11V-BH-PE-41, localizzati in prossimità dell'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.

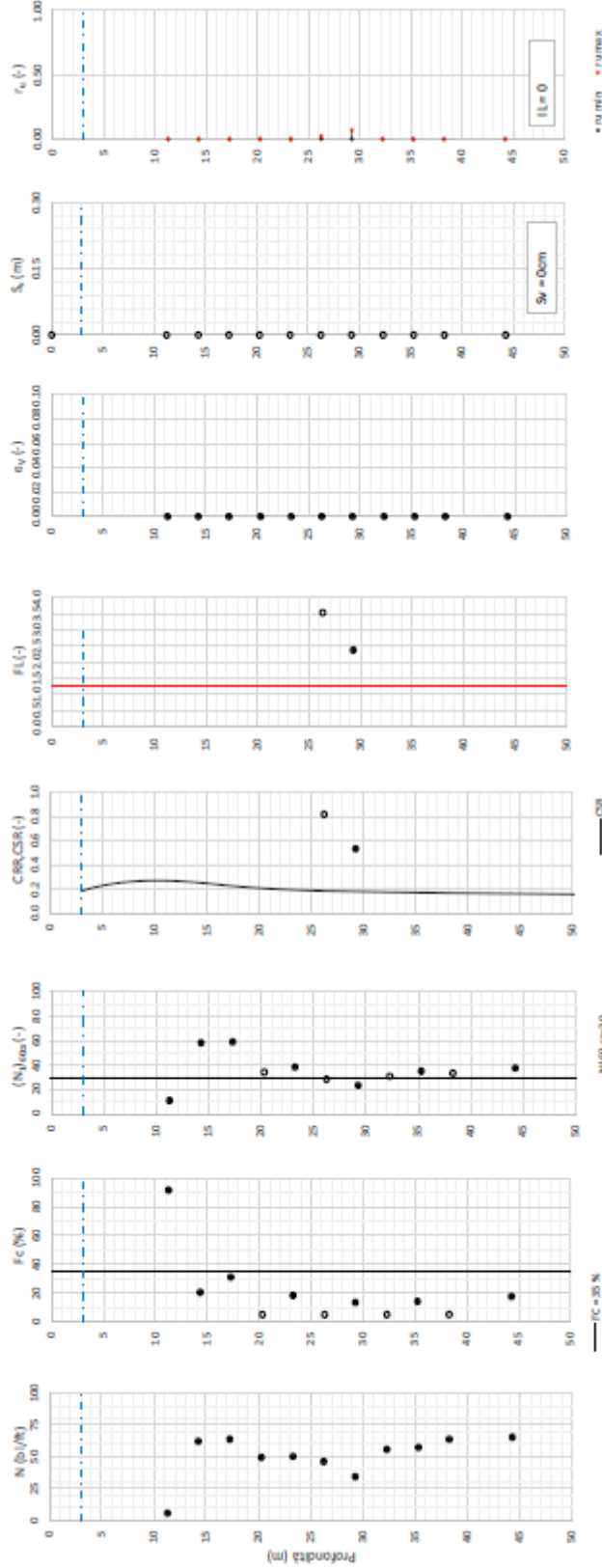
Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di progetto dedicato 'Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base' (Doc. Rif. [6]-[7]).

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

Tratta AC/AV Verona-Padova - Sub Tratta Verona-Venezia - Lotto 1 - Prova BIH-PE-41 Pr. 20+630

$a_{max} = 0.28\%$ $M_{cal} = 6$ $N_{53} = 2$ Metodo NCBER 1996 - 1998 - 2001

Altezza rilevato = 0m



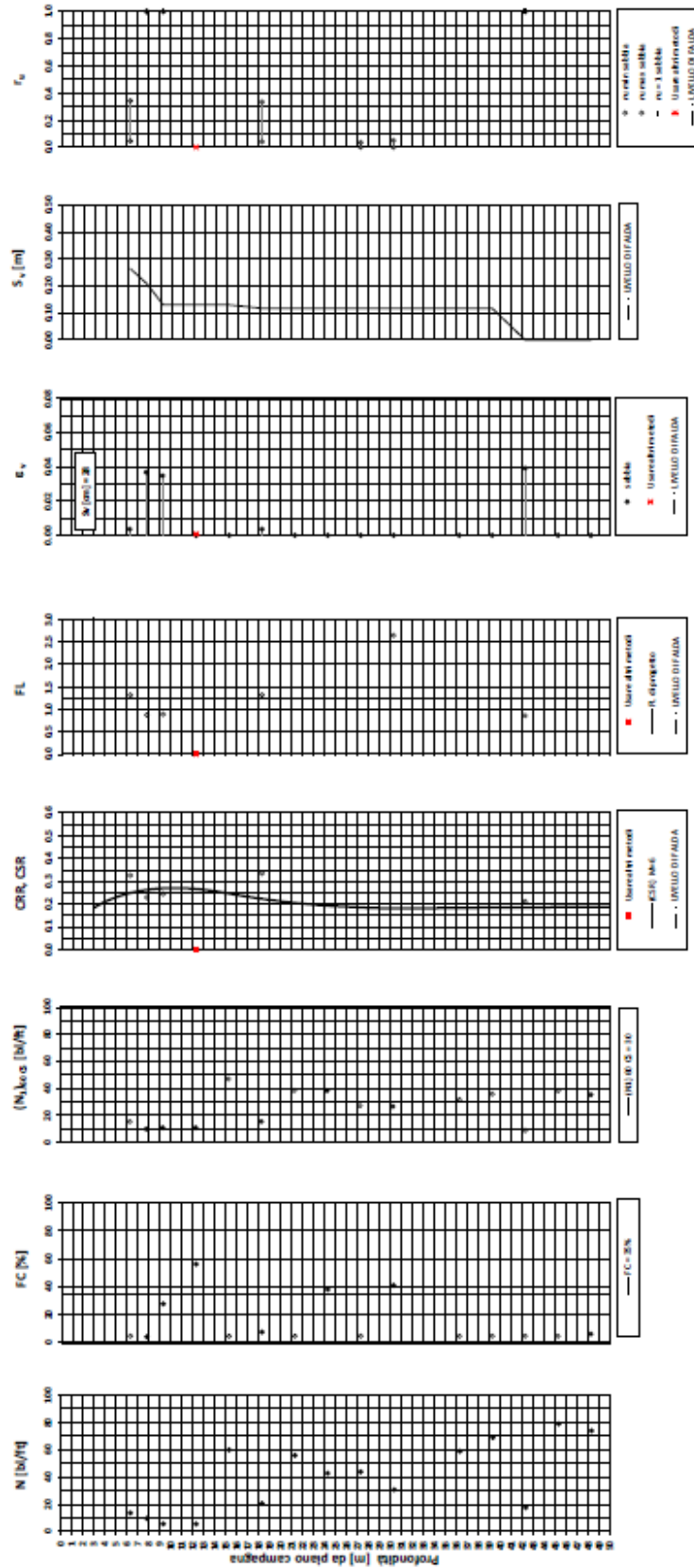
Progetto verificato e approvato con il foglio n. 102

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova BH11V Pr 20+650



Amax_calc/g = 0.289 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa



0 Dati sismici sulla base di sismogrammi per lo stato

0 Dati sismici: dati sismici sulla base di sismogrammi

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	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 V_s 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 V_s 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	EI2RBIN4800001	A

Tratto	Punto di interesse iniziale e finale (Tabella 1).	Prog.		WBS di riferimento	Vs,30 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 Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ 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 (Ss) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica (ST):



$$S = S_s \cdot S_T$$

Il coefficiente Ss 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 EI2RBIN4800001	A

10 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in questione è ubicata in corrispondenza dell'interferenza viaria IN48 (Rilevato di approccio spalla B) e si estende dal km 19+615 al km 20+260, nell'ambito della progettazione esecutiva della Linea AV/AC Torino-Venezia, tratta Verona-Padova, Lotto funzionale Verona-Bivio Vicenza.

Per garantire i requisiti prestazionali dell'opera nel tratto iniziale, laddove si hanno le altezze massime del rilevato in adiacenza alle spalle dei viadotto, a partire dal piano di scotico e di imposta del rilevato si realizzeranno inclusioni rigide ricoperte da uno strato in misto cementato avente la funzione di distribuire il carico sugli elementi di rinforzo del terreno. Le inclusioni saranno costituite da elementi colonnari $\Phi 300$ in calcestruzzo C25/30 non armate, avranno una lunghezza variabile in funzione dell'altezza del rilevato ed un interasse di 2 m nelle direzioni trasversale e longitudinale all'asse stradale. Il misto cementato avrà uno spessore pari a circa 0.5 m.

Nella figura che segue si illustra schematicamente la soluzione progettuale del rilevato di approccio. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

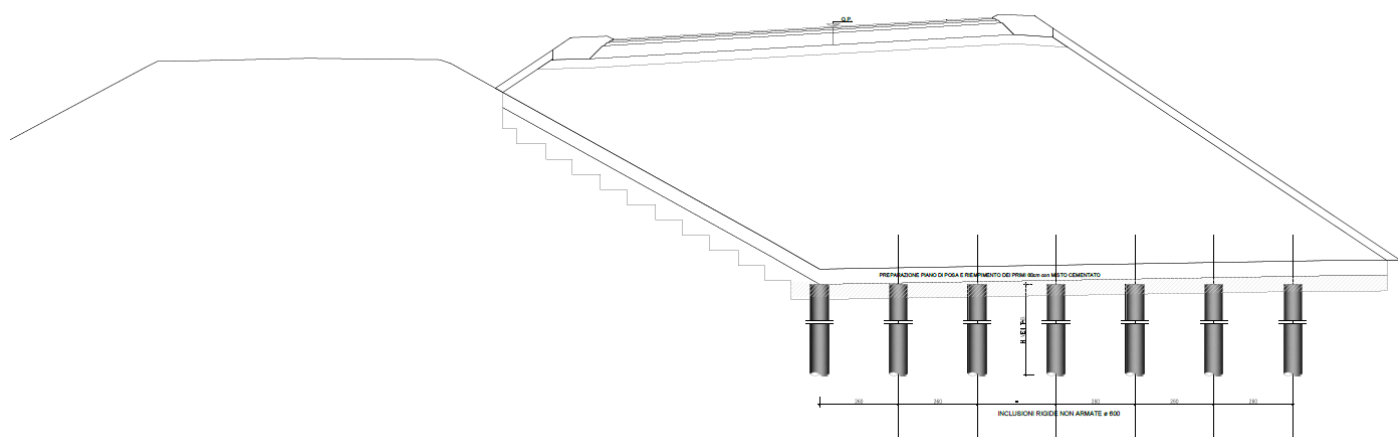




Figura 10.1 – Sezione tipo del rilevato di approccio spalla B con inclusioni rigide

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	A

11 SINTESI DEI PARAMETRI DI CALCOLO

11.1 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CONDIZIONI DI FALDA

Si sintetizzano a seguire i valori caratteristici dei parametri geotecnici relativi ai terreni delle aree in esame, desunti dagli esiti delle indagini 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:

Alla luce dell'eterogeneità stratigrafica rilevata lungo l'opera dai sondaggi di riferimento, si definisce il seguente modello geotecnico per le analisi del rilevato di appoggio

strato	Formazione	spessore strato	zbase strato	γ	ϕ^k	c^k	c_{uk}	E'	C_c	C_s
		(m)	(m da pc)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(-)	(-)
1	UG 3b	6	6	17.5			60	7	0.1	0.02
2		5	11	17.5			35	7	0.1	0.02
3	UG 6	9	20	19.5	38.5	0		70		
4	UG 4	6	26	19.5	38.5	0		80		
5	UG 2	1.5	27.5	18.5			125	35		
6	UG 4	12.5	40	19.5	38.5	0		80		

LEGENDA

γ = peso di volume naturale;

ϕ^k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

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

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

E' = valore del modulo elastico operativo;

C_c = coefficiente di compressione;



C_s = coefficiente di ricomprensione.

Si precisa che, i coefficienti C_c e C_s sono stati desunti a partire dalle prove di compressione edometrica eseguite alle diverse profondità

Cautelativamente il livello di falda è stato assunto coincidente con il p.c., coerentemente con quanto definito nella Relazione idrogeologica di progetto.

11.2 MATERIALE DEL RILEVATO

Le caratteristiche dei rilevati sono di seguito riassunte.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

γ [kN/m ³]	Φ [°]	c' [kPa]
19	35	0

Tabella 11.2.1 - Caratteristiche materiale del rilevato

11.3 CARICO GRAVANTE SUL RILEVATO

Nelle analisi condotte sui rilevati di approccio è stato considerato un carico uniformemente distribuito q pari a 20 kPa corrispondente al carico del traffico stradale.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

12 CRITERI DI VERIFICA IN ACCORDO ALLE NTC2008

12.1 GENERALE

Per le opere in esame devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. delle NTC2008):

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);

Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

Rd = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $Ed \leq Rd$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto Ed tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 delle NTC2008).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

Cd = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione $Ed \leq Cd$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali. All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.



12.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI

In base a quanto indicato dalle NTC2008 le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono le seguenti.

12.2.1 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 delle NTC2008):

Approccio 1 - Combinazione 2: $A2 + M2 + R2$ tenendo conto dei coefficienti parziali definiti in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**1, Tabella 7.2.1.2 e Tabella 7.2.1.3 (rispettivamente Tab.6.2.I, Tab.6.2.II e Tab.6.8.I delle NTC2008).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R la resistenza globale del sistema (Par. C.6.8.6.2 Circolare NTC 2009), calcolata sulla base delle

azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ($R = R \left[\gamma_F \cdot F_k \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} ; a_d \right]$).

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali definiti in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (Tab. 6.2.I delle NTC2008).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 12.2.1.1: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 6.2.I delle NTC 2008)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno



Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 12.2.1.2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, delle NTC2008)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 12.2.1.3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) -in campo statico (Tab. 6.8.I, delle NTC2008)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

12.2.2 VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 delle NTC2008), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

Nello specifico, **verrà considerato come accettabile un cedimento di consolidazione massimo di 10 cm.**

12.2.3 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

In base a quanto indicato nelle NTC 2008 il sito presso il quale è ubicata l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Per il tracciato oggetto del presente studio, le verifiche di liquefazione sono contenute nella Relazione geotecnica generale; in sintesi risulta che è stato escluso il rischio di liquefazione nella tratta in esame.

12.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI

12.3.1 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE SISMICHE

Le NTC 2008 stabiliscono differenti Stati Limite (sia d'Esercizio che Ultimi) in funzione, in primo luogo, dell'importanza dell'opera mediante l'identificazione della Classe d'Uso e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite. In particolare, si definiscono i seguenti Stati Limite di Esercizio e Ultimi, come riportato al par. 3.2.1 delle NTC2008:

Verifiche Stati Limite di Esercizio (SLE):



Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.

Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU):

Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

Con riferimento all'opera in oggetto, le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_r);

Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_r).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_r per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

12.3.2 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare. Per l'opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In particolare, la stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, deve essere svolta impiegando lo stesso approccio di cui al par 6.8.2 delle NTC2008, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.1$ (vedasi Par.6.8.2 delle NTC2008).

Le condizioni di stabilità del rilevato devono essere verificate affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.



Come riportato al Par. 7.11.4 delle NTC2008 le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudo statici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

12.3.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera. L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare come definito nelle istruzioni per l'applicazione delle NTC2008. Per l'opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

13 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Come descritto dalle NTC2008, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche va condotta mediante analisi pseudo-statiche adottando i coefficienti sismici k_H (orizzontale) e k_V (verticale), definiti come segue:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

$$k_H = \beta_s \cdot a_{max}/g$$

$$k_V = \pm 0.5 \cdot k_H$$

essendo:

a_{max} = accelerazione sismica di progetto definita nella Relazione geotecnica generale, qui assunto pari a 0.290 (valore massimo per la tratta in oggetto).

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito. Il valore del coefficiente β_s da assumere per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati, è pari a $\beta_s = 0.28$.

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale allo SLV (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.):

a_{max} (g)	k_H	k_V
0.290	0.08	± 0.04

Tabella 13.1: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

14 CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA



14.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

14.1.1 SLIDE

Slide è un codice di calcolo dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia.

Il codice Slide utilizza il metodo dell'equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idro-stratigrafiche complesse mediante l'utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è Slide v.6.0-Rocscience.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

14.1.2 PLAXIS 2D

Plaxis 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti (sviluppato dalla Delft University of Technology) bidimensionale in grado di tenere conto del comportamento del terreno seguendo la variazione dello stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e negli eventuali elementi strutturali collegati con i quali interagisce.

È utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Plaxis consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo plastico (plastic), analisi di consolidazione (consolidation), analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (phi-c reduction) e analisi dinamiche (dynamic).

La versione del software adottata per le analisi condotte nel presente documento è Plaxis 2D v20.

14.2 METODOLOGIE DI VERIFICA ADOTTATE

14.2.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità dei rilevati (Verifiche SLU) sono state condotte utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

$$F_s = \frac{T_{\text{disp}}}{T_{\text{mob}}}$$

Il codice Slide è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità sia in campo statico che in campo sismico, adottando il metodo pseudo-statico, costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.



14.2.2 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Il codice Plaxis 2D è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di spostamento in campo statico costituenti le verifiche SLE richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Il calcolo dei cedimenti attraverso il codice Plaxis 2D è stato condotto utilizzando un modello costitutivo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb per le formazioni ghiaioso-sabbiose e un modello costitutivo tipo Soft Soil per le formazioni coesive superficiali. Il modello geotecnico di sottosuolo adottato è quello riportato al capitolo 11.

Attraverso questo calcolo è stato possibile ripercorrere la storia tenso-deformativa del sistema rilevato-terreno di fondazione e valutare lo sviluppo nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria dovuti alla costruzione dei nuovi rilevati e alla successiva applicazione dei sovraccarichi dovuti al traffico stradale.

Le condizioni al contorno idrauliche per i modelli di calcolo adottato per tutte le analisi prevedono che i limiti del modello siano drenati lungo i bordi verticali e lungo il bordo orizzontale.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

14.3 SEZIONI DI CALCOLO

Le verifiche del rilevato sono state eseguite prendendo in esame due sezioni caratteristiche:

- Sezione B1 posizionata tra la pk 1+096 e la pk 1+140 presenta un'altezza di rilevato pari a circa 7.4 m ed una larghezza dello stesso di 46 m circa;
- Sezione B2 posizionata tra la pk 1+140 e la pk 1+200 presenta un'altezza di rilevato pari a circa 5.4 m ed una larghezza dello stesso di 36 m circa.

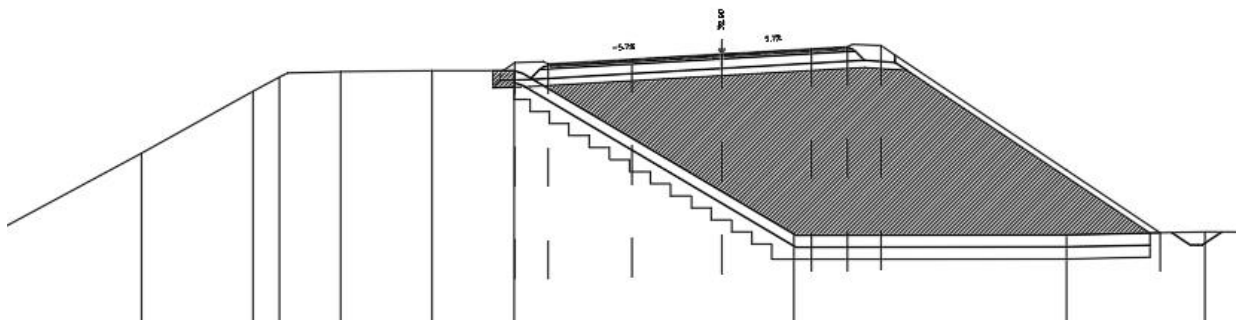


Figura 14.4.3: Sezione B1 del rilevato di appoggio alla spalla B, tra pk 1+096 e pk 1+140

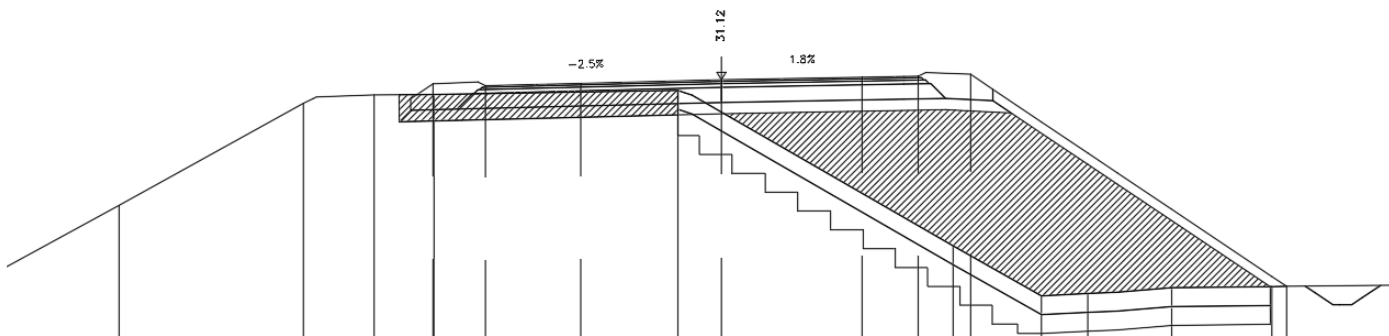




Figura 14.4.4: Sezione B2 del rilevato di appoggio alla spalla B, tra pk 1+140 e pk 1+200

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

15 VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche SLU della stabilità globale del rilevato (sia in condizioni statiche che sismiche) sono state condotte tramite il codice di calcolo Slide. Le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento rispettivamente ai coefficienti parziali (A2+M2) per le analisi in campo statico e ai valori caratteristici per le analisi sismiche.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico stradale. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo. Come da NTC 2008, la verifica SLU di stabilità globale risulta soddisfatta quando la superficie di scivolamento più critica, tra tutte quelle cinematicamente possibili, ha un fattore di sicurezza pari almeno ad 1.1 in condizioni statiche assume lo stesso valore pari a 1.1 in condizioni sismiche, ossia risultino soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

analisi statica: $R/E_d \geq \gamma_R$ con $\gamma_R=1.1$

analisi sismica: $R/E_d \geq \gamma_R$ con $\gamma_R=1.1$

essendo:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = R/γ_R valore di progetto della resistenza.

Nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore minore di 1 metro, considerate corticali e non rappresentative della situazione reale in quanto la scarpata verrà rifinita con la copertura a verde.

15.1 RISULTATI

I risultati ottenuti nelle analisi di stabilità globale sono riportati in Tabella 15.1.1 insieme alle figure di riferimento. Si precisa che le analisi di stabilità sono state condotte non tenendo in conto la presenza delle inclusioni rigide.

Elemento	ANALISI	R/ E_d
Spalla B	STATICA	1.114
Spalla B	PSEUDOSTATICA	1.135

Tabella 15.1.1: Risultati verifiche di stabilità globale per le sezioni più alte prossime alla spalla B

Le verifiche di stabilità globale in campo statico e sismico risultano soddisfatte.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto	Lotto	Codifica	
IN17	12	EI2RBIN4800001	A

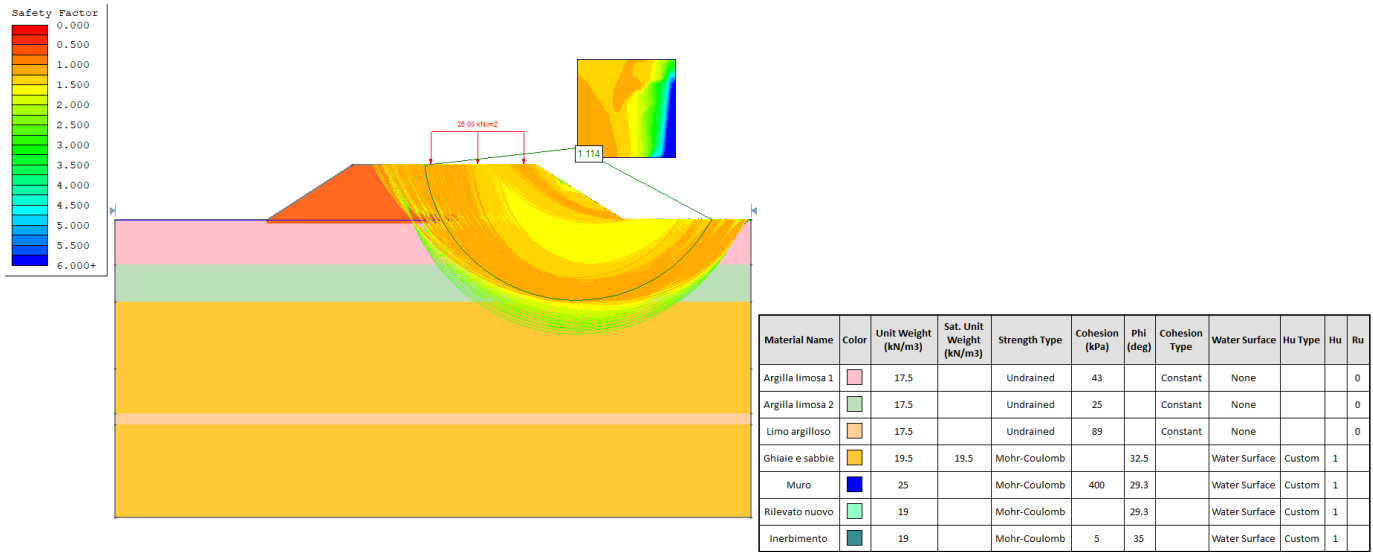


Figura 15.1.1: Spalla B: Rilevato H=7.4 m, - Analisi di stabilità globale in campo statico

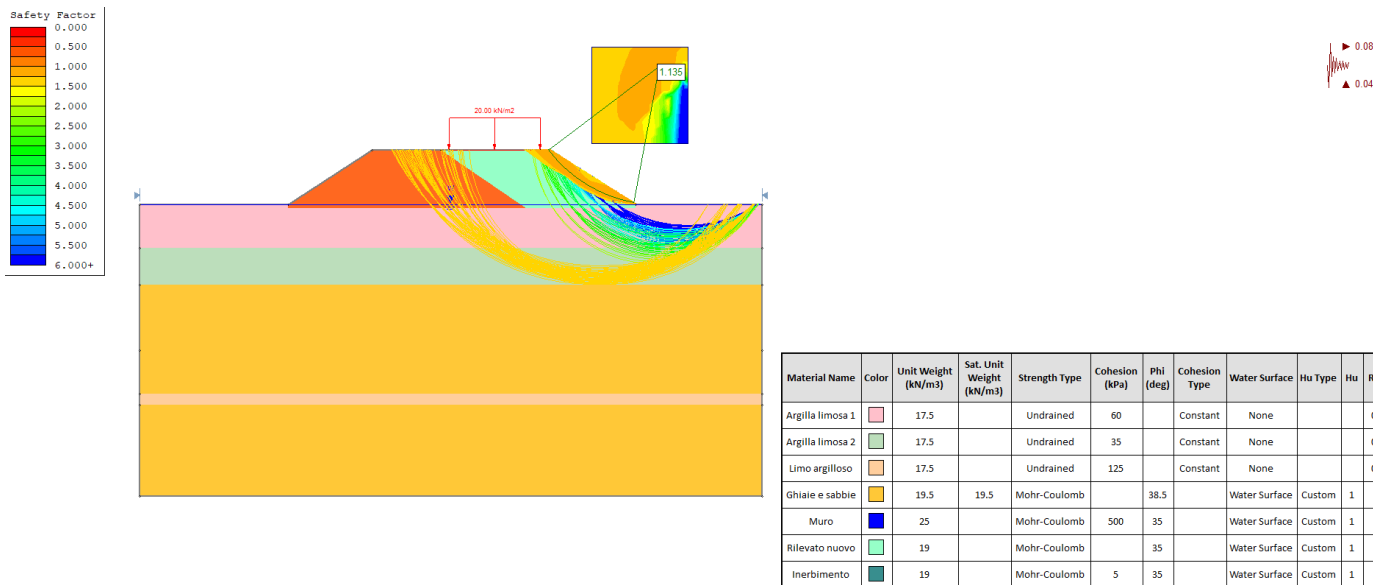




Figura 15.2.2: Spalla B: Rilevato H=7.4 m, - Analisi di stabilità globale in campo sismico

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

16 VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

16.1 MODELLI E RISULTATI



Le sezioni per le quali sono stati eseguiti i calcoli sono riportate nel paragrafo 14.4.

I dati di input adottati nella modellazione su Plaxis (stratigrafia, modello geotecnico di sottosuolo, caratteristiche del rilevato e carico del traffico) riportati nel capitolo 11.

Al fine di rendere maggiormente chiare le fasi di costruzioni del rilevato ed i risultati delle analisi fatte, è riportato uno schema rappresentativo del modello considerato.

Le fasi di calcolo simulate sono le seguenti:

- Generazione dello stato tensionale iniziale geostatico;
- Realizzazione del rilevato esistente;
- Applicazione del carico stradale sul rilevato esistente;
- Consolidazione;
- Scarico del rilevato esistente;
- Scotico dello strato superficiale per realizzazione nuovo rilevato;
- Esecuzione delle inclusioni rigide e del misto cementato di ricoprimento (6 mesi);
- Realizzazione rilevato (6 mesi);
- Applicazione del carico stradale;
- Consolidazione.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

16.1.1 SEZIONE B1

La mesh di calcolo utilizzata per le analisi è mostrata nella Figura 16.1.1.1.

Per questa sezione, che fa riferimento ad uno sviluppo di rilevato di 50 m, ai fini del contenimento dei cedimenti, sono state considerate inclusioni rigide di lunghezza pari a 6 m. Tali inclusioni avranno un diametro di 0.3 m ed un interasse pari a 2 m.

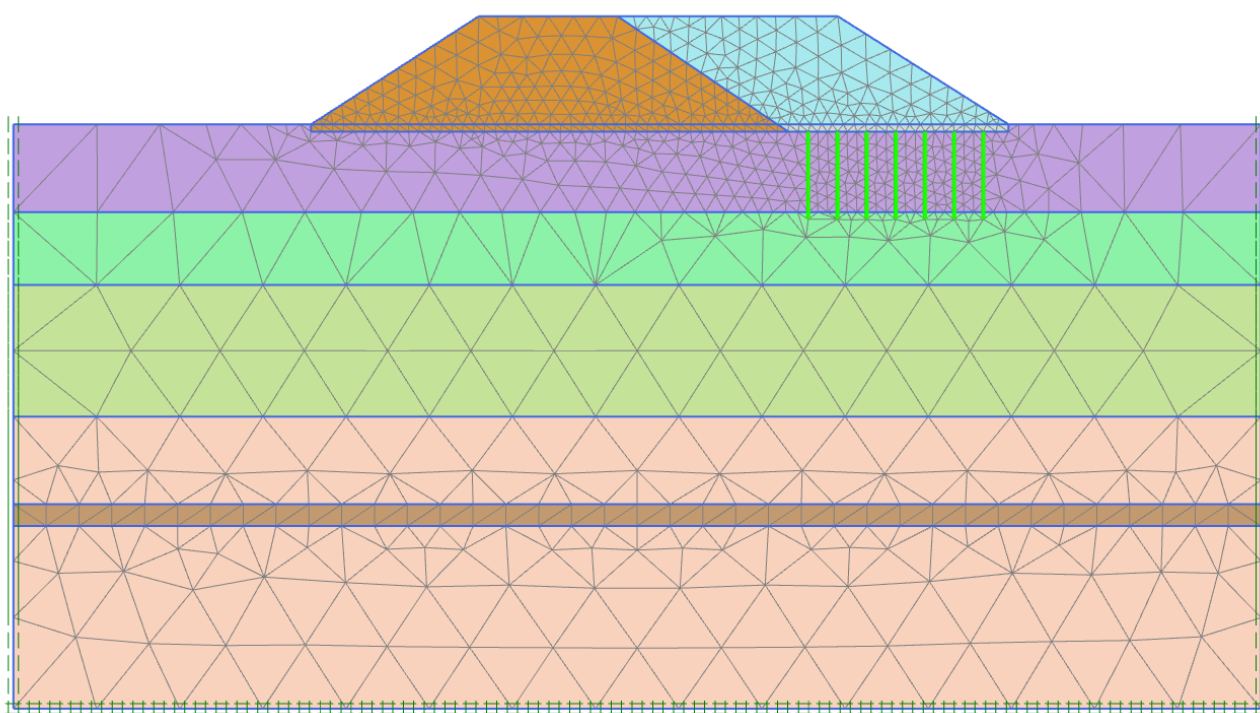


Figura 16.1.1.1: Modello rilevato sezione B1

In Figura 16.1.1.2 è riportata l'evoluzione nel tempo dello spostamento totale massimo in corrispondenza sia della base del rilevato che dell'asse stradale.

Come mostrato, al termine della costruzione del rilevato il cedimento è pari a circa 24 cm fino ad arrivare a circa 34 cm al termine della fase di consolidazione. Il cedimento di consolidazione risulta pertanto pari a 10 cm, il che può ritenersi accettabile con i requisiti di prestazionalità dell'opera.

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2RBIN4800001	A

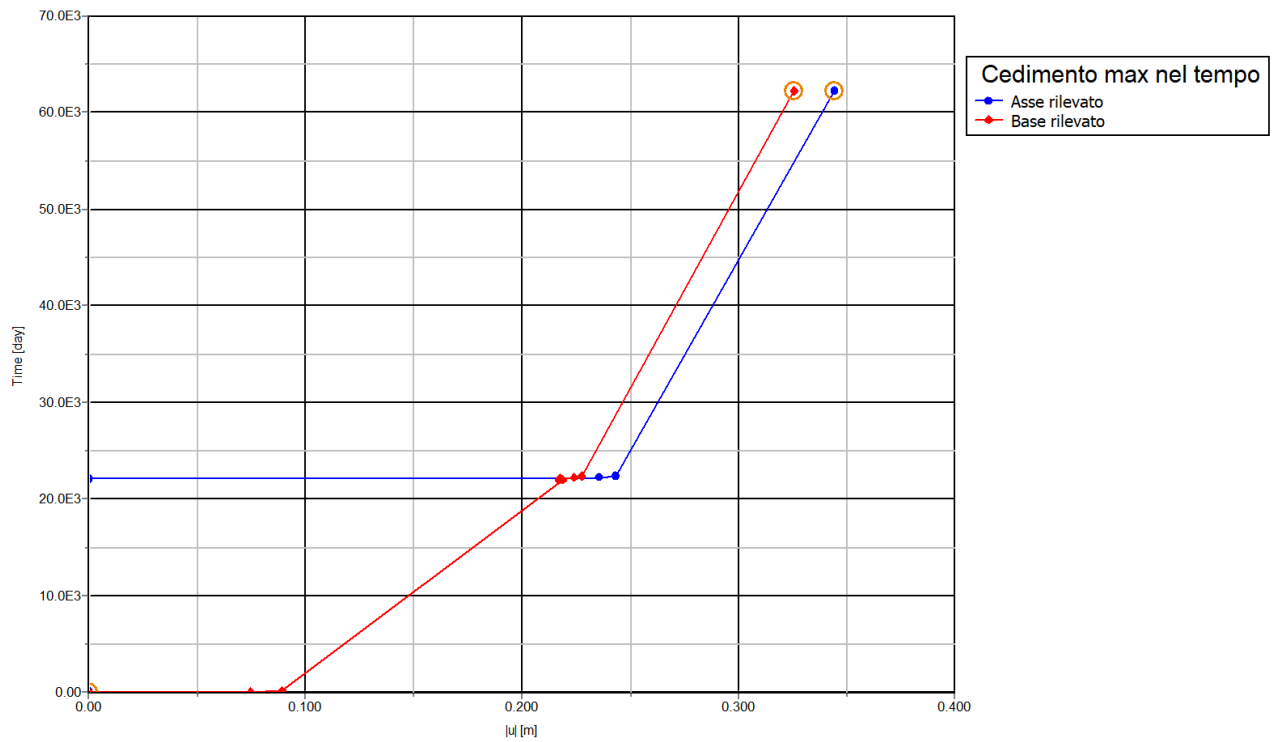
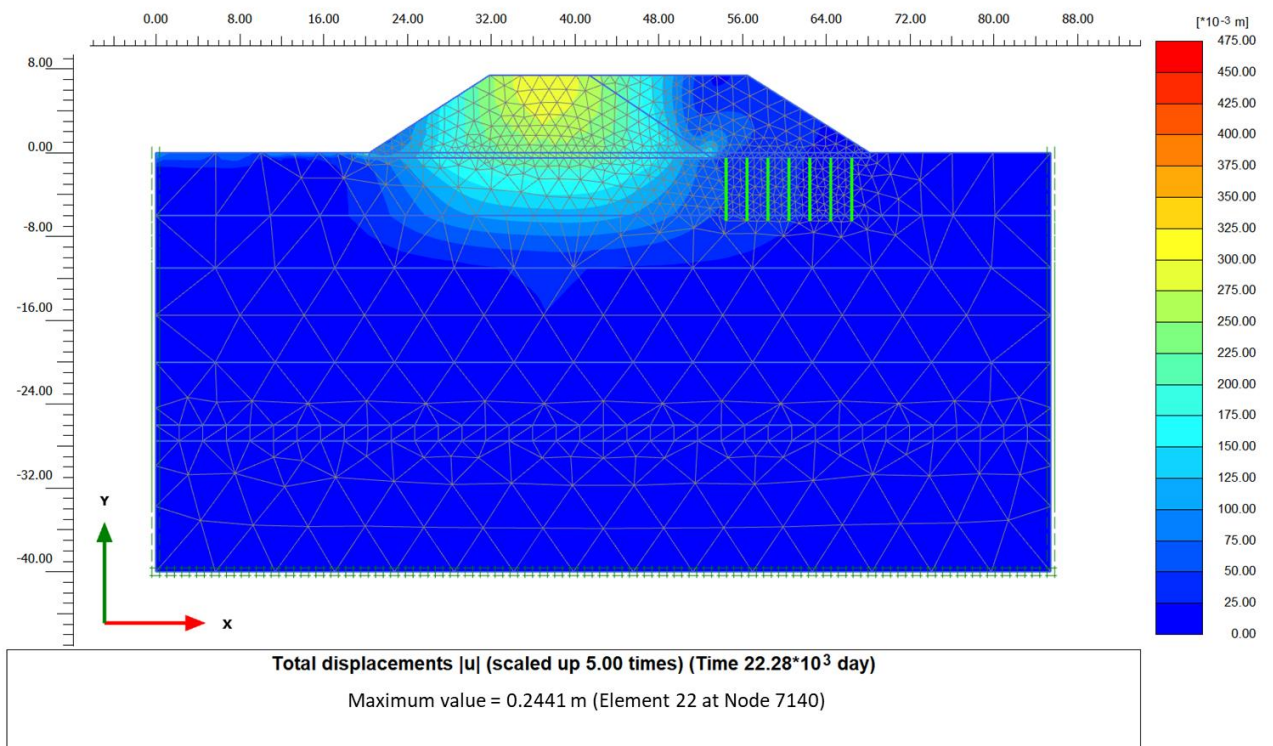


Figura 16.1.1.2: Rilevato sez. B1 – Spostamenti totali in corrispondenza sia dell’asse stradale che della base del rilevato





GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	A

Figura 16.1.1.3: Rilevato sez. B1 – Spostamenti totali termine costruzione

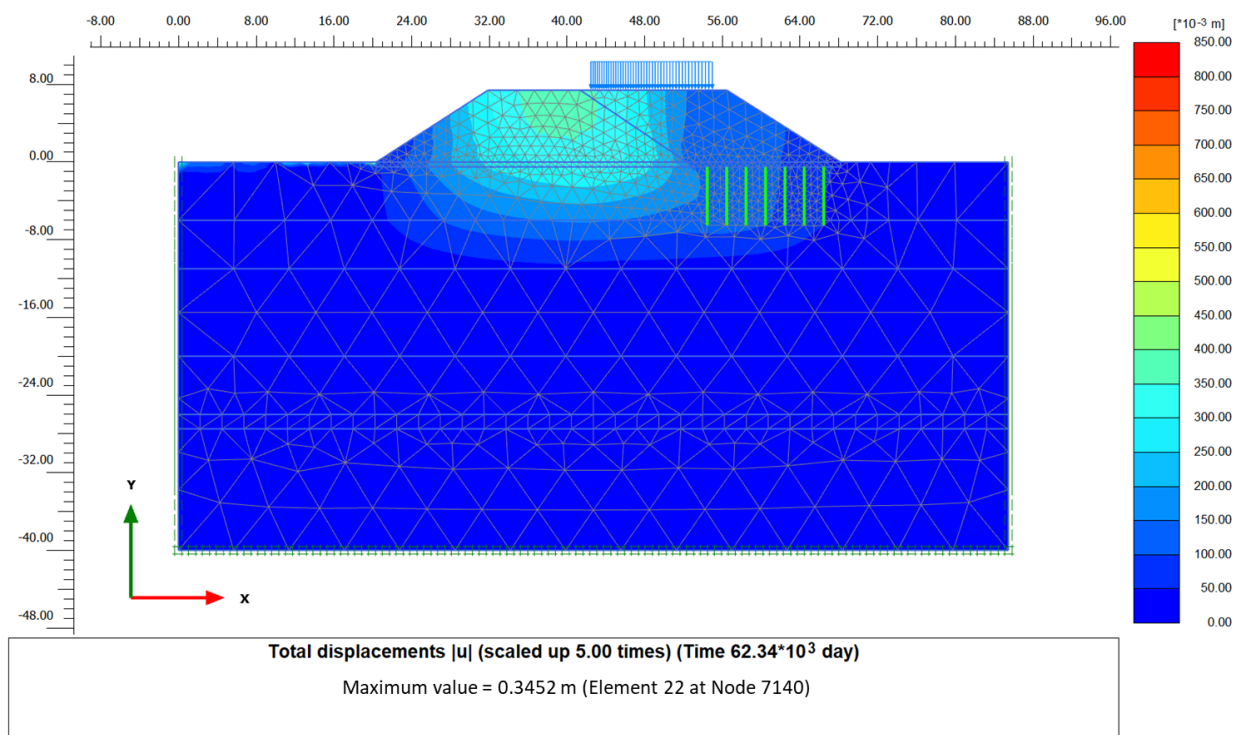


Figura 16.1.1.4: Rilevato sez. B1 – Spostamenti totali lungo termine

16.1.2 SEZIONE B2

La mesh di calcolo utilizzata per le analisi è mostrata nella Figura 16.1.2.1.

Per questa sezione, che fa riferimento ad uno sviluppo di rilevato di 40 m non sono state considerate inclusioni rigide in quanto i cedimenti sono risultati accettabili, come mostrato in figura 16.1.2.2.

Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2RBIN4800001

A

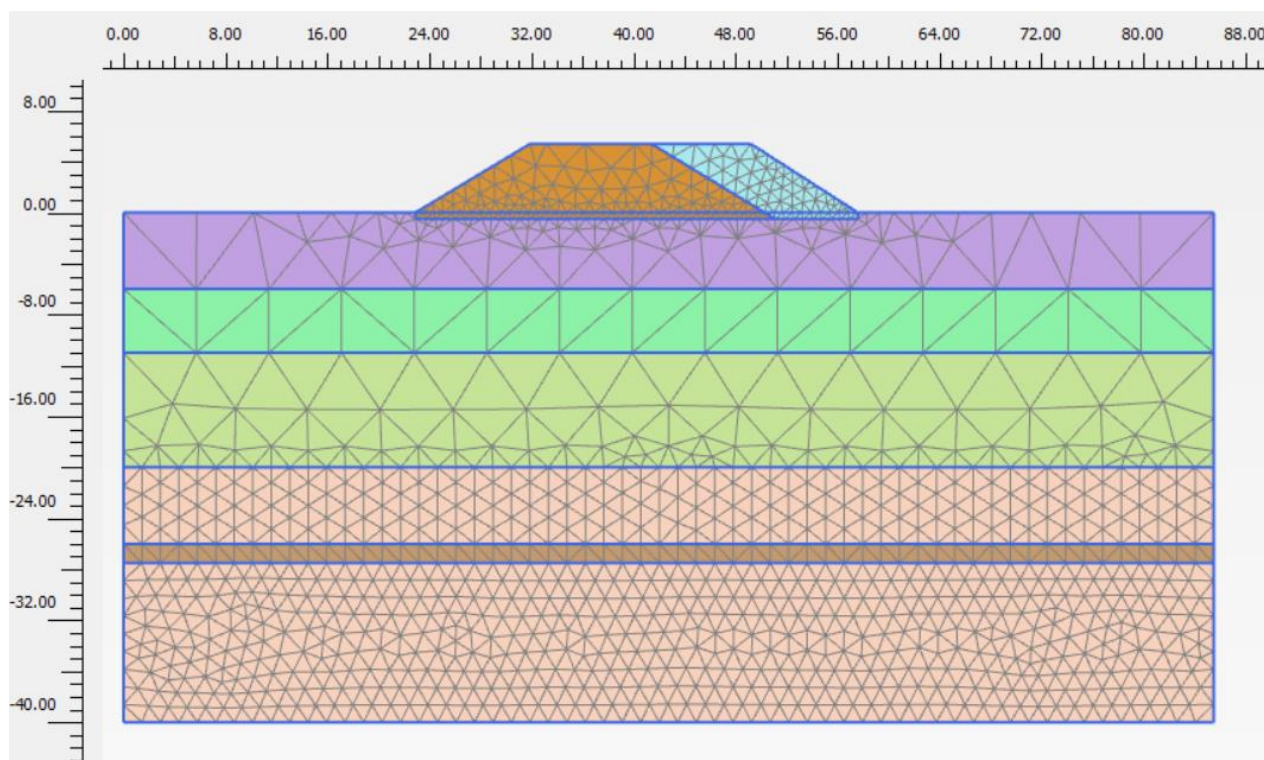


Figura 16.1.2.1: Modello rilevato sezione B2

In Figura 16.1.2.2 è riportata l'evoluzione nel tempo dello spostamento totale massimo in corrispondenza sia della base del rilevato che dell'asse stradale.

Come mostrato, al termine della costruzione del rilevato il cedimento è pari a circa 19 cm fino ad arrivare a circa 27 cm al termine della fase di consolidazione. Il cedimento di consolidazione risulta pertanto pari a 8 cm, il che può ritenersi accettabile con i requisiti di prestazionalità dell'opera.





GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2RBIN4800001	A

Figura 16.1.2.2: Rilevato sez. B2 – Spostamenti totali in corrispondenza sia dell’asse stradale che della base del rilevato

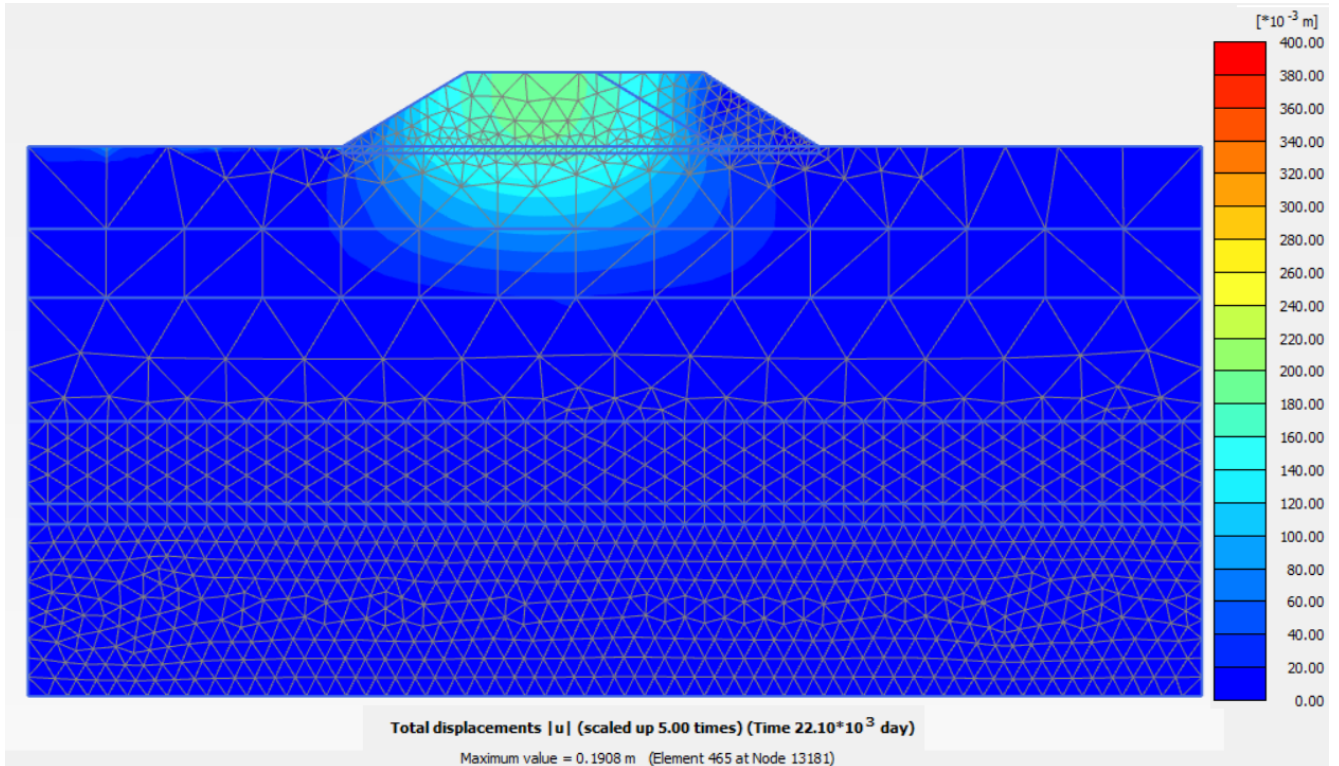




Figura 16.1.2.3: Rilevato sez. B2 – Spostamenti totali termine costruzione

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica EI2RBIN4800001</p>	<p>A</p>

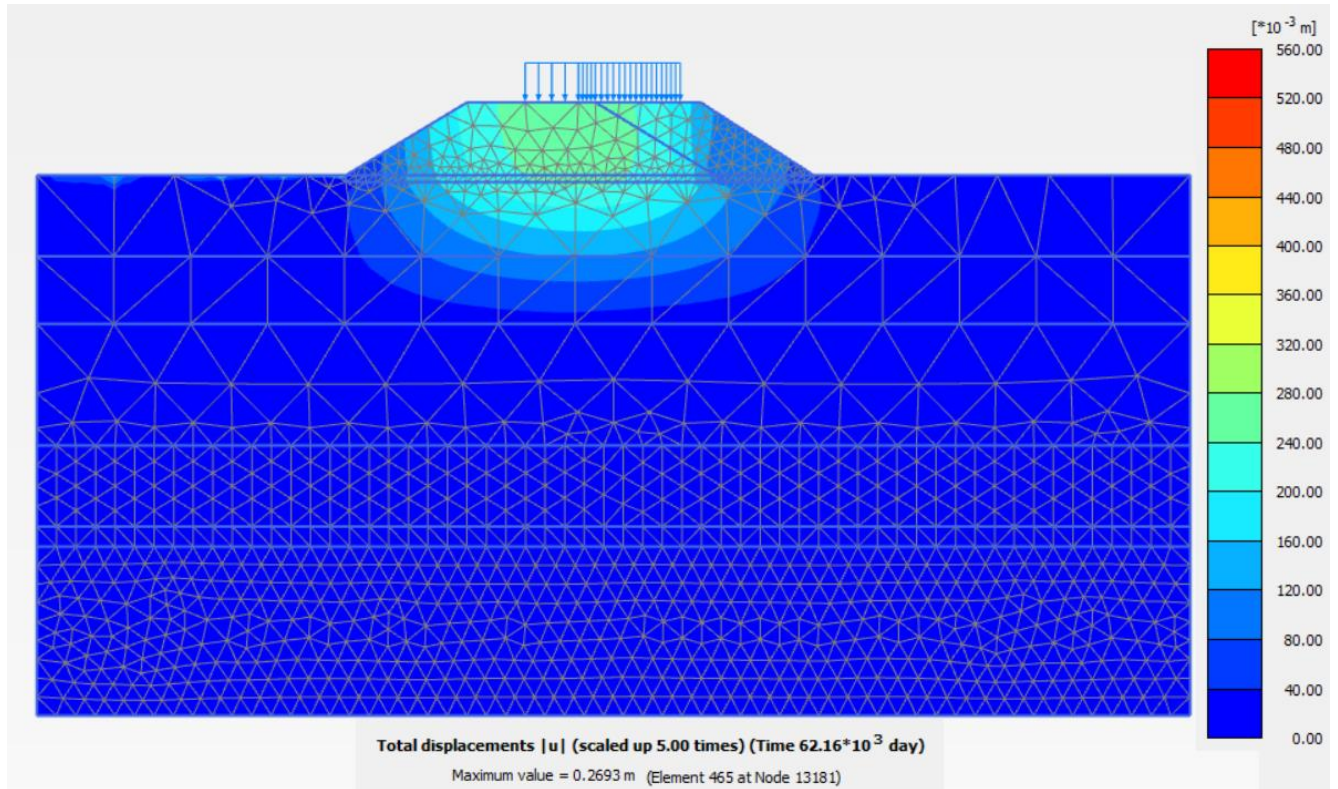




Figura 16.1.2.4: Rilevato sez. B2 – Spostamenti totali lungo termine

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBIN4800001	A

17 CONCLUSIONI

I calcoli del rilevato di approccio in condizioni SLE sono stati condotti tenendo conto della presenza di inclusioni rigide per contrastare la determinazione di cedimenti non ritenuti accettabili con la prestazionalità dell'opera, cedimenti legati non solo all'altezza del rilevato (dell'ordine dei 7 m circa) ma anche alla compressibilità di alcuni strati di terreno presenti in corrispondenza della base dei rilevati stessi

Alla luce dei calcoli eseguiti e dei risultati raccolti, tenendo conto della variabilità dell'altezza dei rilevati lungo lo sviluppo longitudinale del viadotto (che raggiunge valori massimi proprio in corrispondenza della spalla B), l'intervento verrà realizzato secondo lo schema seguente:

- per i primi 50 m di sviluppo di rilevato saranno eseguite inclusioni rigide di lunghezza pari a 6m;
- oltre i 50 m non sarà più necessario eseguire l'intervento.

Le verifiche di stabilità, invece, hanno restituito sempre coefficienti di sicurezza maggiori dei valori minimi dettati dalla normativa (sia in condizioni statiche che sismiche), pertanto, non saranno necessari interventi atti a mitigare problemi di instabilità dell'opera.

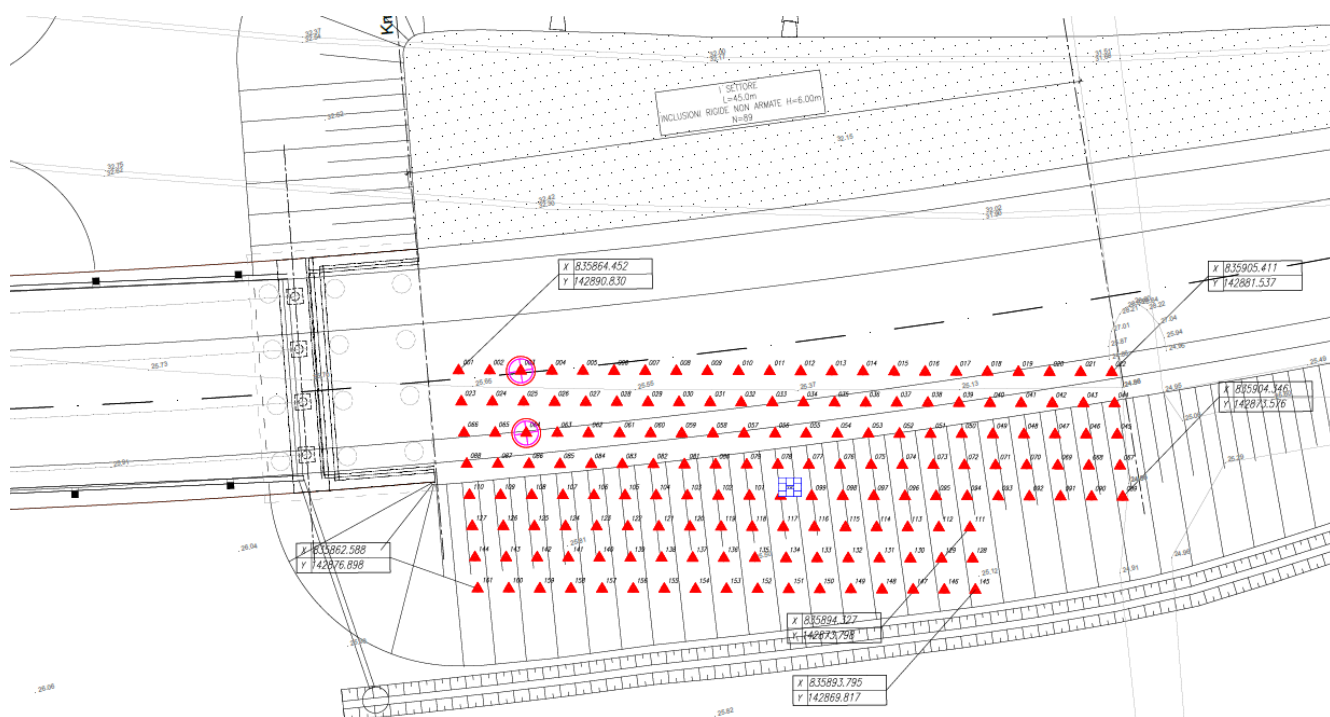


Figura 17.1: Rilevato di approccio spalla B – Planimetria di progetto delle inclusioni rigide