



AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO
TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

**POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E
TANGENZIALE DI BOLOGNA
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE
INTERMEDIA DI PIANURA**

PROGETTO DEFINITIVO

PARTE GENERALE

GEOTECNICA

-

RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. A20155

Responsabile Geotecnica all'aperto

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Piero Bongio
Ord. Ingg. Sondrio N. A538

T.A. - Geologia e Geotecnica

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111443	0000	PD	PD	GTA	0000	0000	0	APE	0001	-0	SCALA xxx

	ENGINEER COORDINATOR: Arch. Flavio Camboni Ing. Raffaele Rinaldesi		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
					n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:		0	DICEMBRE 2021

	VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDEnte
	 IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	 Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE E I SISTEMI INFORMATIVI

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW.

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normative e raccomandazioni	5
2.2	Documentazione di progetto	6
2.3	Bibliografia	8
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	13
3.1	Indagini pregresse	13
3.1.1	Indagini provenienti dalla banca dati della Regione Emilia-Romagna	13
3.1.2	Indagini del progetto di ampliamento della A13 tra Bologna e Ferrara	15
3.1.3	Indagini del progetto del Prolungamento del condotto di adduzione primaria	16
3.1.4	Indagini del progetto del sottopasso esistente	17
3.2	Indagini attuali: campagna geognostica del progetto definitivo dell'Intermedia di Pianura	17
1.1	20	
1.2	OSSERVAZIONI GENERALI SULLA CAMPAGNA DI INDAGINE	21
4.	QUADRO PROGETTUALE	22
4.1	Condizioni stratigrafiche e idrogeologiche	22
4.2	Inquadramento sismo-tettonico	28
4.3	Sismicità dell'area	29
4.4	Azioni sismiche di progetto	31
4.4.1	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	31
4.4.2	Pericolosità sismica	32
4.4.3	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	34
5.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	43
5.1	Terreni prevalentemente granulari	43
5.1.1	Premessa	43
5.1.2	Stato iniziale del deposito	45
5.1.3	Densità relativa	45
5.1.4	Angolo di resistenza a taglio	48
5.1.5	Parametri di deformabilità	50
5.1.6	Coefficienti di permeabilità	55

5.2	Terreni prevalentemente coesivi	56
5.2.1	Premessa	56
5.2.2	Proprietà indice dei terreni coesivi	56
5.2.3	Classificazione di Burland	56
5.2.4	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate	60
5.2.5	Resistenza al taglio non drenata	63
5.2.6	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	63
5.2.7	Caratteristiche di deformabilità	64
5.2.8	Coefficienti di permeabilità	64
5.2.9	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria	64
5.3	Interpretazione delle prove in sito e risultati delle prove di laboratorio	64
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	65
6.1	Premessa	65
6.2	Unità stratigrafiche: caratteristiche geotecniche	65
6.2.1	Unità 1: Limo/limo sabbioso/argilla limosa di color nocciola-ocra	67
6.2.2	Unità 1a: sabbia limosa o sabbia di color nocciola-ocra	71
6.2.3	Unità 2: Argilla limosa/Limo argilloso di color grigio	72
6.2.4	Unità 2a: sabbia limosa o sabbia di color grigio	77
6.2.5	Unità 2b: ghiaia o sabbia ghiaiosa di colore grigio.	78
7.	VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI	79
7.1	Generalità sulle verifiche di stabilità globale	79
7.2	Stratigrafie di sintesi	82
7.3	Sintesi dei risultati	83
8.	VERIFICHE DI STABILITA' DEGLI SCAVI PROVVISORIALI	86
8.1	Generalità sulle verifiche di stabilità globale	87
8.2	Stratigrafie di sintesi	87
8.3	Sintesi dei risultati	88
9.	VERIFICHE SLE DEI CEDIMENTI	90
9.1	Generalità sulle analisi per la stima dei cedimenti	90
9.2	Sintesi dei risultati (CASO A) – Sezione H=2m	94
9.3	Sintesi dei risultati (CASO B) – Sezione muro a U su pali riduttori di cedimento	97

10. DETERMINAZIONE DEGLI SPESSORI DI SCOTICO E BONIFICO DEI TERRENI DI SOTTOFONDO	101
11. INDICAZIONI PER IL RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO	102
11.1 Terreno vegetale/agrario – Spessore scotico	102
11.2 Terreno di riporto – Spessore di bonifica e scavi fino a 2m di profondità	102
11.3 Materiale di risulta appartenente alle unità 1 e 2 – Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m)	102
11.4 Materiale di risulta appartenente alle unità 1a, 2a e 2b – Sabbie, sabbie limose, ghiaie con sabbie, sabbie con ghiaie Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m)	103
12. STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	104
13. SOLFATI E CLORURI	105
14. ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	108
14.1 Generalità	108
14.2 Procedura per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione	108
14.2.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR	108
14.2.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove SPT	110
14.3 Indice del potenziale di liquefazione LPI e pericolosità di liquefazione	111
14.4 Stima dei cedimenti in corrispondenza di strati granulari.	113
14.5 Risultati	114
15. MONITORAGGIO	115
15.1 Asse stradale (rilevati)	115
15.2 Muro in approccio al Ponte Reno	115
15.3 Opera provvisoria in prossimità del sottopasso ciclopeditone	117
15.4 Opera provvisoria in prossimità del tombino scatolare scatolare 2x2 (tratta C1)	119
15.5 Ponte sul Reno	122
15.6 Valorizzazione del piano di Monitoraggio	124

Appendice 1: Caratteristiche fisiche e meccaniche determinate dalle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio e dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni raccolti in sito;

Appendice 2: Analisi di liquefazione – grafici.

1. PREMESSA

Il progetto Intermedia di Pianura collega i Comuni di Calderara e Castenaso creando una rete viaria di interesse provinciale con funzione intercomunale di connessione fra la direttrice Persicetana e la direttrice Lungosavena.

In particolare, l'infrastruttura in esame congiunge i distretti industriali di Sala Bolognese, Calderara, Castel Maggiore, Bologna, Granarolo dell'Emilia e Castenaso, fornendo una viabilità per l'appunto "intermedia" tra la S.P.3 Trasversale di Pianura e la Tangenziale di Bologna. Oltre a ciò, essa costituisce un raccordo con le principali viabilità radiali del Comune di Bologna quali la Padullese, la Galliera, la Saliceto, l'autostrada A13, la Porrettana e la Lungosavena.

L'Intermedia di Pianura è una strada di connessione/distribuzione costituita dalla successione di strade comunali esistenti cui, tuttavia, mancano dei tratti per realizzare una viabilità continua in grado di collegare alcune delle zone industriali principali della Provincia. A tal fine, il progetto individuato prevede la ricucitura della rete viaria esistente razionalizzando e raccordando tra loro i vari tratti di strade comunali.

Il tracciato è stato suddiviso in tratte funzionali che risultano essere tra di loro indipendenti in quanto tratti di completamento di viabilità già realizzate.

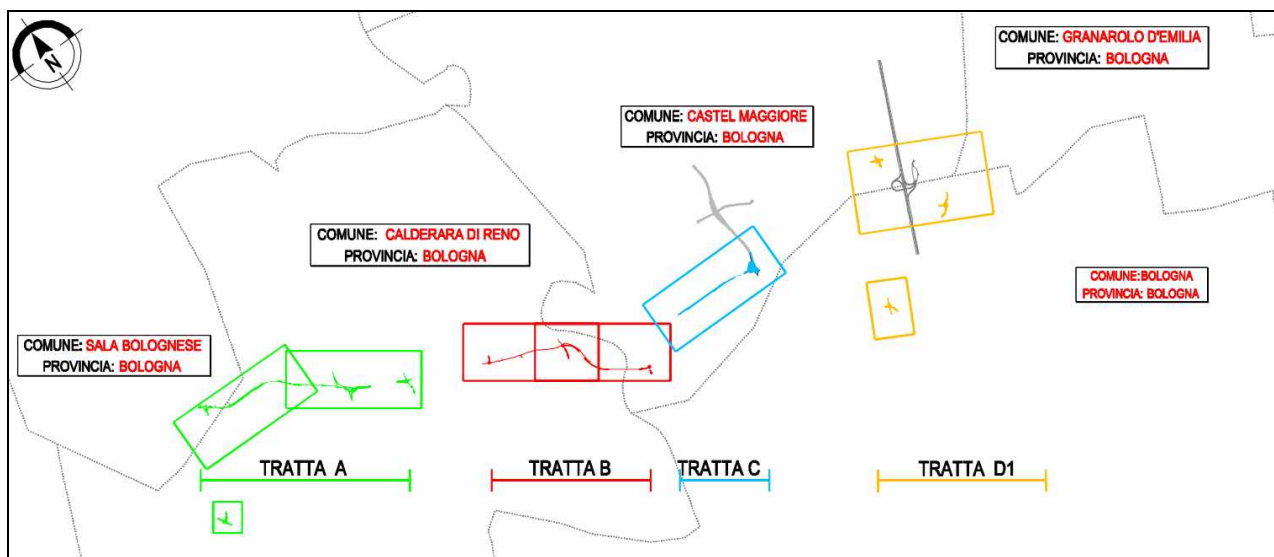


Figura 1 – Suddivisione in tratte

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e raccomandazioni

2.1.1.1 D.M. 17.01.2018, “Norme tecniche per le costruzioni”

2.1.1.2 Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. “ (pubblicato sulla GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5)

2.1.1.3 Capitolato Speciale di Appalto – Autostrade per l’Italia – Dicembre 2018

2.1.1.4 EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design: Part 1: General rule. Part 2: Ground investigation and testing

2.1.1.5 ASTM D4253 “Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table

2.1.1.6 ASTM D4254 “Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density

2.1.1.7 ASTM D1557 “Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort”.

2.1.1.8 CNR UNI 10006 “Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre”.

2.1.1.9 CNR n. 36 “Stabilizzazione delle terre con calce”.

- 2.1.1.10 CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità Md e Md' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.2 Documentazione di progetto

- 2.2.1.1 Indagini in sito pregresse dal database della Regione Emilia-Romagna.
- 2.2.1.2 Indagini in sito e prove di laboratorio pregresse dal Progetto di Ampliamento alla 3a corsia del tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud dell'Autostrada A13 - Bologna-Padova
- 2.2.1.3 Indagini in sito e prove di laboratorio - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura – CAM – Indagini 2021
- 2.2.1.4 Indagini in laboratorio - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura – Altair – Indagini 2021
- 2.2.1.5 Indagini in sito e prove di laboratorio - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura – SUBSOIL – Indagini 2017
- 2.2.1.6 Relazione geologica GEO001- Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura
- 2.2.1.7 Planimetrie e profili geotecnici Tratta A - APE002 e APE003- 1:2000/1:200 - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura.

- 2.2.1.8 Planimetrie e profili geotecnici Tratta B - APE004 e APE005- 1:2000/1:200 - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura
- 2.2.1.9 Planimetria e profilo geotecnico Tratta C - APE006- 1:2000/1:200 - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura
- 2.2.1.10 Planimetria e profilo geotecnico Tratta D - APE006- 1:2000/1:200 - Progetto definitivo di Potenziamento del Sistema Tangenziale di Bologna – Interventi di completamento della rete viaria di adduzione – Intermedia di Pianura
- 2.2.1.11 Documenti di progetto relativi al “Prolungamento del condotto di adduzione primaria dal C.E:R.. finalizzato all'alimentazione del sistema idrico dell'alta pianura bolognese, in sinistra del fiume "Reno" – Progetto Esecutivo Maggio 2017 – [Relazione generale; Relazione geotecnica e sulle fondazioni; Relazione Geotecnica; Tavole TAV_D1; TAV_D2_01; TAV_D3_01; TAV_D08_01; TAV_D09_01; TAV_p1; TAV_p2; TAV_p3; TAV_p4].
- 2.2.1.12 :Documenti di progetto relativi al “sottopasso ciclopedonale esistente in zona Galliera – Città Metropolitana di Bologna [report indagini].

2.3 Bibliografia

- 2.3.1.1 Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- 2.3.1.2 Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito", II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- 2.3.1.3 Colombo P., Colleselli F. (1996) "Elementi di geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- 2.3.1.4 Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- 2.3.1.5 Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc..
- 2.3.1.6 Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- 2.3.1.7 Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- 2.3.1.8 Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- 2.3.1.9 Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.

-
- 2.3.1.10 Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- 2.3.1.11 Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- 2.3.1.12 Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- 2.3.1.13 Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
- 2.3.1.14 Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- 2.3.1.15 Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- 2.3.1.16 Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.
- 2.3.1.17 Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- 2.3.1.18 Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.

- 2.3.1.19 Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- 2.3.1.20 Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.
- 2.3.1.21 Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
- 2.3.1.22 Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- 2.3.1.23 Berardi R., Lancellotta R., "Stiffness of Granular Soils from Field Performance"; (1991), Geotechnique.
- 2.3.1.24 Jamiolkowski M., Ladd, C.C., Germaine, J. T. E Lancellotta R. (1985), New Development in Field and Laboratory Testing of Soils. Theme Lecture, vol. 1, XI ICSMFE, San Francisco.
- 2.3.1.25 Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) – New Correlations of penetration Tests for Design Practice – Proc. 1st International Symposium on Penetration Testing, Orlando.
- 2.3.1.26 Lunne, T and Christophersen H.P (1983), "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands". Proceedings of the Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper N° 4464;
- 2.3.1.27 NAVFAC (1975) – The standard penetration test and the engineering properties of Glacial Materials, Conf. On Engineering behavior of glacial materials University of Birmingham.

- 2.3.1.28 Schmertmann J.H. (1975), "Measurement of In-Situ Shear Strength". State-of-the-Art Report, Proc. ASCE Specialty Conf. on in situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol.2, pp. 57-138.
- 2.3.1.29 Shmertmann, J.H. "Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design", report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Trasportation, Washington, (1978);
- 2.3.1.30 Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 97(9), 1249-1273.
- 2.3.1.31 Liao, S.C. e Whitman, R.V., 1986, "Overburden correction factors for SPT in sand", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112(3), 373-377.
- 2.3.1.32 Youd et all (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- 2.3.1.33 Idriss and Boulanger (2004). "Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes", Department of Civil & Environmental Engineering University of California, Davis, CA 95616-5924.
- 2.3.1.34 Brinch Hansen J. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bull. n°28 - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- 2.3.1.35 Stroud M.A., Butler F.G. (1975) – The standard penetration test and the engineering properties of Glacial Materials, Conf. On Engineering behavior of glacial materials University of Birmingham.
- 2.3.1.36 EPRI (Electric power research institute). (1990) – "Manual on estimating soil proprieties for foundation design ", 1990

2.3.1.37 Dipartimento della Protezione Civile (2008) – “Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica – Parte II: Linee guida”.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le campagne di indagine disponibili per la redazione del progetto definitivo della Intermedia di Pianura possono essere riassunte nelle seguenti:

- Indagini pregresse, dati geognostici ricadenti nelle adiacenze del tratto di interesse (pozzi, sondaggi, ecc) ed inclusi nella banca dati messa a punto dalla regione Emilia Romagna;
- Indagini pregresse del progetto preliminare e definitivo dell'ampliamento alla 3^a corsia del tratto Bologna – Ferrara A13;
- Indagini eseguite in occasione del progetto del Prolungamento del condotto di adduzione primaria dal C.E:R in adiacenza al ponte Reno previsto nell'ambito di questo progetto (Doc. Ref. 2.2.1.11);
- Indagini eseguite in occasione del progetto del sottopasso ciclopedonale esistente in adiacenza al sottopasso in progetto previsto nell'ambito di questo progetto (Doc. Ref. 2.2.1.12);
- Indagini in sito e prove di laboratorio del progetto definitivo dell'Intermedia di Pianura.

3.1 Indagini pregresse

I dati considerati riguardano le diverse campagne geognostiche eseguite negli anni per l'ampliamento della A13 nel tratto Bologna-Ferrara, contiguo all'area in esame, nonché le verticali d'indagine fornite dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna, che sono stati utilizzate in particolar modo per la redazione del profilo geologico longitudinale.

3.1.1 *Indagini provenienti dalla banca dati della Regione Emilia-Romagna*

Nella fase di interpretazione stratigrafica sono stati attribuiti vari gradi di attendibilità ai dati dei sondaggi geognostici ed in generale alle verticali esaminate; infatti sono stati ritenuti attendibili i sondaggi pregressi di cui sono disponibili le stratigrafie (seppur privi di documentazione fotografica delle cassette catalogatrici) e meno attendibili i pozzi di cui spesso sono disponibili le sole descrizioni stratigrafiche sommarie e/o schematiche; queste ultime risultano comunque utili per la ricostruzione stratigrafica d'insieme.

La documentazione bibliografica relativa ai pozzi consiste spesso in stratigrafie di difficile interpretazione in quanto i pozzi risultano molto datati e perforati talora a distruzione di nucleo (ricostruzione granulometrica derivata da analisi di cutting e fanghi) ed inoltre, come già accennato, le descrizioni del materiale risultano sommarie, troppo schematiche ed inoltre, non sono corredate da prove geotecniche (SPT, prove Lefranc).

Tra tutti i dati ricavati dai sondaggi pregressi, archiviati all'interno della banca dati della Regione Emilia–Romagna, sono stati selezionati ed utilizzati solo quelli significativi e localizzati a breve distanza dall'asse stradale di progetto delle diverse tratte.

3.1.2 Indagini del progetto di ampliamento della A13 tra Bologna e Ferrara

Tra le indagini eseguite negli ultimi anni per il progetto di ampliamento della autostrada A13 nel tratto Bologna-Ferrara, sono state considerate le indagini eseguite nel 2009 per il progetto preliminare (Fase A – Imprefond) e nel 2011 per il progetto definitivo (Fase B - Imprefond).

Durante le due campagne sono state eseguite le seguenti indagini e prove:

- sondaggi a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT, prove di permeabilità tipo Lefranc, prove pressiometriche e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno;
- prove penetrometriche statiche CPTU;
- sondaggi elettrici verticali (SEV);
- prospezioni sismiche tipo Cross Hole;
- prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH;
- pozzetti esplorativi con esecuzione di prove di carico su piastra e prelievo di campioni rimaneggiati di terreno.

3.1.3 Indagini del progetto del Prolungamento del condotto di adduzione primaria

Tra le indagini eseguite negli ultimi anni sono state consultate anche quelle disponibili nell'ambito del progetto del Prolungamento del condotto di adduzione primaria dal C.E.R. finalizzato all'alimentazione del sistema idrico dell'alta pianura bolognese, in adiacenza al nuovo ponte sul Reno in progetto (Doc. Rif. 2.2.1.11)

Durante la sopra citata campagna sono state eseguite le seguenti indagini e prove:

- n° 2 MASW eseguite da INDAGO s.n.c.;
- Prove di laboratorio;
- n° 7 Prove penetrometriche statiche CPT;
- n° 4 Sondaggi in cui sono state eseguite prove SPT.

Si riporta di seguito le caratteristiche delle indagini in termini di profondità. Di queste indagini non è inoltre nota la quota.

CPT1 - Profondità 20 m da p.c.

CPT2 - Profondità 3 m da p.c.

CPT3 - Profondità - 7 m da p.c.

CPT4 - Profondità - 6 m da p.c.

CPT5 - Profondità - 7 m da p.c.

CPT6 - Profondità - 20 m da p.c.

CPT7 - Profondità - 9 m da p.c.

S1 - Profondità - 25.5 m da p.c. – Tetto strato di ghiaia 16 m da p.c. – n°2 SPT in strato di Ghiaia SPT>60;

S2 - Profondità 26 m da p.c. – Tetto strato di ghiaia 20.5 m da p.c. – n°2 SPT in strato di Ghiaia SPT>60;

S3 - Profondità 28 m da p.c. – Tetto strato di ghiaia 16.4 m da p.c. – n°2 SPT in strato di Ghiaia SPT>60;

S4 - Profondità 26 m da p.c. – Tetto strato di ghiaia 16.5 m da p.c. – n°2 SPT in strato di Ghiaia SPT>60.

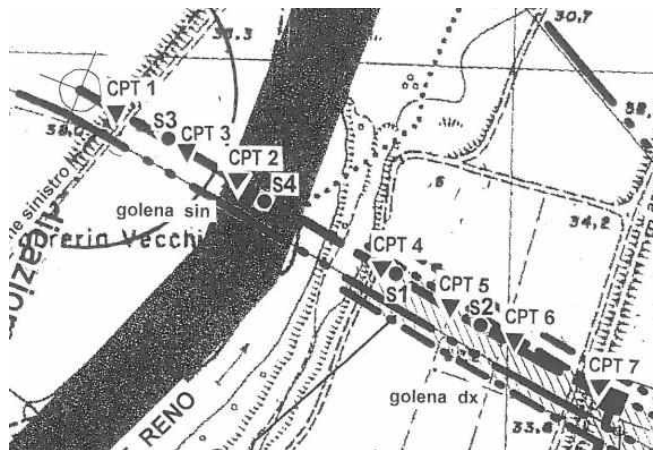


Figura 2 – Ubicazione di massima indagini del consorzio Bonifica Renana

3.1.4 Indagini del progetto del sottopasso esistente

Tra le indagini eseguite negli ultimi anni sono state consultate anche quelle disponibili nell'ambito del progetto del sottopasso ciclopeditonale esistente in zona Galliera in adiacenza al sottopasso in progetto.

Durante la sopra citata campagna sono state eseguite le seguenti indagini e prove:

- n° 2 MASW;
- n° 2 Prove penetrometriche statiche CPT.

Si riporta di seguito le caratteristiche delle indagini in termini di profondità. Di queste indagini non è inoltre nota la quota.

- CPT1 - Profondità 15 m da p.c.
- CPT2 - Profondità 15 m da p.c.

3.2 Indagini attuali: campagna geognostica del progetto definitivo dell'Intermedia di Pianura

La campagna di indagine finalizzata alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere previste nell'ambito del progetto definitivo dell'Intermedia di Pianura si compongono delle seguenti indagini eseguite in parte nel 2021 dall'impresa CAM PERFORAZIONI e in parte nel 2017 dall'impresa SUBSOIL; in particolare

- Indagini 2017
 - n° 11 sondaggi meccanici realizzati a carotaggio continuo (sigla IP-n);
 - n° 11 pozzetti esplorativi (sigla PZ-IPn);
 - n° 3 Down Hole.

- Indagini 2021

- n° 9 sondaggi meccanici realizzati a carotaggio continuo (siglia IP-Sn);
- n° 7 pozzetti esplorativi (siglia IP-PZn);
- n° 5 MASW (MASW1, MASW4, MASW6, MASW7, MASW9);
- n° 5 HVSR (HVSR 1, HVSR 4, HVSR 6, HVSR 7, HVSR 9).

Sono state eseguite prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati, per maggiore dettaglio si rimanda ai documenti 2.2.1.3 e 2.2.1.5.

Tabella 3-1 - Indagini campagna di indagine Intermedia di Pianura

Indagini	Campagna	Attrezzatura installata
IP7	2017	Piezometro Norton / cella Casagrande
IP6-DH	2017	Piezometro Norton-
IP5	2017	PVC per DH
IP4	2017	Piezometro Norton
IP3-DH	2017	Piezometro Norton / cella Casagrande
IP9	2017	PVC per DH
IP10	2017	
IP1	2017	Piezometro Norton / cella Casagrande
IP2	2017	Piezometro Norton
IP11-DH	2017	PVC per DH
IP8	2017	
IP-S1	2021	Piezometro tubo aperto [2"] 0,00 – 6.00 m cieco 6.00 – 12.00 m microfessurato 12.00-15.00 m cieco
IP-S2	2021	Cella Casagrande 17.00 m Cella Casagrande 29.00 m
IP-S3	2021	Piezometro tubo aperto [2"] 0.00-3.00 m cieco 3.00-15.00 m microfessurato
IP-S4	2021	Cella Casagrande 14.00 m
IP-S5	2021	Cella Casagrande 10.50 m Cella Casagrande 27.00 m
IP-S6	2021	Piezometro tubo aperto [2"] 0.00-9.00 m cieco 9.00-15.00 m microfessurato
IP-S7	2021	Piezometro tubo aperto [2"] 0.00-25.00 m cieco 25.00-30.00 m microfessurato

IP-S8	2021	Cella Casagrande 14.00 m
IP-S9	2021	Cella Casagrande 20.00 m Cella Casagrande 28.00 m

1.1

1.2 OSSERVAZIONI GENERALI SULLA CAMPAGNA DI INDAGINE

In accordo al capitolo 6.2.2. delle NTC 2018, le indagini geotecniche devono riguardare il volume significativo intendendo con questo termine la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso; in altre parole, le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione fino a profondità ritenute significative.

Nel caso delle fondazioni profonde su pali, la profondità del volume significativo è stimata pari a:

$$P = L_p + 4D$$

dove L_p e D riferiscono rispettivamente alla lunghezza e diametro palo.

Con riferimento alle fondazioni profonde previste sul fiume Reno nell'ambito di questo progetto, la campagna di indagine disponibile ad oggi, non raggiunge le profondità minime richieste da normativa.

Alla luce di quanto sopra dichiarato, con riferimento alle scelte progettuali prese per la redazione del presente progetto, si rimanda alla relazione di calcolo dei pali per i dettagli circa la stima in accordo alle NTC018 dei fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali in funzione del numero di verticali d'indagine in funzione della profondità.

Si rimanda al Progetto Esecutivo per l'integrazione della campagna di indagine al fine di raggiungere le profondità minime richieste da normativa in funzione della lunghezza pali cautelativa stimata nell'ambito di questo Progetto Definitivo.

4. QUADRO PROGETTUALE

4.1 Condizioni stratigrafiche e idrogeologiche

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici delle diverse Tratte della Intermedia di Pianura (rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), cui si rimanda per maggiori dettagli.

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

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

Le indagini disponibili evidenziano la presenza, nell'area attraversata dall'Intermedia di Pianura, di depositi alluvionali quaternari, con prevalenza di materiali fini coesivi (argille e limi), entro i quali si rinvencono localmente lenti ed orizzonti di materiali granulari (sabbie e ghiaie), discontinue e difficilmente correlabili spazialmente. Fa eccezione solo la zona in corrispondenza del Fiume Reno, dove è stato rinvenuto nei sondaggi un orizzonte continuo di ghiaie sabbiose a circa 17 m di profondità nei sondaggi eseguiti nell'area golenale e circa 20÷21 m di profondità nei sondaggi eseguiti al piede degli argini. Tale orizzonte, che è stato rinvenuto fino a fondo foro (40 m) in tutti i sondaggi del Reno, può presentare localmente intercalazioni di limi e argille, di spessore variabile da pochi dm a 1.5 m circa.

I materiali superficiali (terreno vegetale e materiale di riporto) sono stati inclusi in un unico strato d'interesse progettuale ai fini geotecnici, che è stato denominato con la sigla R/V; tale strato non corrisponde ad una unità deposizionale, ma ha unicamente significato ai fini della sua individuazione.

I depositi che caratterizzano il sottosuolo, fino alle massime profondità indagate, sono stati suddivisi nelle unità litostratigrafiche descritte nel seguito, sulla base dei dati ottenuti dall'osservazione visiva delle carote di sondaggio e dalle analisi granulometriche eseguite in laboratorio.

Unità R/V: Terreno di riporto e vegetale

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

Unità 1: Limo argilloso - Argilla Limosa - Limo sabbioso

Limo argilloso e argilla limosa, da debolmente sabbioso a sabbioso; lenti di limo con sabbia; da moderatamente consistente a consistente; colore da marrone a grigio, con patine di ossidazione color ocra/ruggine; talora con tracce carboniose e concrezioni calcaree millimetriche (calcinelli).

Unita 2: - Limo argilloso - Argilla limosa

Limo argilloso e argilla limosa, localmente da debolmente sabbioso a sabbioso; da consistente a molto consistente; colore da grigio a grigio-azzurro; locale presenza di tracce di ossidazione color ocra e di resti carboniosi di colore grigio-nero.

Unita 1a: Sabbia limosa – Sabbia con limo

Sabbia da fine a media limosa e sabbia con limo, localmente con ghiaia; mediamente addensata; colore nocciola-marrone.

Unita 2a: Sabbia – Sabbia limosa

Sabbia fine e media, localmente grossolana, da debolmente limosa a limosa; mediamente addensata; colore grigio.

Unita 2 b: Ghiaia con sabbia - Sabbia con ghiaia

Ghiaia con sabbia e sabbia con ghiaia, localmente sabbia ghiaiosa, da debolmente limosa a limosa; lenti di sabbia fine e media limosa; da addensata a molto addensata; di colore da marrone-nocciola a grigio.

Da un punto di vista idrogeologico, sulla base delle numerose stratigrafie di pozzi presenti nell'area (cfr. banca dati Regione Emilia-Romagna), si può affermare che il livello piezometrico della falda libera si colloca in prossimità del piano di campagna.

Per quanto riguarda i risultati delle misure piezometriche delle campagne geognostiche, nelle seguenti tabelle è riportata la soggiacenza della falda misurata in vari periodi dell'anno in piezometro (casagrande o tubo aperto), da tali misurazioni risulta che il livello piezometrico della falda presente nelle ghiaie del Reno (corrispondenti all'unità 2b, presente da circa 11-21 m a oltre 40 m di profondità) si colloca ad una profondità di circa 7÷9 m dal piano di campagna dell'area golenale, mentre la misura eseguita sul piezometro del sondaggio IP7 e S1-PE, in prossimità della A13, mostra un livello piezometrico a 3÷5 m dal piano di campagna.

In relazione al contesto geologico e geomorfologico in cui si inserisce l'infrastruttura, la soggiacenza del livello di falda risulta strettamente connessa agli apporti meteorici stagionali e al battente idrico dei principali corsi d'acqua, che localmente costituiscono il livello di base per le acque di circolazione idrica sub superficiale.

Le misurazioni della falda in termini di soggiacenza sono state analiticamente processate e nel profilo geotecnico e nei calcoli si è fatto riferimento sondaggio per sondaggio alla soggiacenza minima misurata tra i dati disponibili.

					08/09/16	15/09/16	22/09/16	06/10/16
Sondaggio	Quota p.c. [m s.l.m.] *	Tipologia	Profondità cella da p.c. [m]	Profondità tratto fenestrato da p.c. [m]	Soggiacenza livello piezometrico da p.c. [m]			
IP4	28.1	Casagrande	40.0	-	-	-	9.80	9.10
		tubo aperto	-	3.0-40.0	-	-	9.80	9.10
IP5	28.3	tubo aperto	-	3.0-40.0	-	7.50	7.50	7.80
IP7	28.7	tubo aperto	-	5.0-35.0	3.00	-	-	-

* in mancanza di rilievo topografico del punto di indagine, quota corrispondente al terreno in asse struttura

Tabella 4-1 - Misure del livello piezometrico (Settembre-Ottobre 2016)

COD. STRUM	PROFONDITA'		DATA	SOGGIACENZA	FONDO TUBO	TUBO 1		TUBO 2	
	T.A.	CELLA				SOGGIACENZA	FONDO TUBO	SOGGIACENZA	FONDO TUBO
INTERMEDIA DI PIANURA									
IP1			21/08/2020	11.35	17.20	12.06	29.50	12.09	29.50
			24/02/2021	8.57	16.80	14.57	23,7-INTASATO	12.07	29.50
IP2			21/08/2020	16.62	28.10				
			24/02/2021	16.56	28.10				
IP4			21/08/2020	sepolto					
IP5			21/08/2020	sepolto					
			24/02/2021	sepolto					
IP7			21/08/2020	3.65	31.00				
			03/09/2020	3.81	31.00				
			24/02/2021	3.24	31.00				
S1PE(A13)			21/08/2020	5.95	21.00	7.45	34.00	7.45	34.00

Tabella 4-2 - Misure del livello piezometrico (Agosto 2020 – Febbraio 2021)

COMMESSA: 111443		TRATTA: INTERMEDIA DI PIANURA				PROV. BOLOGNA				DATA: 28-07-2021	
SONDAGGIO	Note:	STRUMENTAZIONE									
		TUBO APERTO			1° CASAGRANDE			2° CASAGRANDE			
IP-S7		misura falda da p.c.(m)	12.32	quota fondo da p.c. (m)	30.8	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S8		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S9		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	

Tabella 4-3 - Misure del livello piezometrico (Luglio 2021)

COMMESSA: 111443		TRATTA: INTERMEDIA DI PIANURA				PROV. BOLOGNA				DATA: 01-09-2021	
SONDAGGIO	Note:	STRUMENTAZIONE									
		TUBO APERTO			1° CASAGRANDE		2° CASAGRANDE				
IP-S1		misura falda da p.c.(m)	2.73	quota fondo da p.c. (m)	13.69	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S2		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S3		misura falda da p.c.(m)	3.29	quota fondo da p.c. (m)	14.1	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S4		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S5		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S6		misura falda da p.c.(m)	9.45	quota fondo da p.c. (m)	14.81	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S7		misura falda da p.c.(m)	12.45	quota fondo da p.c. (m)	30.75	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S8		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S9		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
P1	piezometro 4° pregresso rinvenuto lungo via Stelloni c/o pozzetto IP-P20 (zona nuovi capannoni Ducati)	misura falda da p.c.(m)	2.35	quota fondo da p.c. (m)	7.5	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	

Tabella 4-4 - Misure del livello piezometrico (Settembre 2021)

LETTURE PIEZOMETRICHE											
COMMESSA: 111443			TRATTA: INTERMEDIA DI PIANURA				PROV. BOLOGNA			DATA: 27-10-2021	
SONDAGGIO	Note:					STRUMENTAZIONE					
		TUBO APERTO				1° CASAGRANDE			2° CASAGRANDE		
IP-S1		misura falda da p.c.(m)	2.81	quota fondo da p.c. (m)	13.70	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S2		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	8.47	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	28.03	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	8.60
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	8.48	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	28.03	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	8.60
IP-S3		misura falda da p.c.(m)	3.38	quota fondo da p.c. (m)	14.10	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S4		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	3.10	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	14.6	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	3.09	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	14.6	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S5		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	3.29	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	10.8	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	10.25
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	3.30	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	10.8	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	10.32
IP-S6		misura falda da p.c.(m)	9.58	quota fondo da p.c. (m)	14.80	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S7		misura falda da p.c.(m)	12.81	quota fondo da p.c. (m)	30.75	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S8		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	3.93	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	13.82	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	3.94	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	13.82	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP-S9		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	12.36	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	19.60	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	12.39
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	12.36	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	19.60	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	12.39
IP1		misura falda da p.c.(m)	12.01	quota fondo da p.c. (m)	16.3	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	12.78	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	29.65	misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo	12.8	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	29.65	misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP2		misura falda da p.c.(m)	17.26	quota fondo da p.c. (m)	28.3	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP4	coperto/divello dai lavori del Consorzio Bonifica Renana	misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP5	coperto/divello dai lavori del Consorzio Bonifica Renana	misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
IP7		misura falda da p.c.(m)	4.02	quota fondo da p.c. (m)	31.00	misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	
		misura falda da p.c.(m)		quota fondo da p.c. (m)		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo		misura falda da p.c.(m) 1° tubo	
						misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo		misura falda da p.c.(m) 2° tubo	

Tabella 4-5 - Misure del livello piezometrico (Ottobre 2021)

4.2 Inquadramento sismo-tettonico

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

Il fronte della catena appenninica non coincide però con il limite morfologico catena-pianura ma è individuabile negli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi sepolte dai sedimenti quaternari padani.

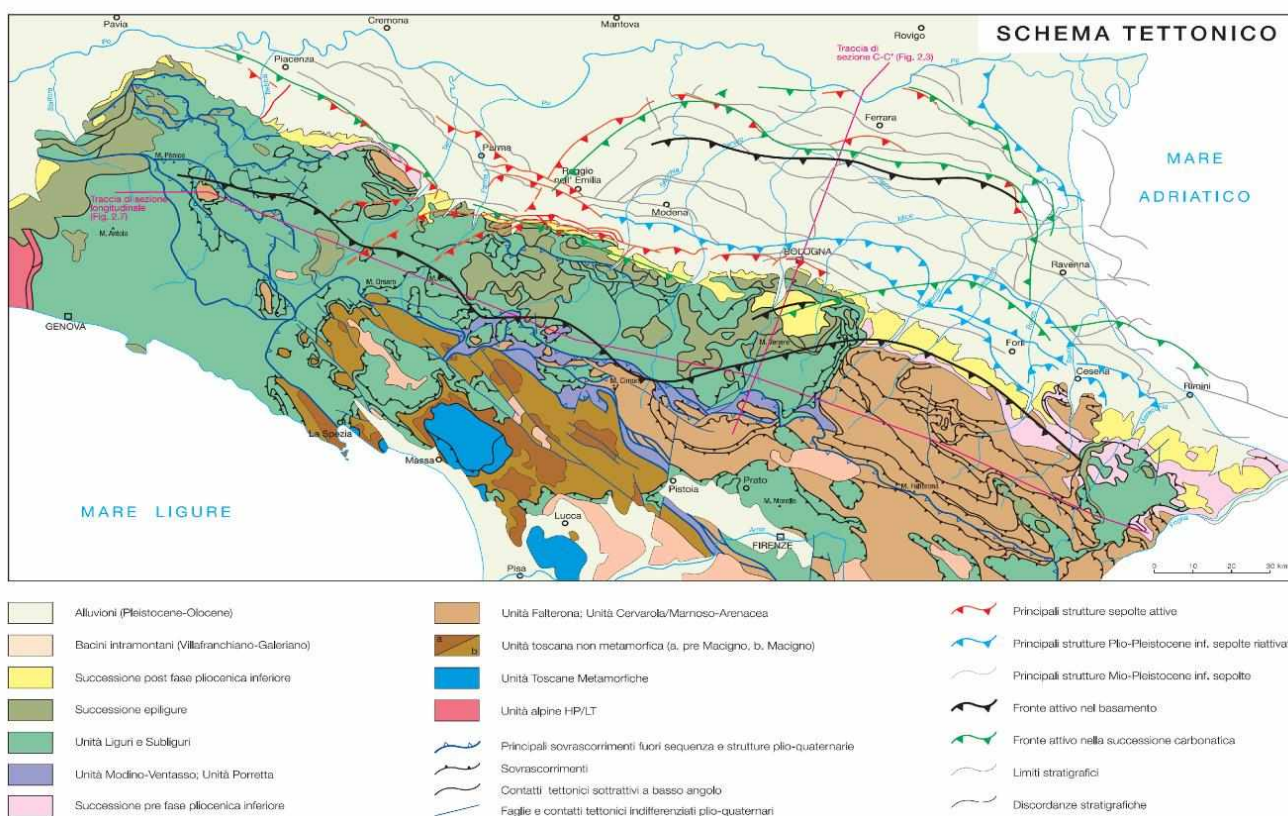


Figura 3 - Schema tettonico della Pianura Padana (Boccaletti et al., 2004)

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

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

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

Con riferimento ai recenti studi condotti sull'intero territorio nazionale per la realizzazione di un modello delle sorgenti sismo-genetiche, l'area in esame è compresa interamente nella zona sismo-genetica 912 (Meletti et al., 2004 - cfr. Figura 4), corrispondente alla *Dorsale Ferrarese*, caratterizzata da una magnitudo massima M_{wmax} pari a 6.14.

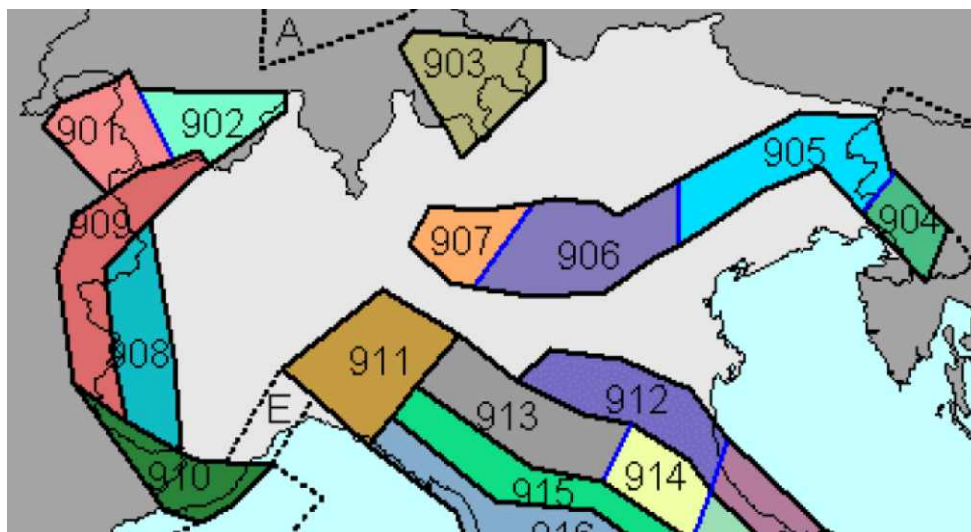


Figura 4 - Particolare della Zonazione sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2004)

4.3 Sismicità dell'area

Secondo le elaborazioni del Gruppo di Lavoro MPS (2004), in corrispondenza del tracciato autostradale, il valore medio della accelerazione massima al suolo in condizione di sito roccioso risulta compreso:

- tra 0.150 g e 0.175 g, con probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=475$ anni);
- tra 0.200 g e 0.225 g, con probabilità di eccedenza pari al 5% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=975$ anni);
- tra 0.275 g e 0.350 g, con probabilità di eccedenza pari al 2% in 50 anni (periodo di ritorno $T_R=2475$ anni).

4.4 Azioni sismiche di progetto

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

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto si sono adottati i seguenti parametri:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- Vita di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

La strategia di progettazione per i differenti stati limite di cui al punto 3.2.1 delle NTC-2018 è quindi ricavata dalla seguente formula dell'allegato A delle NTC-2018, in funzione delle probabilità di superamento PVR indicate in tabella 3.2.I nel periodo di riferimento V_R (si veda anche la *Tabella 4-6*):

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

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4-6 - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per differenti stati limite NTC-2018).

I valori del tempo di ritorno T_R in anni per l'opera in esame risultano pertanto:

- $T_R(\text{SLO})$ 60 anni;
- $T_R(\text{SLD})$ 100 anni;
- $T_R(\text{SLV})$ 950 anni;
- $T_R(\text{SLC})$ 1950 anni.

4.4.2 Pericolosità sismica

Nelle norme tecniche NTC-2018 (Allegato B) sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g , F_0 e T^*_c per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC-2018) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Inoltre, qualora le tabelle di pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplino il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} prefissati, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi di T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione, in allegato A alle NTC-2018:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse al T_R desiderato;

T_{R1} T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori di p_1 e p_2 del generico parametro p .

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls", disponibile sul sito <http://www.cslp.it/cslp/>, inserendo le coordinate geografiche rappresentative delle tratte A, B, C e D1.

Tabella 4-7 TRATTE A, B, C e D1 - - parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c per differenti stati limite NTC-2018).

Tratta A (COORDINATE WGS84 Lon 11.267284 – Lat 44.575600)

	T_R (anni)	a_g (m/s ²)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0.067	2.496	0.275
SLD	101	0.083	2.491	0.283
SLV	949	0.215	2.444	0.290
SLC	1950	0.276	2.409	0.301

Tratta B (COORDINATE WGS84 Lon 11.305054 – Lat 44.561401)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0.068	2.494	0.275
SLD	101	0.084	2.502	0.284
SLV	949	0.216	2.428	0.293
SLC	1950	0.277	2.405	0.300

Tratta C (COORDINATE WGS84 Lon 11.335730 – Lat 44.554676)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0.068	2.490	0.275
SLD	101	0.084	4.489	0.284
SLV	949	0.216	4.433	0.296
SLC	1950	0.276	2.414	0.302

Tratta D1 (COORDINATE WGS84 Lon 11.374716 – Lat 44.548579)

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0.069	2.486	0.276
SLD	101	0.086	2.469	0.285
SLV	949	0.216	2.439	0.299
SLC	1950	0.276	2.418	0.305

4.4.3 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*

Le categorie di sottosuolo sono definite al punto 3.2.2 delle NTC-2018 sulla base del parametro di velocità equivalente delle onde di taglio V_s definito sullo spessore H vale a dire sullo spessore di terreno posto al di sopra del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s..

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (m/s), definita dall'espressione:

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

È altresì specificato che “Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II delle NTC2018.

Di seguito sono riportate le velocità di taglio V_s mediate nei primi 30m di profondità misurate in modo diretto in corrispondenza delle prove sismiche down hole; nello stesso elenco è riportata la categoria di sottosuolo in accordo alle norme tecniche vigenti:

Per la tratta D1, in assenza di misurazioni dirette nella campagna specifica di questo progetto, la categoria di sottosuolo è stata definita in accordo alla Down Hole SC2-DH afferente alla campagna di indagine della A13. Tale scelta, vista la categoria di sottosuolo individuata pari a D, risulta comunque cautelativa.

Tratta A (Figura 5):

Masw 1	Vs=221m/s	Categoria di sottosuolo C;
Masw 4	Vs=225m/s	Categoria di sottosuolo C;

Tratta B (rotatoria) (Figura 6):

Masw 6	Vs=288m/s	Categoria di sottosuolo C;
--------	-----------	----------------------------

Tratta B (Ponte sul Reno) (Figura 7):

Down Hole IP3-DH	Vs=238m/s	Categoria di sottosuolo C;
Down Hole IP6-DH	Vs=249m/s	Categoria di sottosuolo C;
MASW RENANANA	Vs=251 m/s	Categoria di sottosuolo C

Tratta C (Figura 8):

Masw 7	Vs=209m/s	Categoria di sottosuolo C
Masw 9	Vs=316m/s	Categoria di sottosuolo C

Tratta D1 (Figura 9):

Down Hole SC2-DH	Vs=175m/s	Categoria di sottosuolo D.
------------------	-----------	----------------------------

Si riportano di seguito in forma sintetica le categorie di sottosuolo adottate nella progettazione:

<u>Tratta A</u>	Categoria di sottosuolo C;
<u>Tratta B (Rotatoria)</u>	Categoria di sottosuolo C;
<u>Tratta B (Ponte sul Reno)</u>	Categoria di sottosuolo C;
<u>Tratta C</u>	Categoria di sottosuolo C;
<u>Tratta D1</u>	Categoria di sottosuolo D;

In accordo alle NTC2018, l'accelerazione massima attesa a piano campagna a_{max} [g] dipende dall'accelerazione massima al “bedrock” a_g [g] in accordo alla seguente relazione:

$$a_{max} [g] = S a_g [g].$$

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

$$S = S_s \cdot S_T.$$

Il coefficiente S_s per ciascuna categoria di sottosuolo si ricava dalle espressioni fornite in Tabella 3.2.IV al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche 2018.

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, al coefficiente S_T possono essere assegnati i valori seguenti in funzione della categoria topografica corrispondente (Tab. 3.2.III delle Norme Tecniche); per questo caso in esame si assume che le aree in esame siano sempre riferibili alla categoria T1, ovvero quali "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " ($S_T = 1$).

Con riferimento Tabella 4-7, per i parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c da adottare per tutte le tratte (A, B, C e D1) si scelgono i parametri valutati per la tratta D1, essendo la condizione più cautelativa tra tutte quelle presentate.

In accordo alle scelte progettuali commentate sopra e in accordo alle categorie di sottosuolo definite per ogni tratta e riassunte precedentemente, nella Tabella 4-8 è riportato il valore di accelerazione massima (a_{max} [g]) per le categorie di sottosuolo C e D intercettate nelle tratte di interesse.

Tabella 4-8 - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per differenti stati limite NTC-2018).**Tratta A categoria di sottosuolo C** (COORDINATE WGS84 Lon 11.267284 – Lat 44.575600)

	T_R (anni)	a_g (g)	S_s	a_{max} (g)
SLV	949	0.215	1.385	0.30

Tratta B categoria di sottosuolo C (COORDINATE WGS84 Lon 11.305054 – Lat 44.561401)

	T_R (anni)	a_g (g)	S_s	a_{max} (g)
SLV	949	0.216	1.385	0.30

Tratta C categoria di sottosuolo C (COORDINATE WGS84 Lon 11.335730 – Lat 44.554676)

	T_R (anni)	a_g (g)	S_s	a_{max} (g)
SLV	949	0.216	1.385	0.30

Tratta D1 categoria di sottosuolo D (COORDINATE WGS84 Lon 11.374716 – Lat 44.548579)

	T_R (anni)	a_g (g)	S_s	a_{max} (g)
SLV	949	0.216	1.611	0.35

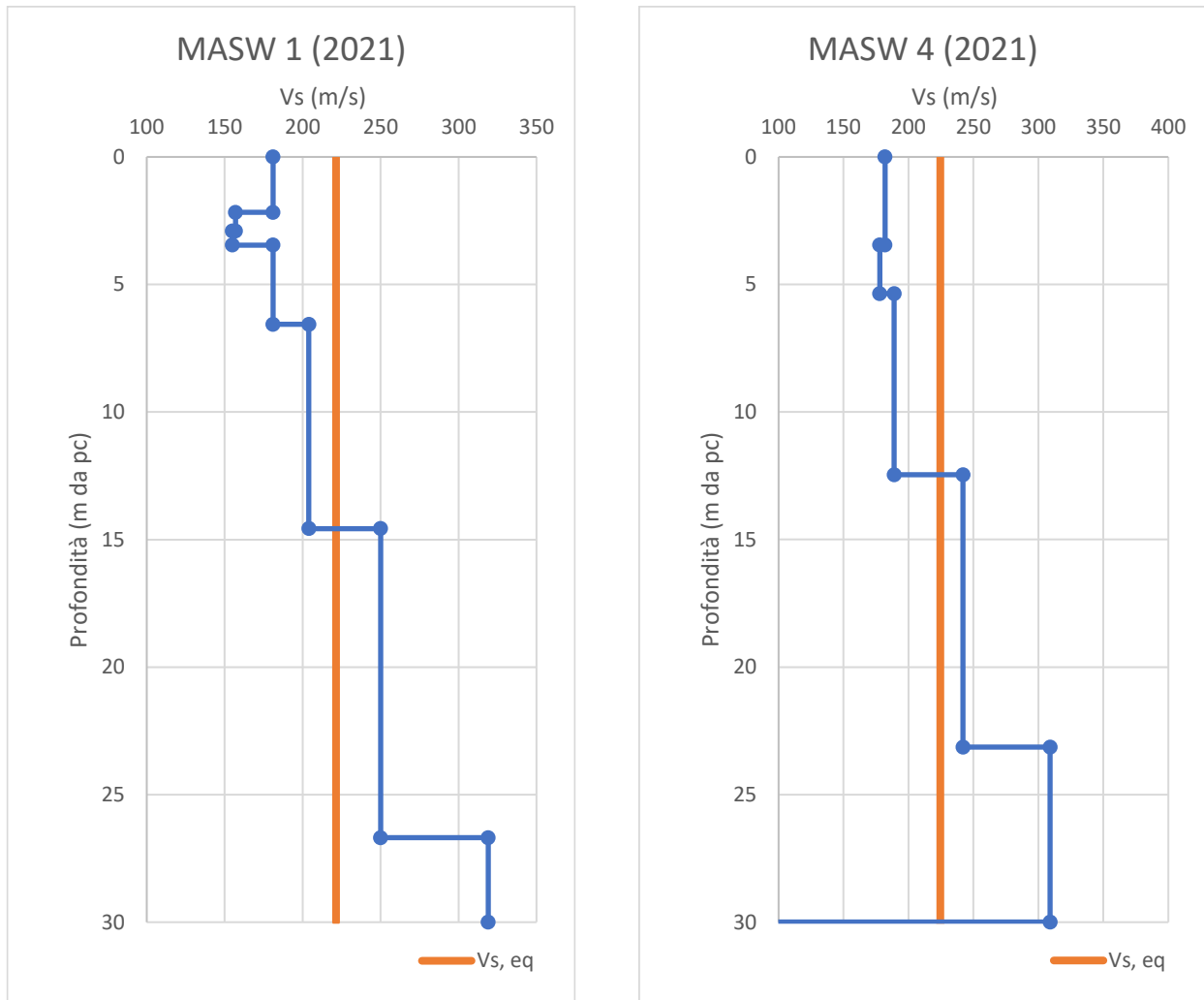


Figura 5 – Tratta A - Velocità onde di taglio – misurazione diretta tramite MASW

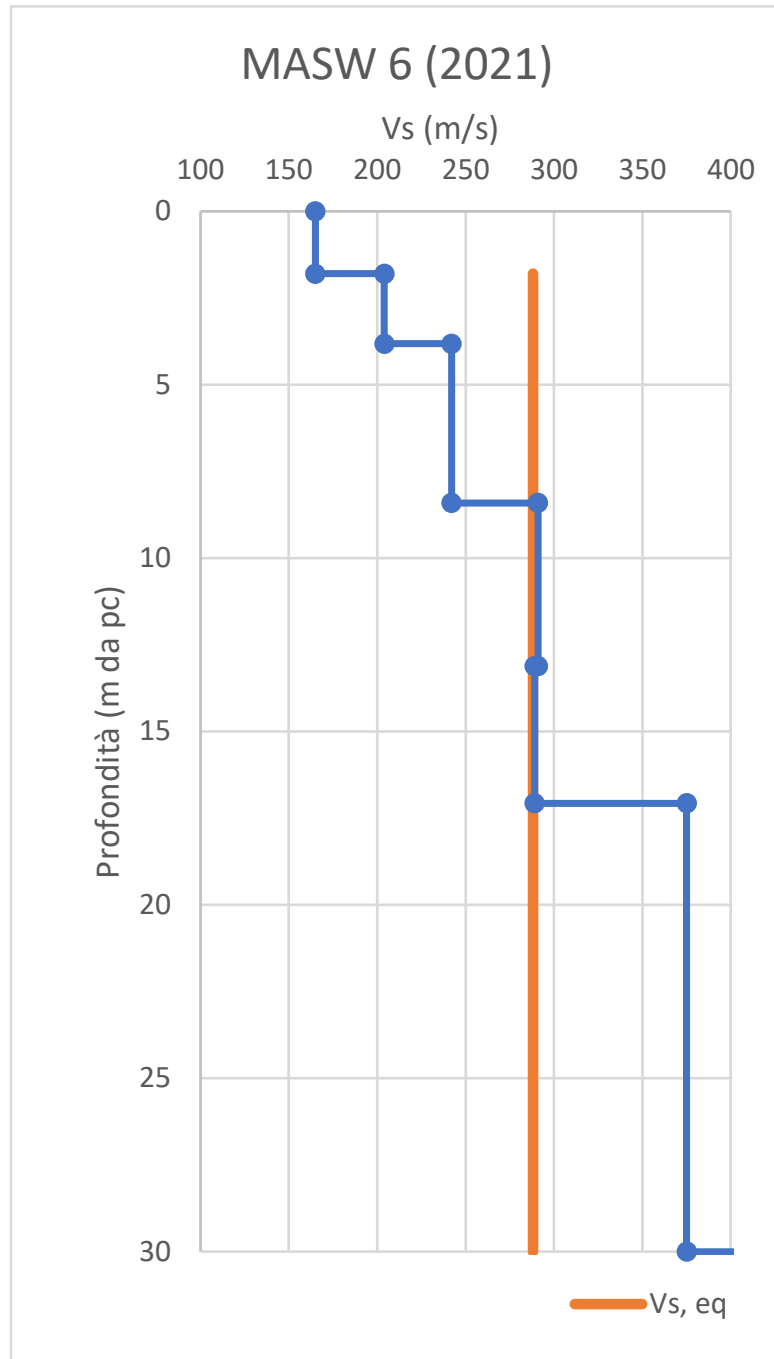


Figura 6 – Tratta B – Rotatoria - Velocità onde di taglio – misurazione diretta tramite MASW

Intermedia di Pianura - Tratta B - Ponte sul Reno

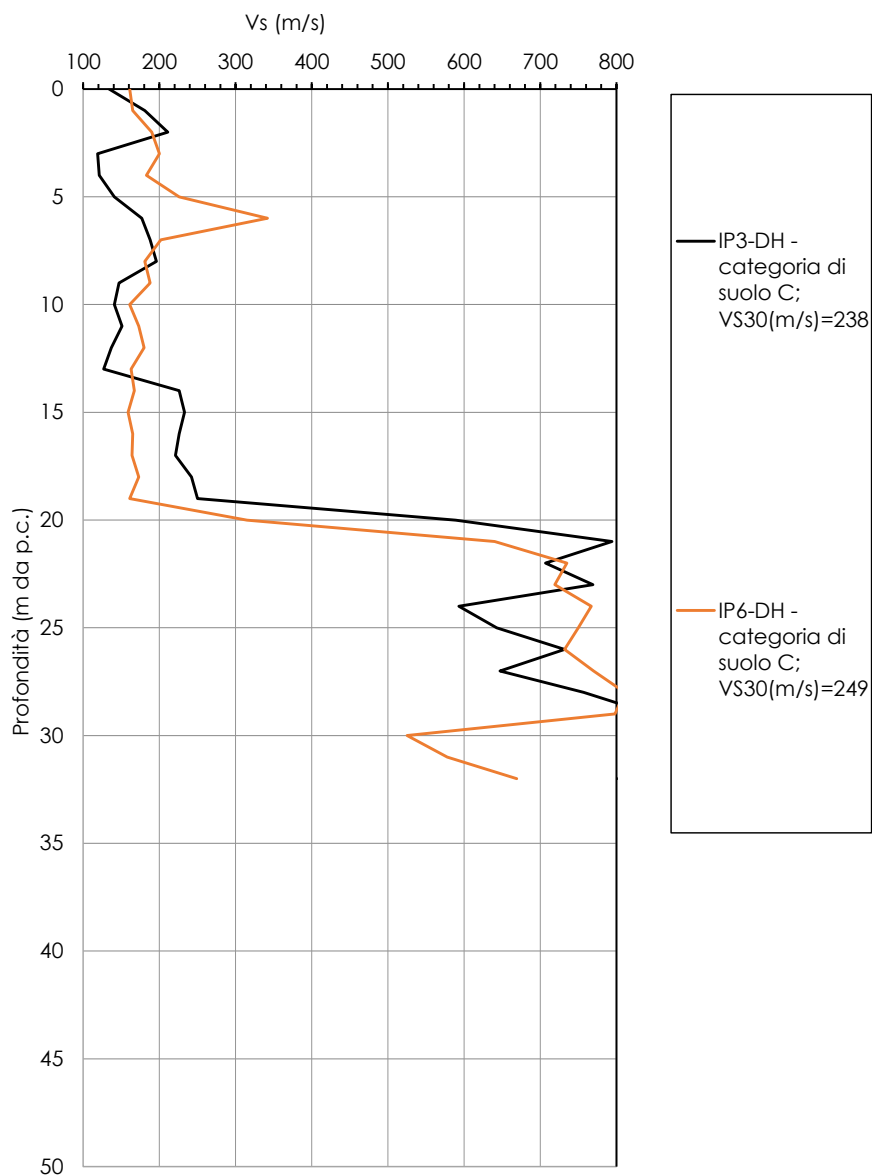


Figura 7 – Tratta B – Ponte sul Reno - Velocità onde di taglio – misurazione diretta tramite Down Hole

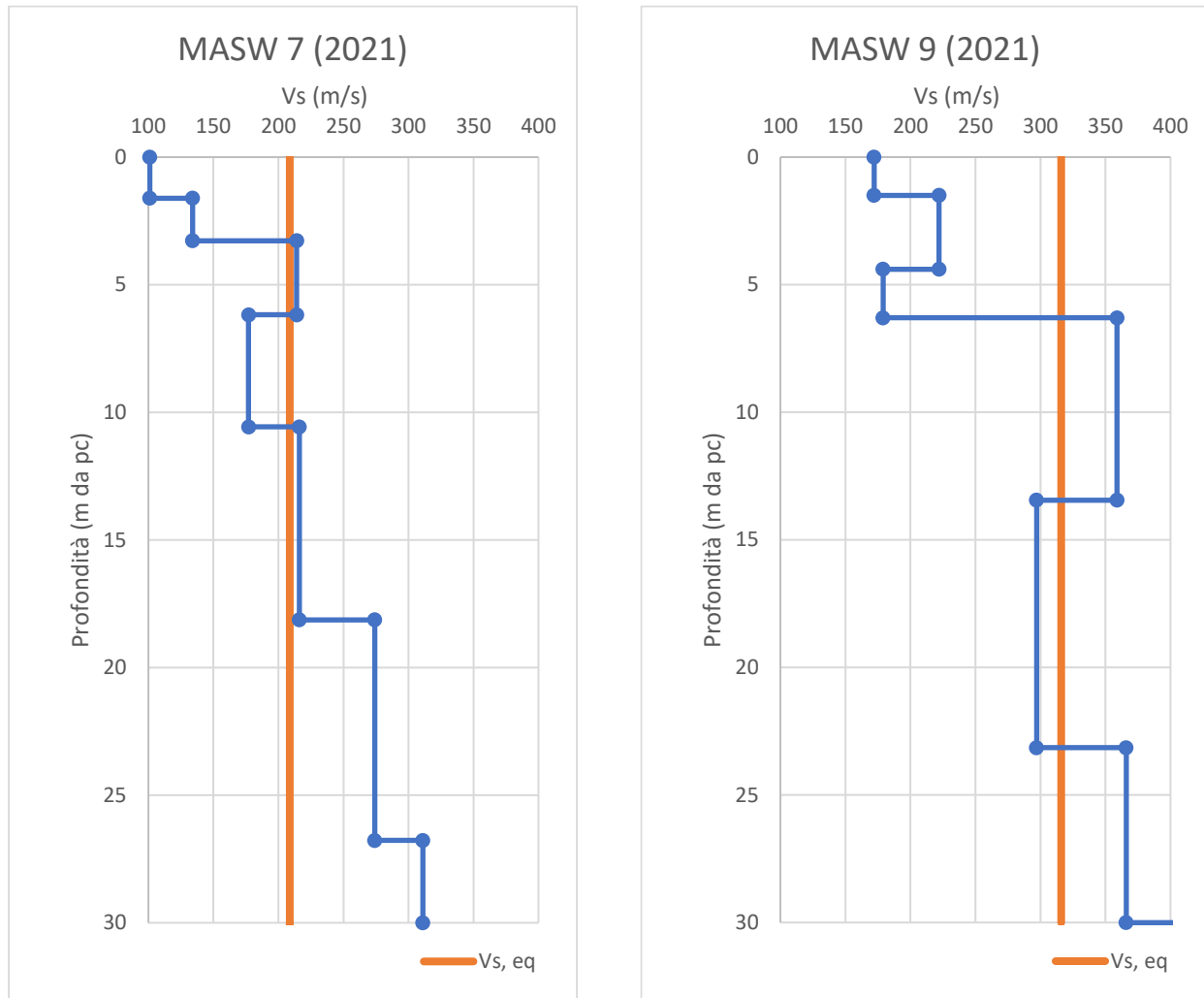


Figura 8 – Tratta C – Velocità onde di taglio – misurazione diretta tramite Down Hole

Intermedia di Pianura - Tratta D1

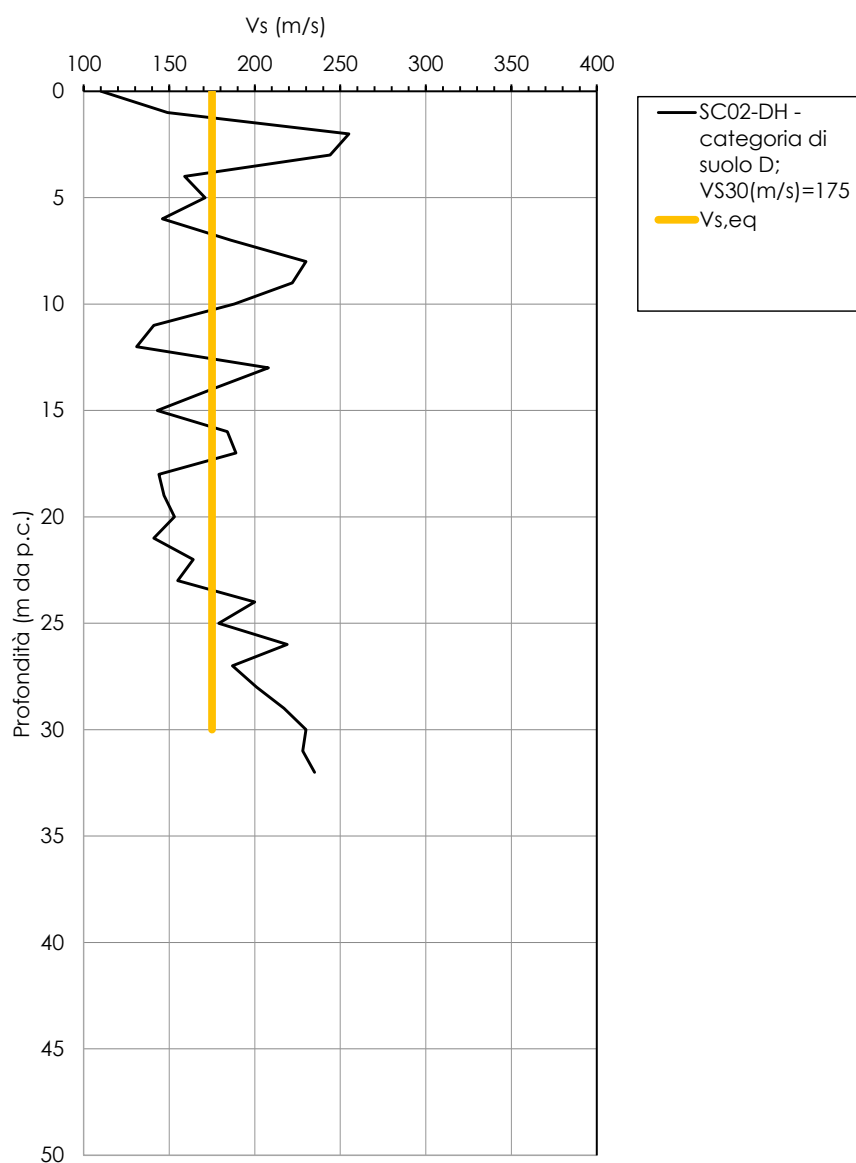


Figura 9 – Tratta D1 – Velocità onde di taglio – misurazione diretta tramite Down Hole

5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri adottati per l'interpretazione dei dati ottenuti dalle indagini in sito e dalle indagini di laboratorio sono illustrati nei paragrafi seguenti, in particolare:

- nel paragrafo 5.1 sono riportati i criteri adottati per l'interpretazione dei dati relativamente ai materiali a comportamento prevalentemente granulare;
- nel paragrafo 5.2 sono indicati i criteri utilizzati per l'interpretazione dei dati relativamente ai materiali con comportamento prevalentemente coesivo.

5.1 Terreni prevalentemente granulari

5.1.1 Premessa

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

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

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

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

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.

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

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

- grado di addensamento;

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

5.1.2 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

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

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

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

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

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

5.1.3 Densità relativa

5.1.3.1 Densità relativa da Interpretazione prove SPT

La densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

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

essendo:

e_{\max} =	indice dei vuoti massimo del materiale	(-)
e_{\min} =	indice dei vuoti minimo del materiale	(-)
e_o =	indice dei vuoti in sito del materiale	(-)

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 5.1

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

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

$(K_o)_{nc}$ = 0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$ = $0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

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

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

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

5.1.4 Angolo di resistenza a taglio

5.1.4.1 Angolo di resistenza a taglio da interpretazione prove SPT

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

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

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

essendo:

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

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

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

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 5.2)

$$\phi_{cv}' = \text{angolo di attrito a volume costante o di stato critico} \quad (^\circ)$$

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

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

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

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{cv}' sono ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 5.3 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

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

Tabella 5.3 Valori dell'angolo di attrito φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

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

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

$m = 3$.

5.1.4.2 Angolo di resistenza a taglio da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio eseguite al fine della determinazione dell'angolo di resistenza a taglio sono le prove di taglio diretto (TD) sui campioni indisturbati di terreno.

5.1.5 Parametri di deformabilità

5.1.5.1 Moduli elastici a grandi deformazioni da prove SPT

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

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

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

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

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole" e "cross hole" o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nei seguenti paragrafi.

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

$$G_o = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

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

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

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 5.4)

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

Tabella 5.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5.5 : Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

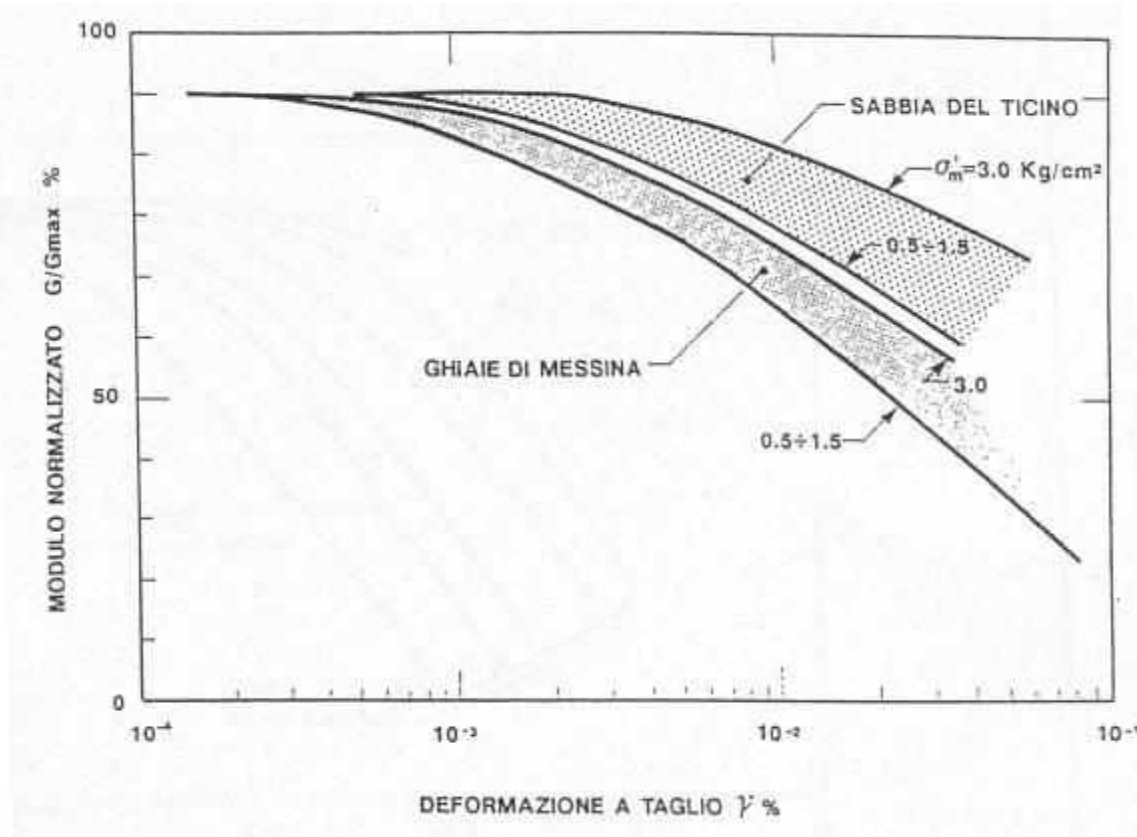
f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

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

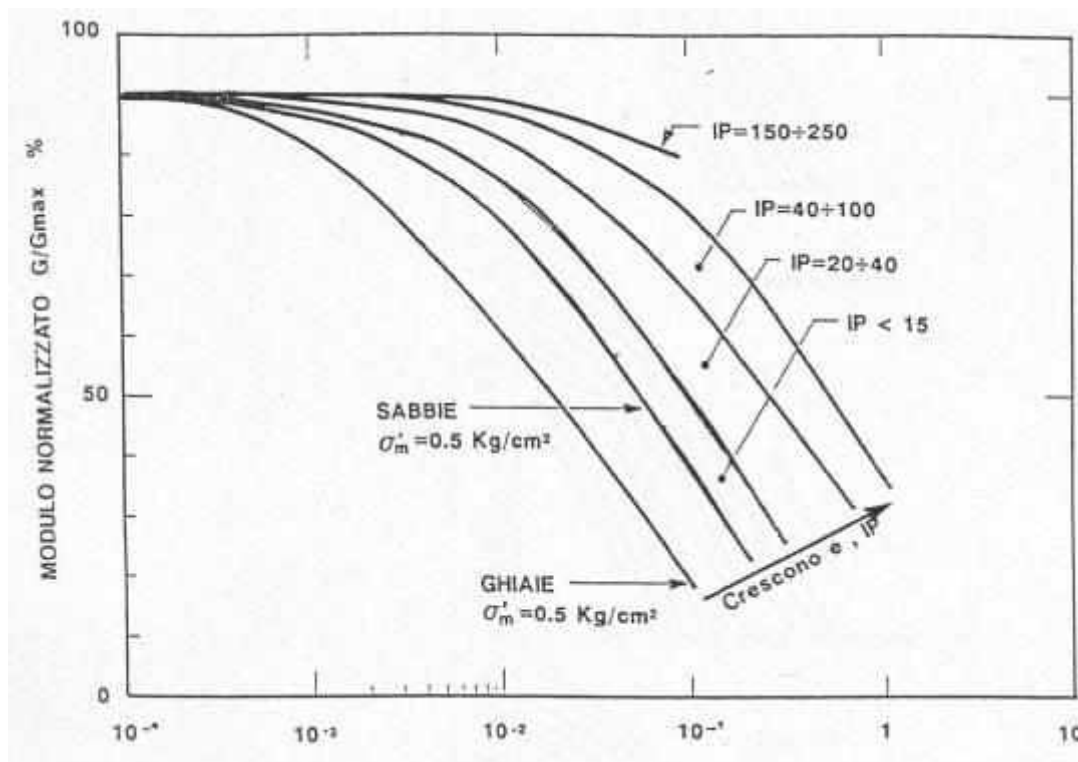
In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto: Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 10 (a) e (b).

Figura 10– Degrado del modulo G per vari tipi di terreno



(a): Degrado del modulo G per terreni incoerenti



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

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nelle Figure 10 (a) e (b), risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

Nell'analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre, i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.

Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:

in base alla normativa vigente tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante superiori a $2.5 \div 3$;

gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

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

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

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

essendo:

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

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

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

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

5.1.6 Coefficienti di permeabilità

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

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

Tabella 5.6: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

5.2 Terreni prevalentemente coesivi

5.2.1 Premessa

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

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

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

5.2.2 Proprietà indice dei terreni coesivi

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

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

I primi due fattori consentono la classificazione del materiale secondo i riferimenti bibliografici correnti, come ad esempio la UNI 10006 ed il sistema USCS.

5.2.3 Classificazione di Burland

Utili indicazioni sull'unità litostratigrafica considerata, in termini di eventuale sovraconsolidazione, struttura ed eventuale presenza di legami di cementazione si possono avere con riferimento all'esperienza di Burland (1990(rif. 2.3.1.9)).

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

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

L'equazione della curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) è la seguente (Doc. Rif. 2.3.1.9):

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

in cui:

I_v = indice dei vuoti normalizzato;

σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

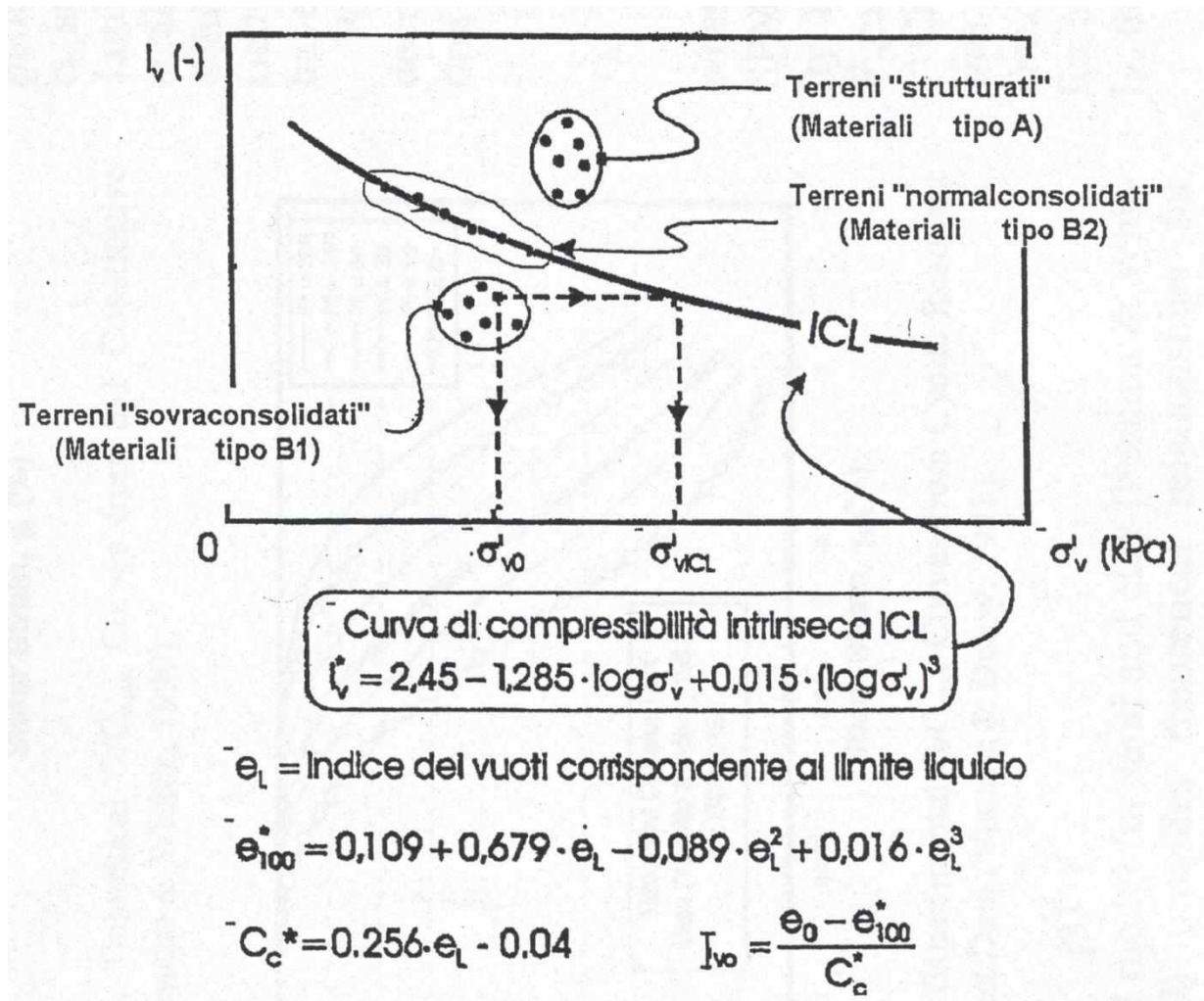


Figura 11: Indice dei vuoti I_v – Parametro per normalizzare la curva di compressione intrinseca.

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

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

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

dove:

e_0 = indice dei vuoti del campione;

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

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

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

$$e_L = G_s \cdot LL$$

dove:

G_s = peso specifico dei grani;

LL = limite liquido (frazione dell'unità);

C_c^* è dato invece dalla seguente formula:

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$$

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

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

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 11 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

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

- un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni riorientazione delle particelle);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche), positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ **al di sopra della curva ICL_{Oed}** sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "**metastabili**", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976). Questi materiali non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, possono avere:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) **positive** (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.

5.2.4 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sottofalda, lo stato tensionale **per materiali sovraconsolidati** sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione ($GSC=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$), essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 sarà stimato sulla base della seguente espressione:

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

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

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

dove:

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

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

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

Per i **materiali normal consolidati e strutturati**, La pressione di preconsolidazione $\sigma'_{vp} > \sigma'_{vo}$, determinabile dalle prove edometriche con la costruzione di Casagrande non rappresenta né la tensione verticale massima (σ'_{vmax}) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche (σ'_{vy});

inoltre il grado di sovraconsolidazione $OCR = \sigma'_{vp}/\sigma'_{vo}$ non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 , in questo caso, sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione: $k_0 = (1 - \sin \phi)$

La tensione σ'_{vy} verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{v0} + \frac{\sigma'_{vp} - \sigma'_{v0}}{3 \div 5}$$

da cui il grado di sovraconsolidazione fittizio OCR^* verrà stimato come:

$$OCR^* = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}}$$

5.2.4.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;

dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

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

5.2.5 Resistenza al taglio non drenata

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

ai risultati delle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);

all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU e delle prove dinamiche SPT;

all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sulle carote estratte durante la fase di sondaggi;

all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sui campioni di laboratorio.

5.2.5.1 Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

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

5.2.6 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

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

5.2.7 Caratteristiche di deformabilità

5.2.7.1 Modulo edometrico da prove SPT

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

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

essendo:

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

5.2.8 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili con riferimento ai risultati delle prove edometriche di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .

Inoltre tali valori sono stati contestualizzati con le prove Lefranc eseguite in foro di sondaggio.

5.2.9 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

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

5.3 Interpretazione delle prove in sito e risultati delle prove di laboratorio

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito e delle prove di laboratorio in Appendice 1 sono stati riportati, suddivisi nelle diverse unità geotecniche riconosciute, tutti i relativi parametri geotecnici calcolati dai valori di N_{SPT} sulla base delle correlazioni proposte oppure determinati a mezzo delle prove di laboratorio eseguite.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Premessa

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali unità litostratigrafiche individuate lungo il tratto autostradale.

La caratterizzazione geotecnica si è basata principalmente su:

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

6.2 Unità stratigrafiche: caratteristiche geotecniche

Le unità litostratigrafiche, così come presentate nel precedente capitolo, sono state suddivise nelle seguenti unità geotecniche:

- **Unità 1:** Limo argilloso/argilla limosa, da debolmente sabbioso a sabbioso; lenti di limo con sabbia, colore da marrone a grigio, con patine di ossidazione color ocra/ruggine. Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo;
- **Unità 1a:** Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia con limo di color nocciola/marrone. Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare;
- **Unità 2:** Limo argilloso/argilla limosa, da debolmente sabbioso a sabbioso, colore da grigio a grigio-azzurro. Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.
- **Unità 2a:** Intercalazioni di sabbia o sabbia limosa di colore grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare;
- **Unità 2b:** Ghiaia con sabbia o sabbia con ghiaia di colore da nocciola-marrone a grigio; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente granulare;

I criteri adottati per l'interpretazione dei dati ottenuti dalle indagini in sito e dalle indagini di laboratorio sono illustrati nei precedenti paragrafi (cfr. 5.1 e 5.2).

Come illustrato nel profilo geotecnico, il sottosuolo presente nel tratto di strada esaminato, risulta molto stratificato con intercalazioni di materiali granulari, che frequentemente interrompono la continuità delle unità di materiale coesivo assolutamente prevalenti nell'area. Fa eccezione l'area del Fiume Reno, dove è stato rinvenuto nei sondaggi un orizzonte continuo di ghiaie e sabbie a circa 17 m di profondità nei sondaggi

eseguiti nell'area golenale e circa 20÷21 m di profondità nei sondaggi eseguiti al piede degli argini. Tale orizzonte, che è stato rinvenuto fino a fondo foro (40 m) in tutti i sondaggi del Reno, può presentare localmente intercalazioni di limi e argille, di spessore variabile da pochi dm a 1.5 m circa.

Nel seguito vengono elencate le principali peculiarità di tale tratta:

grado di sovraconsolidazione dei materiali: si riscontra sistematicamente il passaggio da materiale sovraconsolidato più superficiale di colore ocra o nocciola (Unità 1) a materiale normalconsolidato più profondo di colore grigio (Unità 2), ad una profondità generalmente compresa tra 10 e 15 m dal p.c. attuale. E' possibile ipotizzare che i materiali appartenenti alle unità 2 non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche maggiori di quelle attualmente presenti; tali depositi verranno pertanto considerati, cautelativamente, come normalconsolidati.

individuazione non sistematica ma diffusa di lenti di sabbia. Le profondità di rinvenimento di lenti di sabbia sono piuttosto variabili. Per lo più le lenti di sabbia risultano superficiali (da circa 0.5 m dal p.c.) ed in altri casi si approfondiscono molto fino anche oltre i 20 m dal piano campagna.

presenza di una crosta superficiale fino ad una profondità di 1.5 - 2m dal piano campagna dovuta ad una leggera sovraconsolidazione (crosta) a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) nei materiali a granulometria più fine.

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

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

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

Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate in Appendice 1; in base alla carta di Casagrande (vedi Figura 12) tali materiali possono essere classificati come argille inorganiche plastiche (da bassa a alta plasticità).

In Figura 13 sono rappresentati tutti i punti relativi ai campioni delle unità 1 nel piano di Burland (1990) (Doc. Rif. 2.3.1.9): in accordo a tale classificazione tale unità è classificata come terreno sovraconsolidati meccanicamente (per maggiore dettaglio si rimanda al paragrafo 5.2.3).

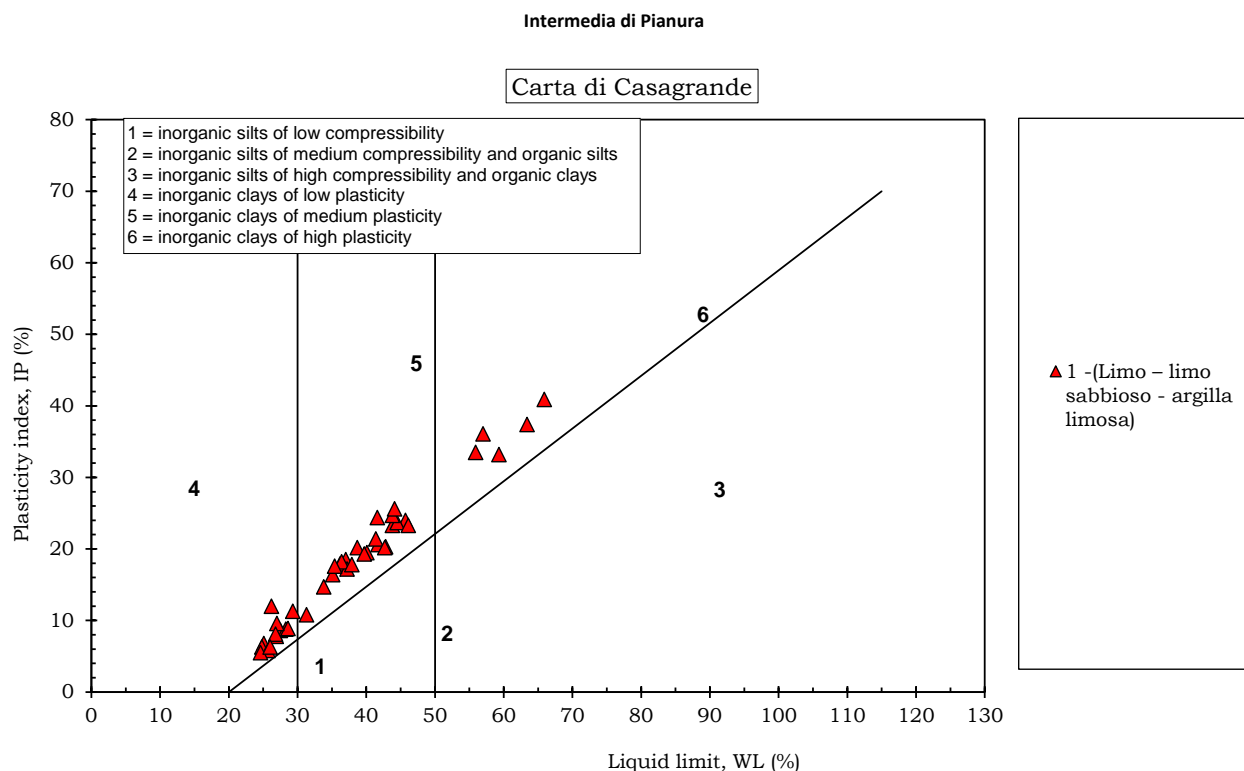


Figura 12: Unità 1 – Carta di Casagrande

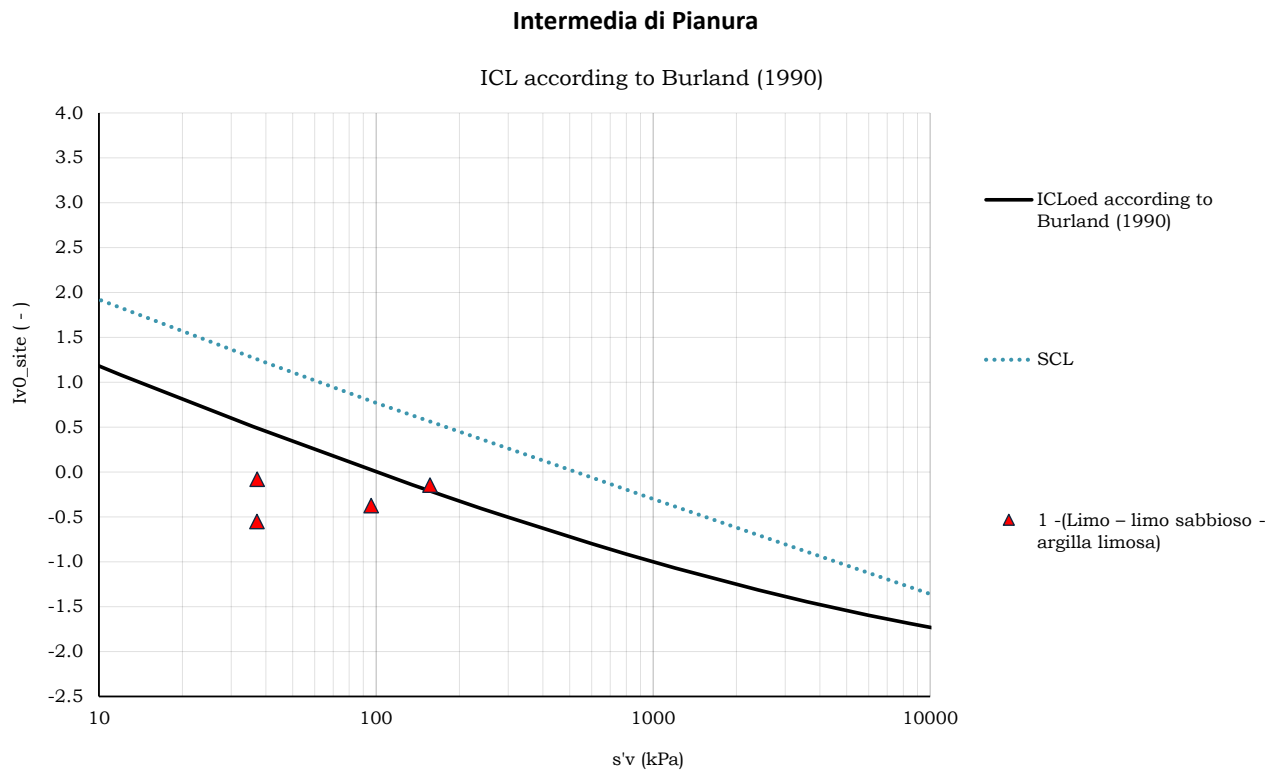


Figura 13: Unità 1 – Piano di Burland

Unità 1	
γ (kN/m ³)	18.5 – 19.5
FC (%)	60%-100%
W _n	19 – 35
LL	30-45
LP	20-25
IP	15-25
N _{SPT} (colpi/30 cm)	3 – 20 crescente con la profondità fino a 20m da pc
φ' (°)	20-25
c' (kPa)	0-5
$GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$	3 fino a 5m da pc 3-1.5 fino a 10m ds pc 1.1 per profondità maggiori
Cu (kPa)	40-60
Cv (m ² /s)	10 ⁻⁷
C α ε (-)	0.0005 – 0.0015
k (m/s)	(5x10 ⁻¹¹) – (7x10 ⁻¹⁰)
CR (-)	0.10 – 0.19
RR (-)	0.005 – 0.045

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

FC = contenuto di fine;

Wn= contenuto d'acqua naturale;

LL=Limite Liquido;

LP=Limite Plastico;

IP=Indice Plastico;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

ϕ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

C_v = coefficiente di consolidazione primaria;

$C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale;

CR = rapporto di compressione;

RR = rapporto di ricomprensione.

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

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

Per maggiore dettaglio circa i valori dei parametri stimati dalle prove in sito e in laboratorio, si rimanda all'appendice 1.

Unità 1 a	
γ_t (kN/m ³)	18.00-20.00
FC (%)	10 – 40
N_{SPT} (colpi/30 cm)	10
D_r (%)	30-40
φ' (°)	32-34
c' (kPa)	0
E_{25} (M Pa)	5-15

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

FC = contenuto di fine

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”.

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

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

Tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP) sono riportate in Appendice 1; in base alla carta di Casagrande (vedi Figura 14) tali materiali possono essere classificati come argille inorganiche plastiche (da bassa a alta plasticità).

In Figura 15 sono rappresentati tutti i punti relativi ai campioni delle unità 2 nel piano di Burland (1990) (Doc. Rif. 2.3.1.9): in accordo a tale classificazione tale unità è classificata come **materiali normal consolidati e strutturati** (per maggiore dettaglio si rimanda al paragrafo 5.2.3).

Per maggiore dettaglio circa i valori dei parametri stimati dalle prove in sito e in laboratorio, si rimanda all'appendice 1.

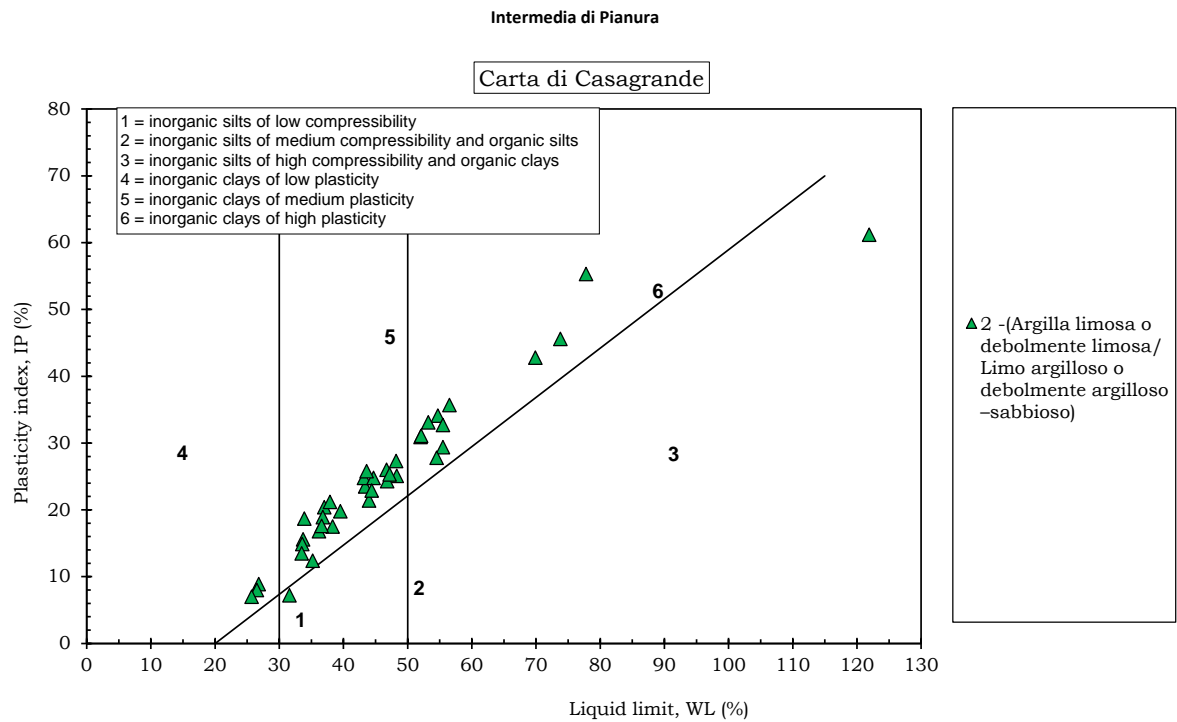


Figura 14: Unità 2 – Carta di Casagrande

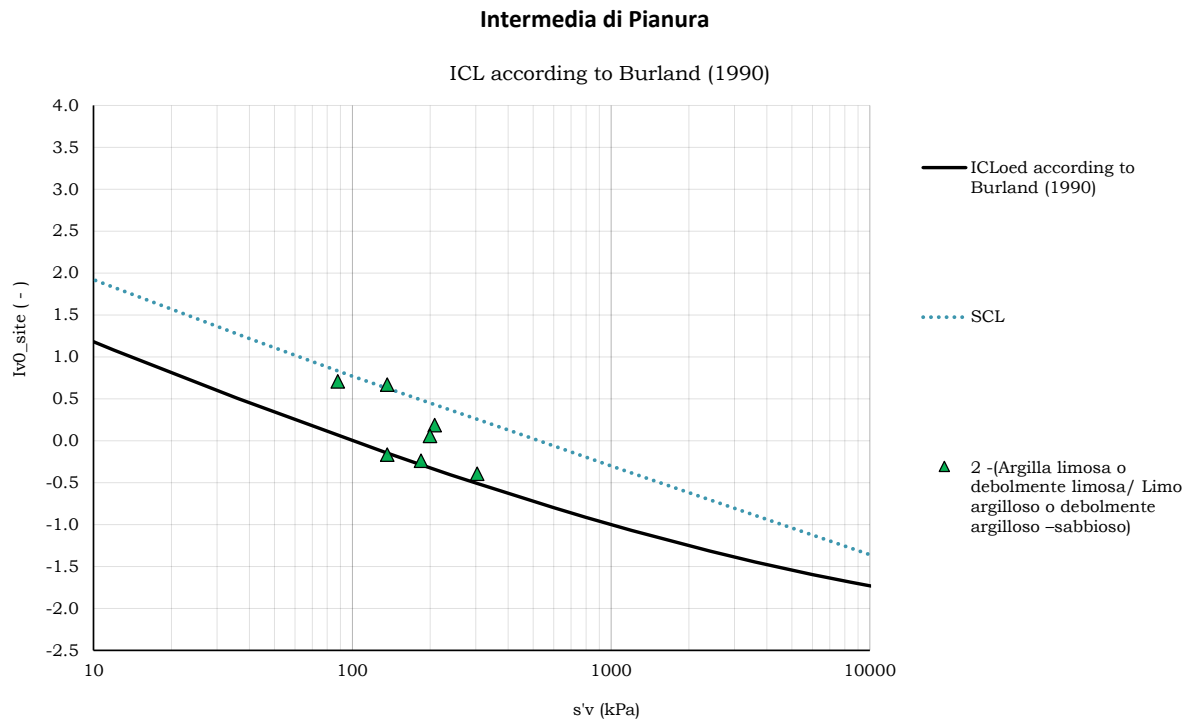


Figura 15: Unità 2 – Piano di Burland

Unità 2	
γ_t (kN/m ³)	19.5-20.5
FC (%)	>40%
W _n	20 – 40
LL	30 – 45
LP	35 – 65
IP	19 -21
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5-10 per profondità minori di 5m da pc 10-20 per profondità maggiori
q_c (MPa)	-
ϕ' (°)	20-25
c' (kPa)	0-5
$GSC = \sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$	1.25
C_u (kPa)	80-120
C_v (m ² /s)	$2.5 \cdot 10^{-8}$
C_{ae} (-)	(0.0005) – (0.0055)
k (m/s)	$(1.15 \times 10^{-11}) - (5 \times 10^{-10})$
CR (-)	0.07-0.255
RR (-)	0.0005-0.0325

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

FC = contenuto di fine;

Wn= contenuto d'acqua naturale;

LL=Limite Liquido;

LP=Limite Plastico;

IP=Indice Plastico;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT

ϕ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

C_v = coefficiente di consolidazione primaria;

$C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale;

CR = rapporto di compressione;

RR = rapporto di ricomprensione.

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

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

Per maggiore dettaglio circa i valori dei parametri stimati dalle prove in sito e in laboratorio, si rimanda all'appendice 1.

Unità 2a	
γ_t (kN/m ³)	18.00-20.00
FC (%)	20-40
N_{SPT} (colpi/30 cm)	2 ÷ 13
q_c (M Pa)	-
Dr (%)	20 ÷ 90
ϕ' (°)	30 ÷ 36
c' (kPa)	0
E_{25} (M Pa)	20 ÷ 30

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

FC = contenuto di fine

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT

ϕ' = angolo di attrito “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”.

6.2.5 Unità 2b: ghiaia o sabbia ghiaiosa di colore grigio.

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

Per maggiore dettaglio circa i valori dei parametri stimati dalle prove in sito e in laboratorio, si rimanda all'appendice 1.

Unità 2b	
γ_t (kN/m ³)	19.5-20.50
FC (%)	-
N_{SPT} (colpi/30 cm)	>30 per profondità maggiori di 15m da pc
q_c (M Pa)	-
Dr (%)	40-60
ϕ' (°)	38-40
c' (kPa)	0
E_{25} (M Pa)	30-60 per profondità maggiori di 15m da pc

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

FC = contenuto di fine

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

q_c (M Pa) = resistenza alla punta da prove CPT

ϕ' = angolo di attrito “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”.

7. VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

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

In questa sede è stata studiata una sezione di rilevato con altezza pari a 2m e con pendenze delle scarpate 4V/7H; nelle analisi è stato considerato lo spessore dello strato di bonifica; per queste configurazioni di rilevato è stata implementata nel calcolo una stratigrafia media/cautelativa rappresentativa per tutto l'asse e considerando la categoria di sottosuolo peggiore intercettata (categoria D).

7.1 Generalità sulle verifiche di stabilità globale

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

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

$$E_d \leq R_d$$

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

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

- Combinazione 2: A2+M2+R2 in cui:
 - A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 7-1);
 - M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 7-2);
 - R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza (Tabella 7-3).

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

Tabella 7-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - (tabella 6.2.I – DM 2018)

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

Tabella 7-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle resistenze - (tabella 6.2.II – DM 2018)

Coefficiente (γ_R)	R_2
γ_R	1.1

Tabella 7-3 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (tabella 6.8.I – DM 2018)

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

- **Condizione statica:**

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

- **Condizione SISMA +/-:**

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

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

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

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

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

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

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

dove:

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

dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

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

Con riferimento al paragrafo 4.4 e alla classe di sottosuolo D l'accelerazione massima risulta pari a $a_{max} = 0.35 g$;

I parametri adottati per le verifiche sismiche sono riportati in Tabella 7-3 per la classe di sottosuolo D.

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

Tabella 7-4 Parametri adottati per l'analisi di stabilità in condizioni sismiche

7.2 Stratigrafie di sintesi

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

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

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

7.3 Sintesi dei risultati

In Tabella 7-5 sono riportati i risultati di sintesi delle verifiche di stabilità globale per un rilevato stradale di altezza 2 m.

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

Tabella 7-5 sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale H_{ri} 2m

	FS	Figura di riferimento
Verifica statica DRENATA e NON DRENATA A2+M2+R2	1.238>1.10 Verificata	Figura 16
Analisi sismica (+)	1.466>1.2 Verificata	Figura 17
Analisi sismica (-)	1.426>1.2 Verificata	Figura 18

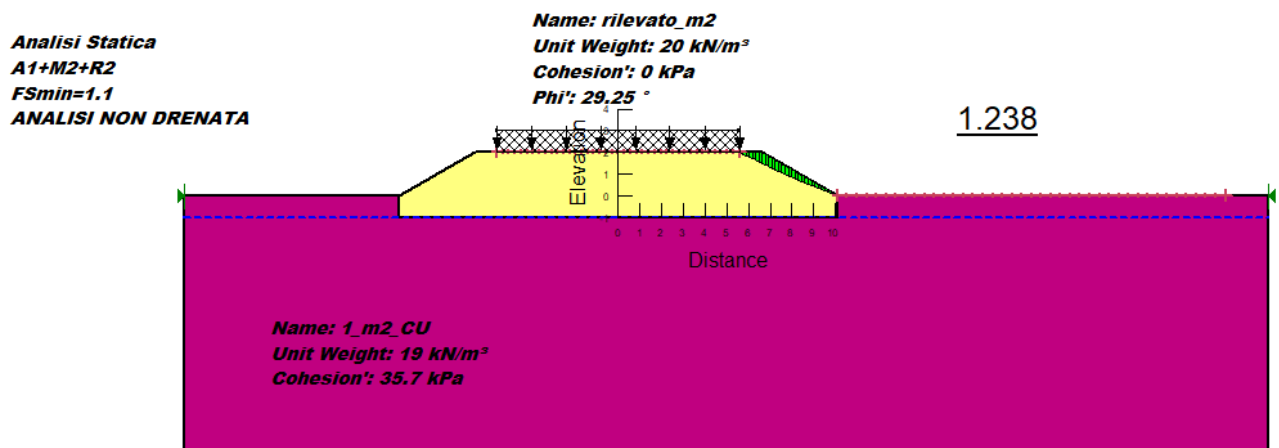
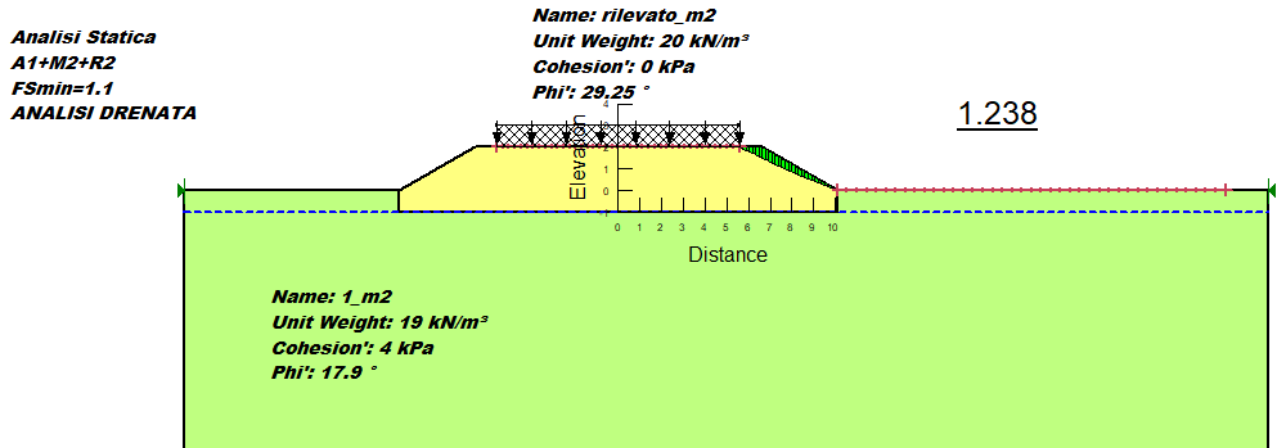


Figura 16: Altezza rilevato 2 m – verifica statica

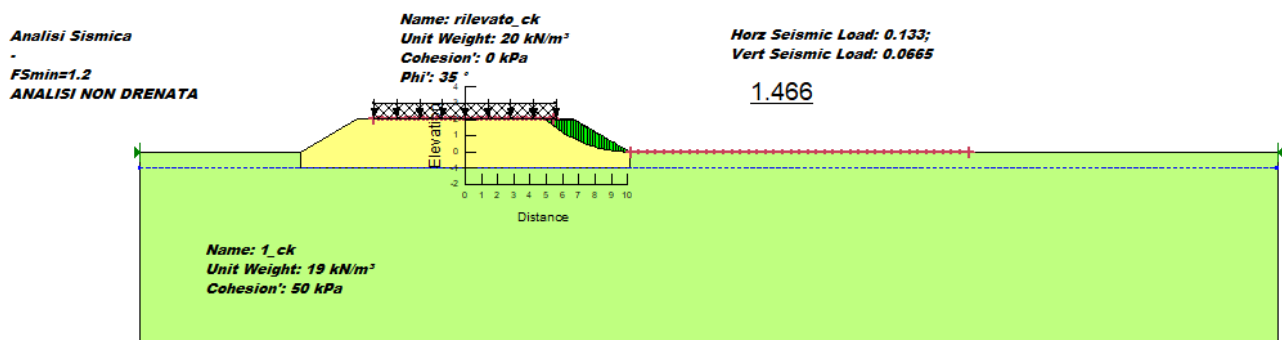


Figura 17: Altezza rilevato 2 m – verifica sismica in condizioni non drenate (sisma verso alto)

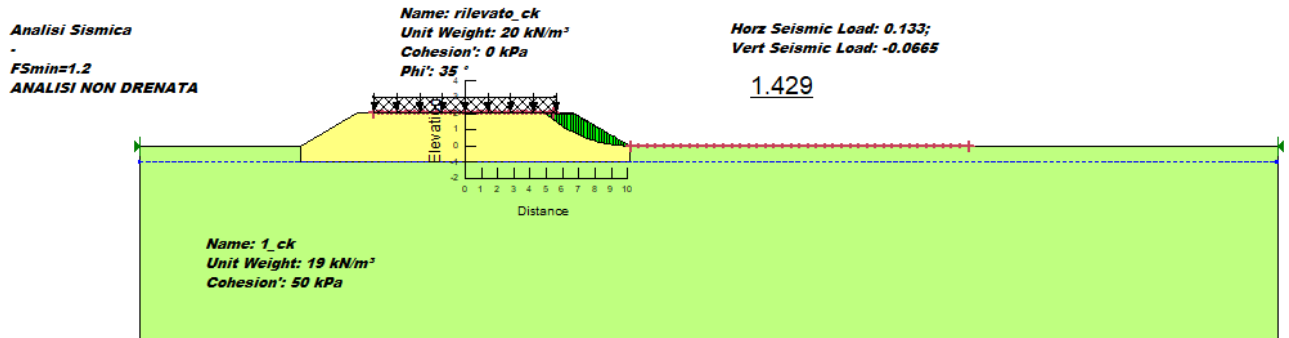


Figura 18: Altezza rilevato 2 m – verifica sismica in condizioni non drenate (sisma verso basso)

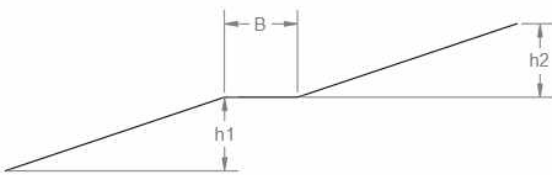
8. VERIFICHE DI STABILITA' DEGLI SCAVI PROVVISORIALI

Nel presente capitolo, si definiscono le metodologie e i risultati di sintesi delle analisi di stabilità globale delle sezioni di scavo provvisoriale in corrispondenza dei tombini scatolari o in generale delle opere interrato. Le analisi sono state eseguite adottando i parametri dedotti dalla caratterizzazione geotecnica descritta precedentemente sulla base delle indagini geognostiche eseguite.

In questa sede sono state studiate tre sezioni tipologiche, si riporta di seguito l'indicazione della geometria studiata e l'associazione tra la geometria di calcolo e lo scavo di pertinenza.

Tabella 8-1: geometrie di calcolo

ELABORATO DI RIFERIMENTO			h1 (m)	B (m)	h2 (m)	Pendenza scavo provvisoriale	FALDA h3 = h1 (m da fondo scavo)	Tipologico	Geometria di calcolo
STR	0032	Tombino DN1000 o scatolare 1x1 (pk 0+600 asse A1) - Carpenteria e Pianta Scavi	1.62	-	-	1V/3H	-	CASO 1	
STR	0034	Scatolare 3.5x2.5 (pk0+700 asse A1) - Carpenteria e Pianta scavi	1.15	1.00	2.50	1V/3H	1.15		
STR	0035	Scatolare 4x3 (rotatoria RO005) - Relazione di calcolo	2.29	1.00	2.20	1V/3H	2.29		X
STR	0038	Scatolare 2x2 (pk0+700 asse C1) - Carpenteria e Pianta Scavi	0.64	1.00	1.35	1V/3H	0.64		
APE	0018								
STR	0040	Tombino scatolare Scolo Stelloni - Carpenteria e pianta scavi	3.00	-	-	2V/3H	-	CASO 2	X
APE	0022	Sottopasso ciclopedonale - Pianta scavi	2.00	1.50	2.00	4V/13H 2V/3H	2.00	CASO 3	X



8.1 Generalità sulle verifiche di stabilità globale

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

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

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Per maggiore dettaglio si rimanda al capitolo 7.

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

- **Condizione statica:**

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

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

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

Essendo lo scavo provvisorio, si omette la verifica sismica ai sensi della normativa vigente-

8.2 Stratigrafie di sintesi

Le analisi di stabilità globale sono state eseguite considerando le seguenti stratigrafie:

CASO 1+CASO2: 1m di materiale di riporto (in magenta nelle analisi slope) e strato di Unità 1 (in giallo nelle analisi slope);

CASO 3: 1m di materiale di riporto (in magenta nelle analisi slope); 1m strato di Unità 1a e strato di Unità 1 (rispettivamente in verde e giallo nelle analisi slope);

Per la falda, si rimanda alla Tabella 8-1.

8.3 Sintesi dei risultati

Nella seguente tabella sono riportati i risultati di sintesi delle verifiche di stabilità globale per i casi descritti sopra.

Le verifiche statiche risultano tutte soddisfatte essendo il Fattore di Sicurezza FS maggiore del minimo richiesto da normativa. Si riportano solo le verifiche con i parametri drenati essendo le verifiche più cautelative.

Tabella 8-2 sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale

Verifica statica DRENATA - A2+M2+R2	FS	Figura di riferimento
CASO 1	1.185 > 1.10 Verificata	Figura 19
CASO 2	1.116 > 1.10 Verificata	Figura 20
CASO 3	1.117 > 1.10 Verificata	Figura 21

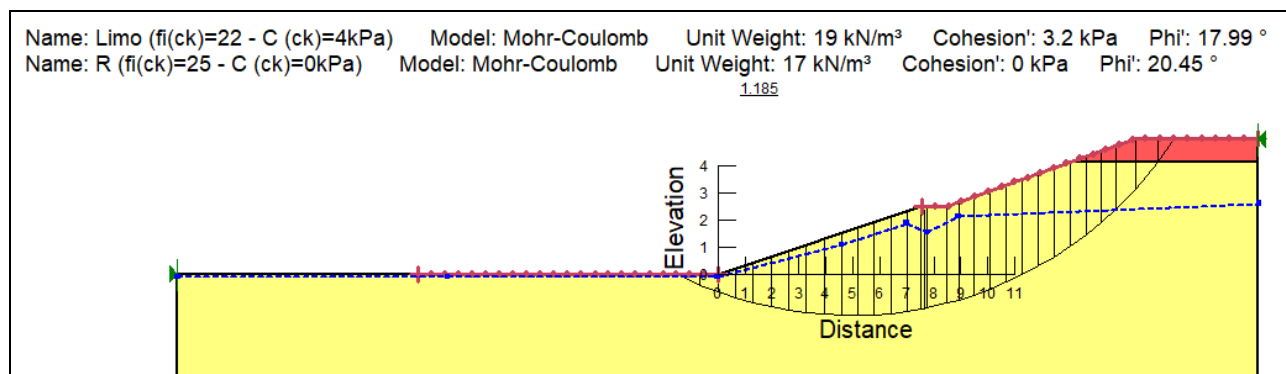


Figura 19: CASO 1

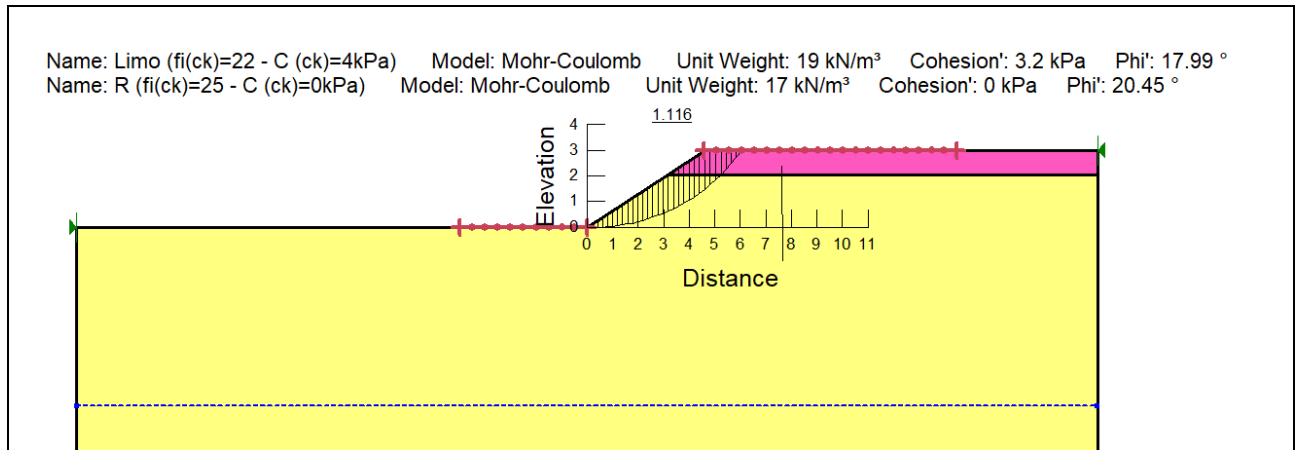


Figura 20: CASO 2

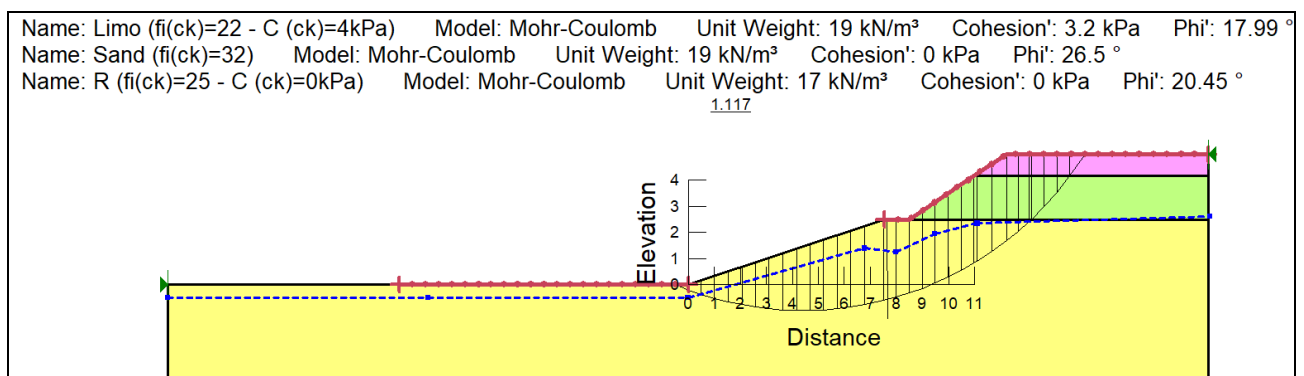


Figura 21: CASO

9. VERIFICHE SLE DEI CEDIMENTI

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

In questa sede si sono studiate le seguenti condizioni ritenute significative ai fini della stima dei cedimenti:

- caso A: una sezione tipologica con altezza rilevato $H=2m$ e pendenze delle scarpate $4V/7H$; nelle analisi è stato considerato lo spessore dello strato di bonifica; per questa configurazione di rilevato è stata implementata nel calcolo una stratigrafia media/cautelativa rappresentativa per tutta l'area in esame.
- caso B: una sezione specifica rappresentativa dell'approccio al ponte sul Reno, per maggiore dettaglio si rimanda ai paragrafi seguenti.

9.1 Generalità sulle analisi per la stima dei cedimenti

La stima dei cedimenti SLE è stata condotta tramite l'implementazione di un modello PLAXIS 2D.

Come stratigrafia di calcolo si è fatto riferimento alla stratigrafia della tratta B riportata sotto in tabella e rappresentativa della zona in prossimità del ponte sul Reno.

Tale stratigrafia è stata implementata sia per l'analisi del rilevato tipologico (caso A) sia per il calcolo specifico del muro a U con pali riduttori di cedimento in area approccio al ponte (caso B).

L'adozione di tale stratigrafia per il caso A è giustificata dal fatto che tale stratigrafia è la più cautelativa tra quelle intercettate per i rilevati con altezza intorno ai 2m ed è quindi ritenuta rappresentativa per tutta la tratta.

In Figura 22 e in Figura 23 è riportata la mesh di calcolo implementata nel codice FEM PLAXIS 2D.

Profondità da p.c. (pc=32.4m slm)	Unità	γ_n (γ_{SAT})	ϕ'_k	c'_k	Modello	E	λ^*	κ^*	OCR	e	Kv-kh
[m]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]		[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]
-	rilevato	20.0	35	0	Linear Elastic	15	-	-	-	-	-
0.00-1.00 (*)	1	18.5	22	5	Soft Soil	-	0.056	0.008	3	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
0.90-3.00	1a	18.0	32	-	Mohr Coulomb	15	-	-	-	-	10^{-6}
3.00-5.70	1	18.5	22	5	Soft Soil		0.056	0.008	1.5	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
5.70-6.20	1a	18.0	32	-	Mohr Coulomb	20	-	-	-	-	10^{-6}
6.20-11.00	1	18.5	22	5	Soft Soil		0.056	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
11.00-21.40	2	19.5	22	5	Soft Soil		0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
21.40-36.50	2b	19.5	38	-	Mohr Coulomb	60	-	-	-	-	10^{-3}
32.0-33.5	2	19.5	22	5	Soft Soil		0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
33.50-36.50	2b	19.5	38	-	Mohr Coulomb	60	-	-	-	-	10^{-3}
36.5-37.0	2	19.5	22	5	Soft Soil		0.060	0.008	1.1	0.8	$4 \times 10^{-10} / 4 \times 10^{-9}$
37.00-40.00	2b	19.5	38	-	Mohr Coulomb	60	-	-	-	-	10^{-3}

(*) Per il caso A tale strato non è stato considerato essendo presente 1m di strato di bonifica con le caratteristiche del materiale da rilevato

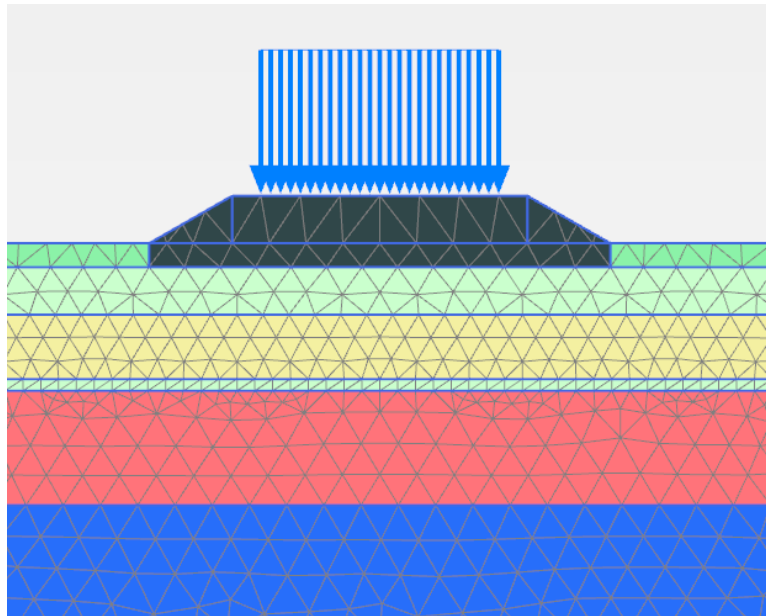


Figura 22: CASO A – Rilevato altezza rilevato 2 m – MESH di calcolo implementata in PLAXIS 2D

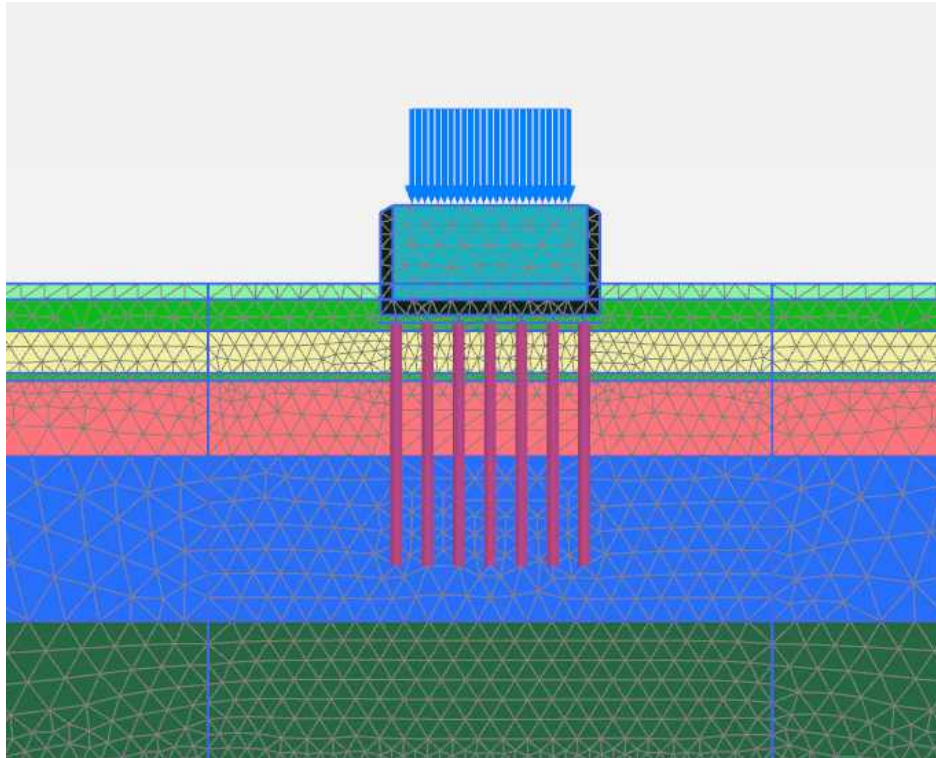


Figura 23: CASO B – sezione specifica rappresentativa dell'approccio al ponte sul Reno – MESH di calcolo implementata in PLAXIS 2D

9.2 Sintesi dei risultati (CASO A) – Sezione H=2m

Con riferimento al Caso A, si riportano sinteticamente i risultati delle analisi SLE nelle seguenti figure, in particolare:

- In Figura 24 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione, il cedimento massimo è stimato pari a **2 cm** in corrispondenza della mezzeria.
- In Figura 25 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato nella fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **5 cm** in corrispondenza della mezzeria
- In Figura 26 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dopo la fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **12 cm** in corrispondenza della mezzeria

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

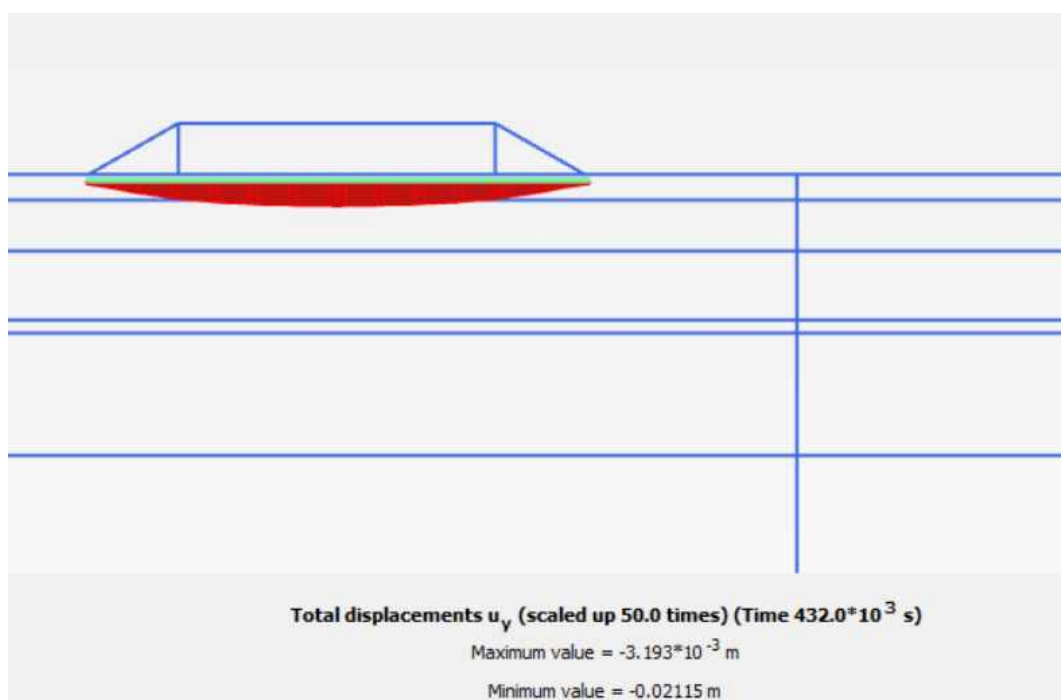


Figura 24: CASO A - Rilevato altezza rilevato 2 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione

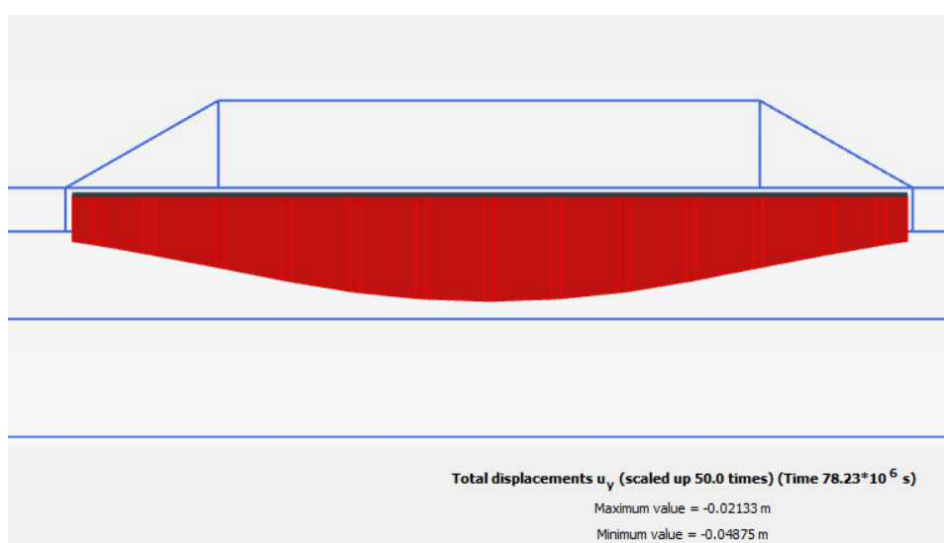


Figura 25: CASO A - Rilevato altezza rilevato 2 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato in fase di “entrata in esercizio”

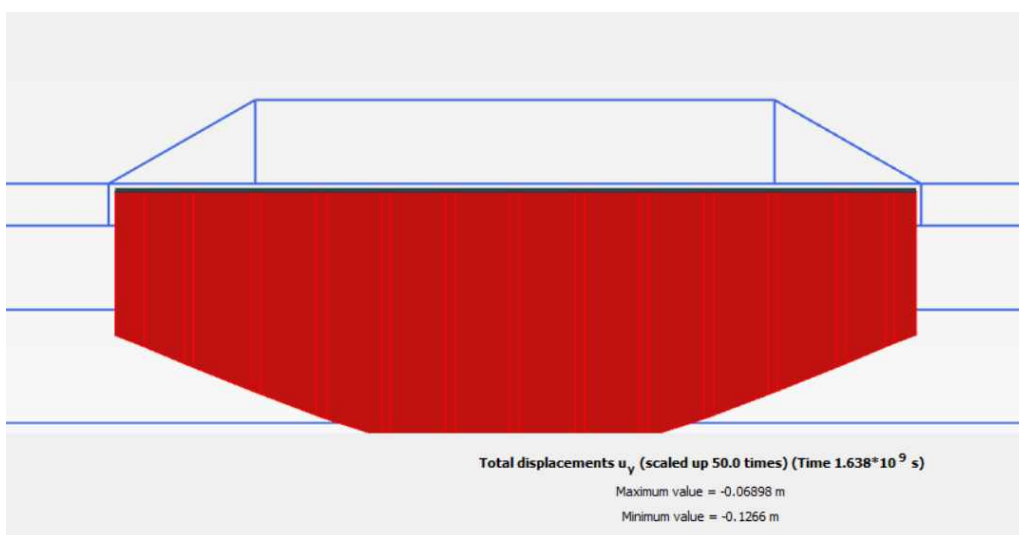


Figura 26: CASO A - Rilevato altezza rilevato 2 m - Andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dall'entrata in “entrata in esercizio”

9.3 Sintesi dei risultati (CASO B) – Sezione muro a U su pali riduttori di cedimento

Si riportano di seguito i risultati delle analisi dei cedimenti del muro a U in approccio al ponte Reno.

Gli interventi previsti per il contenimento dei cedimenti sono pali debolmete armati CFA di diametro 600mm e lunghezza 16m posti a maglia quadrata con interasse 2m.

Tali pali sono strutturalmente scollegati dal muro.

Per maggiore dettaglio sull'opera si rimanda agli elaborati di progetto APE0013, APE0014 e APE0015.

Con riferimento al Caso B, si riportano sinteticamente i risultati delle analisi SLE nelle seguenti figure, in particolare:

- In Figura 24 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione, il cedimento massimo è stimato pari a **5 cm** in corrispondenza della mezzeria.
- In Figura 25 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato nella fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **16 cm** in corrispondenza della mezzeria
- In Figura 26 si riporta l'andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dopo la fase di entrata in esercizio, il cedimento massimo è stimato pari a **20 cm** in corrispondenza della mezzeria

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

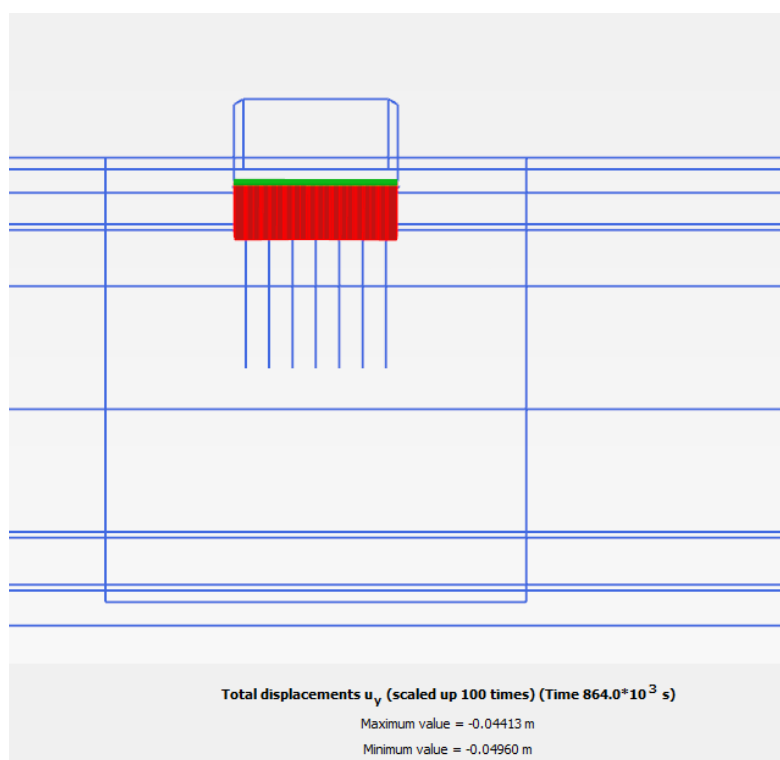


Figura 27: CASO B - sezione specifica rappresentativa dell'approccio al ponte sul Reno -Andamento dei cedimenti a base rilevato a termine costruzione

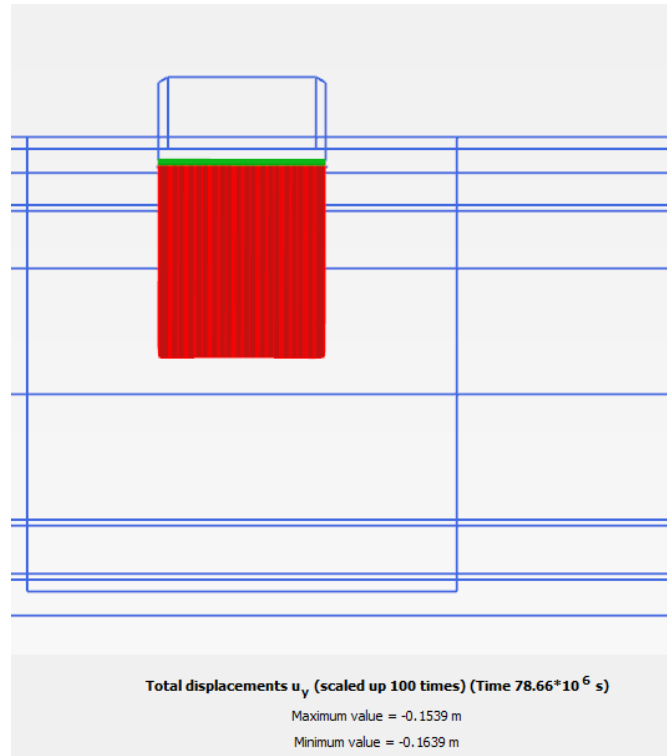


Figura 28: CASO B - sezione specifica rappresentativa dell'approccio al ponte sul Reno -Andamento dei cedimenti a base rilevato in fase di "entrata in esercizio"

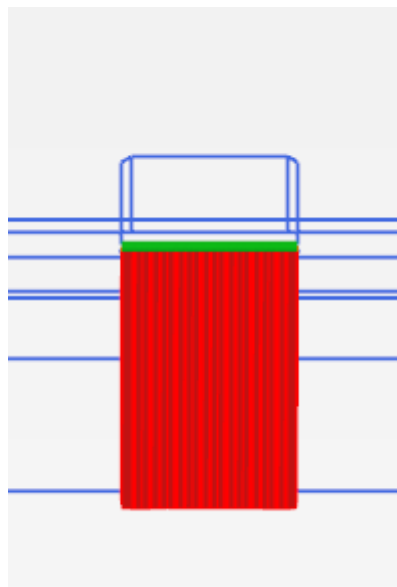


Figura 29: CASO B - sezione specifica rappresentativa dell'approccio al ponte sul Reno -Andamento dei cedimenti a base rilevato dopo 50anni dall'entrata in "entrata in esercizio"

10. DETERMINAZIONE DEGLI SPESSORI DI SCOTICO E BONIFICA DEI TERRENI DI SOTTOFONDO

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

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

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

Per maggiore dettaglio circa questo tema, si rimanda alla tavola di progetto APE020 (Rilevati e trincee - Sezioni Tipo) e al Capitolato Speciale di Appalto di Autostrade per l'Italia (Doc. Rif. 2.1.1.3).

Si segnala che, data la presenza del materiale di riporto non compattato intercettato nelle verticali di indagine e sopra ampiamente descritto, è prescritta la seguente profondità di bonifica pari a 1.0 m per tutte le altezze di rilevato.

11. INDICAZIONI PER IL RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO

La realizzazione delle diverse tratte della strada Intermedia di Pianura comporterà l'esecuzione delle seguenti tipologie di scavi:

- scavi per la realizzazione delle opere d'arte;
- scavo dei fossi di guardia;
- scavi di scotico e bonifica dei piani di posa dei rilevati;
- scavi di gradonatura dei rilevati esistenti per ammorsamento rilevati di ampliamento.

Nel seguito vengono fornite alcune indicazioni di carattere generale sulle possibilità di riutilizzo in cantiere di tali materiali, a seconda delle caratteristiche granulometriche e geotecniche degli stessi.

11.1 Terreno vegetale/agrario – Spessore scotico

Il terreno vegetale/agrario di risulta deriva principalmente dalle operazioni di:

- scotico/bonifico del piano di posa dei rilevati;
- rimozione della coltre vegetale dalla scarpata del rilevato esistente.

Tale materiale può essere riutilizzato, se conforme al Capitolato Speciale d'Appalto, per la costituzione della coltre vegetale delle scarpate del rilevato di ampliamento o di eventuali opere di mitigazione ambientale.

11.2 Terreno di riporto – Spessore di bonifica e scavi fino a 2m di profondità

Si ritiene che tale materiale non sia riutilizzabile data la natura eterogenea dello stesso descritto come terreno vegetale con presenza di laterizi. Tale materiale ha spessore medio pari a circa 1m e rappresenta la litologia dominante del materiale scavato dalle operazioni di bonifica.

11.3 Materiale di risulta appartenente alle unità 1 e 2 – Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m)

Tale materiale di risulta può essere impiegato sostanzialmente:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno, se consentito dal CSA;
- per l'impermeabilizzazione di canali e fossi di guardia;

- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifico) o di strati di rilevato previa idonea stabilizzazione a calce secondo il CSA.

11.4 Materiale di risulta appartenente alle unità 1a, 2a e 2b – Sabbie, sabbie limose, ghiaie con sabbie, sabbie con ghiaie Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m)

I materiali appartenenti alle unità litostratigrafiche suddette possono essere impiegati per:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifico) o di strati di rilevato.

In genere tali materiali dovrebbero essere in natura già rispondenti a quanto richiesto dal CSA, e quindi utilizzabili direttamente per le applicazioni suddette.

Dal momento che le informazioni disponibili su tali materiali risultano solo puntuali, sarà in ogni caso necessario verificare la rispondenza degli stessi alle richieste del CSA.

12. STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE

Al fine di valutare la possibilità di utilizzare la tecnica della stabilizzazione delle terre con calce per realizzare lo strato di bonifica al piano di posa dei rilevati ed, eventualmente, strati di rilevato, sono state condotte idonee indagini di laboratorio come previsto dal Capitolato Speciale di Appalto (CSA) su campioni prelevati nei seguenti pozzetti esplorativi: IP-PZ1, IP-PZ3 e IP-PZ7.

Le prove di laboratorio sono state eseguite nei laboratori Altair in occasione della campagna geognostica 2021 (Doc. Rif. 2.2.1.4).

Dalle prove granulometriche risulta che le terre prelevate appartengono al gruppo A4 pertanto non "stabilizzabili" a calce in accordo al paragrafo 3.5.1 del CSA (doc. rif. 2.1.1.3). Nella seguente tabella si riportano i gruppi di appartenenza delle terre registrati in laboratorio:

POZZETTO	Limite Liquido	Limite Plastico	Indice di Plasticità	AASHTO M 145-82
IP-PZ1	33 %	24 % 9 %	9 %	A4
IP-PZ3	31 %	21 %	10 %	A4
IP-PZ7	27 %	20 %	7 %	A4

Tabella 12-1: Prove di laboratorio per valutare la possibilità di stabilizzare a calce il terreno

13. SOLFATI E CLORURI

Al fine di valutare la classe di esposizione del calcestruzzo sono state condotte idonee indagini di laboratorio su campioni di acqua sotterranea al fine di valurare i contenuti di solfati per definire le classi di esposizione per l'attacco chimico nel terreno naturale e nell'acqua del terreno in accordo al prospetto 2 delle UNI-EN 206-2017 (vedi figura seguente).

prospetto 2		Valori limite per le classi di esposizione per l'attacco chimico nel terreno naturale e nell'acqua del terreno		
Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO ₂ mg/l aggressiva	EN 13577	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg ²⁺ mg/l	EN ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
Terreno				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} totale	EN 196-2 ^{b)}	≥2 000 e ≤3 000 ^{c)}	>3 000 ^{d)} e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità secondo Baumann Gully ml/kg	prEN 16502	>200	Non incontrato nella pratica	
a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10 ⁻⁵ m/s possono essere classificati in una classe inferiore.				
b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO ₄ ²⁻ mediante acido cloridrico; in alternativa si può utilizzare l'estrazione con acqua, se nel luogo d'impiego del calcestruzzo vi è questa pratica.				
c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg, nel caso in cui esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura o suzione capillare.				

Tabella 13-1: Prospetto 2 da UNI EN-206-2017

Si riporta di seguito i risultati delle prove sui campioni d'acqua sotterranea disponibili per l'area di intermedia di Pianura.

Sondaggio	Anno	Solfati (mg/l)
IP1	2021	85
IP2	2021	224
IP7	2021	133
IP-S1	2021	152
IP-S3	2021	140
IP-S6	2021	98
IP-S7	2021	38
IP7	2017	104
IP4	2017	649

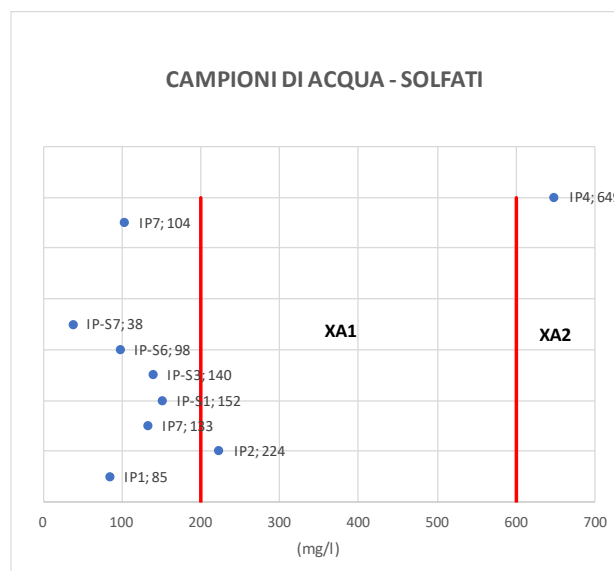


Tabella 13-2: contenuti di Solfati in campioni di acqua sotterranea - Esito prove di laboratorio

Dall'esito delle prove emerge che in quasi tutti i casi il contenuto di solfati è inferiore al limite minimo consentito mentre è compreso nel range 200mg/l – 600mg/l per il campione prelevato nel sondaggio IP2 e maggiore di 600mg/l per il campione prelevato nel sondaggio IP4. In accordo al prospetto 2 della UNI-EN-206-2017 ne consegue la seguente classificazione:

Campione d'acqua sotterranea – IP2 – Solfuri = 224mg/l

Classe di esposizione XA1;

Campione d'acqua sotterranea – IP4 – Solfuri = 639mg/l

Classe di esposizione XA2.

In accordo al prospetto 5 della CNR-UNI11104 ne consegue la prescrizione dei valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo come da figura seguente.

prospetto 5		Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo																		
		Classi di esposizione																		
		Nessun rischio di corrosione dell'armatura		Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
								Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c		-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza		C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	32/40	35/45	
Minimo contenuto in cemento (kg/m^3) ^{d)}		-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													b)	4,0 ^{a)}						
Altri requisiti							E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{c)}			
a)		Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con $D_{upper} > 20\text{mm}$; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{upper} tra 12 mm e 16 mm).																		
b)		Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.																		
c)		Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.																		
d)		Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.																		

Tabella 13-3: CNR-UNI11104 – prospetto 5

14. ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

14.1 Generalità

Con il termine liquefazione si intende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche, in terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni sismiche (cicliche dinamiche). L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

Le analisi di liquefazione sono, in genere, eseguite per le sollecitazioni sismiche relative allo stato limite SLV, cui corrisponde una probabilità di superamento dell'evento nel periodo di riferimento del 10% (nel presente caso $T_r = 950$ anni).

Secondo le indicazioni del Dipartimento della Protezione Civile (cfr. 2.3.1.37) e a favore di sicurezza, la magnitudo da considerare nelle analisi del potenziale di liquefazione è quella corrispondente al valore massimo della zona sismogenetica di appartenenza, in questo caso pari a $M_{w \max} = 6.14$ (ZS 912 – “Dorsale Ferrarese”).

14.2 Procedura per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione

Per valutare la possibilità di liquefazione del terreno si è adottata la procedura di Robertson e Wride proposto in Youd et al. (2001), che prevede la valutazione di un coefficiente di sicurezza, F_{SL} , definito come rapporto fra una stima della resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica (CSR).

$$F_{SL} = \frac{CRR}{CSR}$$

Si può affermare che la probabilità di liquefazione è trascurabile se il fattore di sicurezza è superiore a 1.25 (valore suggerito in Eurocodice 8).

Nel seguito le analisi di liquefazione sono proposte a partire dai risultati delle prove SPT, dato che non sono disponibili prove CPT e prove Down Hole.

14.2.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il rapporto di tensione ciclica CSR, per una determinata profondità, viene valutato attraverso la seguente espressione (rif. Youd et al. (2001)):

$$CSR = \frac{\tau_m}{\sigma_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d$$

in cui:

a_{max} = accelerazione di picco in superficie del terremoto di progetto;

g = accelerazione di gravità ($\cong 9.81 \text{ m/s}^2$);

σ_v = tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ_v' = tensione efficace verticale alla profondità considerata;

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica, stimabile in funzione della sola profondità z come (rif.

Youd et al. (2001):

se $z \leq 9.15$

$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z$

se $9.15 < z \leq 23$

$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z$

Le espressioni di CSR disponibili in letteratura sono riferite a terremoti con $M=7.5$. Per tenere in considerazione anche terremoti di diversa magnitudo occorre ricondurre il valore di CSR, al valore di magnitudo proprio del sito in esame; ciò può essere fatto mediante la seguente formulazione:

$$CSR_M = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

in cui il valore di MSF viene determinato interpolando i valori riportati nell'Eurocodice 8 (UNI EN 1998-5-2005) per valori di magnitudo diversi da 7.5 (cfr. Tabella 14-1).

Eurocodice 8 parte 5	
Valori di MS	MSF
5.5	2.86
6.0	2.20
6.5	1.69
7.0	1.30
8.0	0.67

Tabella 14-1: Eurocodice 8 parte 5 - valori del fattore correttivo della magnitudo, MSF, in funzione della magnitudo dell'evento considerato

In conclusione, il fattore di sicurezza (F_{SL}), valutato nei confronti della liquefazione, è determinato a mezzo della seguente equazione:

$$F_{SL} = \frac{\tau_f}{\tau_{media}} = \frac{CRR}{CSR_M}$$

14.2.2 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR da prove SPT

Il rapporto di resistenza ciclica può essere valutato direttamente a partire dai risultati ottenuti dalle prove SPT, secondo la seguente relazione (Blake, 1997):

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

con $(N_{1,60})_{cs}$ valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997):

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove i parametri α e β dipendono dal contenuto percentuale di materiale fine (passante N.200):

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 - (190/FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = \exp[0,99 + (FC^{1,5}/1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

e: $(N_{1,60})_{cs} = C_N C_E N_{SPT}$

con: $C_N = (p_a/\sigma'_{vo})^{0,5}$ (normalizzazione rispetto ad una pressione verticale efficace di 100 kPa)

σ'_{vo} = tensione verticale efficace in sito in kPa;

p_a = pressione di riferimento pari a 100 kPa;

C_E = $ER/60$ (rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%).

14.3 Indice del potenziale di liquefazione LPI e pericolosità di liquefazione

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

Per la definizione dell'indice LPI e della pericolosità di liquefazione ad esso associata, si può fare riferimento alla trattazione teorica di Iwasaki (1982) e di Sonmez (2003).

In particolare l'indice del potenziale di liquefazione LPI è stato introdotto da Iwasaki et al., 1982, allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza F_{SL}) e può essere così calcolato:

$$LPI = \int_{z_{cr}}^0 F(z) \cdot W(z) dz$$

dove Z_{cr} è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione (fino a 20 m) e $W(z)$ è una funzione dei pesi linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali (e più prossimi alle fondazioni dei rilevati) ed è data:

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

La funzione $F(z)$, che compare nell'espressione del potenziale esprime il potenziale di liquefazione di ciascun strato e viene calcolato in funzione del fattore di sicurezza. Considerato che il valore discriminante assunto è maggiore di 1, è stato necessario modificare l'espressione di $F(z)$ adottando la forma funzionale proposta da Sonmez (2003) che propone un raccordo ragionevole con quella tradizionalmente utilizzata e che tiene conto allo stesso tempo del valore discriminante più cautelativo considerato per il fattore di sicurezza ($F_{SL} = 1.4$):

$$F(z) = \begin{cases} 0 & \text{per } F_{SL} > 1.4 \\ 2 \cdot 10^6 \cdot e^{-18.427 F_{SL}} & \text{per } 0.95 < F_{SL} \leq 1.4 \\ 1 - F_{SL} & \text{per } F_{SL} \leq 0.95 \end{cases} \text{ al variare del valore di } F_{SL}.$$

In particolare la prima e l'ultima espressione si usano rispettivamente quando $FSL > 1.4$ e $FSL < 0.95$.

Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità secondo la classificazione proposta da Sonmez (2003) e riproposta in Tabella 14-2.

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
$LPI = 0$	Nulla
$0 < LPI \leq 2$	Bassa
$2 < LPI \leq 5$	Moderata
$5 < LPI \leq 15$	Alta
$LPI > 15$	Molto alta

Tabella 14-2: Classi di pericolosità di liquefazione secondo Sonmez (2003)

In funzione del valore dell'indice LPI, la classificazione di Sonmez (2003) associa una classe di pericolosità di liquefazione. In Tabella 14-3 sono riportati il valore di tale indice LPI ottenuto per ciascuna verticale verificate. Al valore dell'indice LPI è associata una classificazione (Sonmez, 2003) in funzione della classe di pericolosità di liquefazione (Tabella 14-2).

Solo per induci di liquefazione maggiori di $LPI=5$, quindi per pericolosità di liquefazione Alta o Medio Alta si ritiene significativo stimare i cedimenti indotti dal fenomeno di liquefazione.

14.4 Stima dei cedimenti in corrispondenza di strati granulari.

Laddove l'indice LPI stimato risulta "elevato" o "molto elevato" si è calcolato il possibile cedimento indotto dal fenomeno di liquefazione secondo il metodo di Ishihara e Yoshimine (1991). Tale metodo correla al deformazione volumetrica (ε_v) con il coefficiente di sicurezza (FSL) in funzione della resistenza alla punta normalizzata (q_{c1N}) o del numero SPT normalizzato (N_1). Nella Figura 30 è riportato il grafico di correlazione, si precisa che la grandezza (q_{c1}) riportata nella figura è il valore della resistenza normalizzata (q_{c1N}).

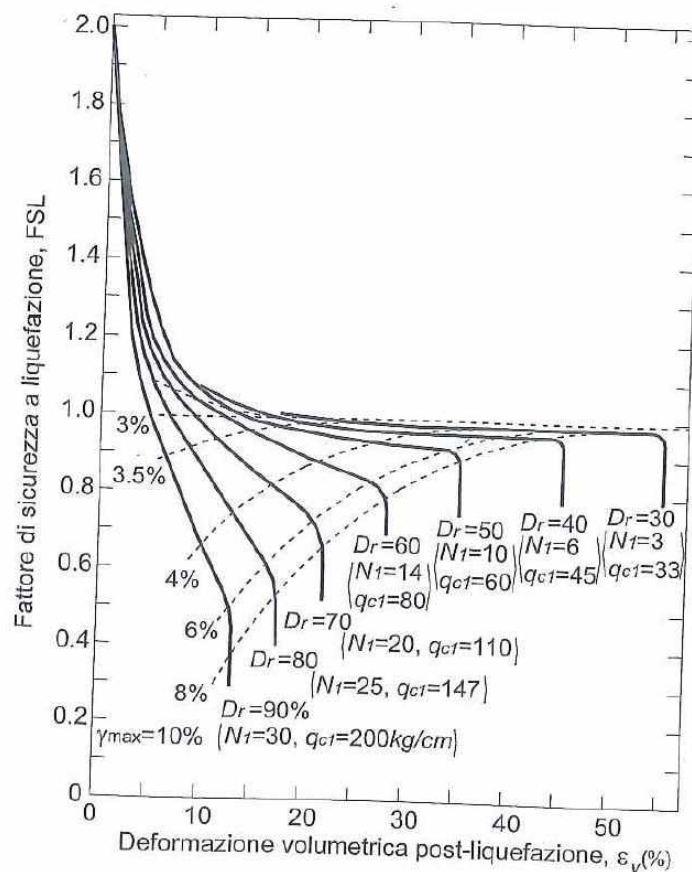


Figura 30: - Stima della deformazione volumetrica post-liquefazione di sabbie pulite (Ishihara e Yoshimine, 1991)

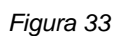
14.5 Risultati

Alle verticali indagate è associato un potenziale di liquefazione per lo più basso/moderato, solo in un caso puntuale si è registrato un potenziale associato a un rischio alto. Con riferimento a tale risultato puntuale, si specifica che tale sondaggio non interferisce con nessuna opera d'arte, si rimanda al Progetto Esecutivo la possibilità di eseguire prove geognostiche aggiuntive, preferibilmente CPT, per verificare l'effettiva liquefacibilità dello strato intercettato.

Si rimanda all'appendice 2 per maggiore dettaglio.

Sondaggio	Indice di potenziale di liquefazione LPI	Pericolosità di liquefazione	Cedimento stimato	Tratta	Categoria di sottosuolo
			cm		
IP1	1	Bassa	-	B-rotatoria	C
IP2	1.6	Bassa	-	B	C
IP3	1	Bassa	-	B-Ponte Reno	C
IP4	4.5	Moderata	-	B-Ponte Reno	C
IP5	1	Bassa	-	B-Ponte Reno	C
IP6	2.4	Moderata	-	B-Ponte Reno	C
IP7	1	Bassa	-	D1	D
IP8	1.3	Bassa	-	D1	D
IP-S1	10.4	Alta	20	A	C
IP-S2	1	Bassa	-	A	C
IP-S3	1	Bassa	-	A	C
IP-S4	1	Bassa	-	A	C
IP-S5	1	Bassa	-	A	C
IP-S6	2.9	Moderata	-	B	C
IP-S7	1	Bassa	-	C	C
IP-S8	1	Bassa	-	C	C
IP-S9	1	Bassa	-	C	C

Tabella 14-3: Indice del potenziale di liquefazione associato alla pericolosità di liquefazione




Pagina 116/
166

15.3 Opera provvisoria in prossimità del sottopasso ciclopeditone

In questo paragrafo vengono descritte le modalità di monitoraggio geotecnico per la paratia di micropali realizzata per l'esecuzione del Sottopasso ciclopeditone. Per maggiore dettaglio si rimanda agli elaborati di progetto APE022 e APE023.

Sulla paratia di pali si prevede di installare una serie di mire topografiche per monitorare eventuali movimenti. Le mire saranno posizionate sul cordolo in C.A..

Saranno inoltre installate 8 celle di carico, 2 per lato sul tirante, ed in prossimità delle celle di carico sarà installata anche una mira topografica (in figura sono indicati con il seguente simbolo ).

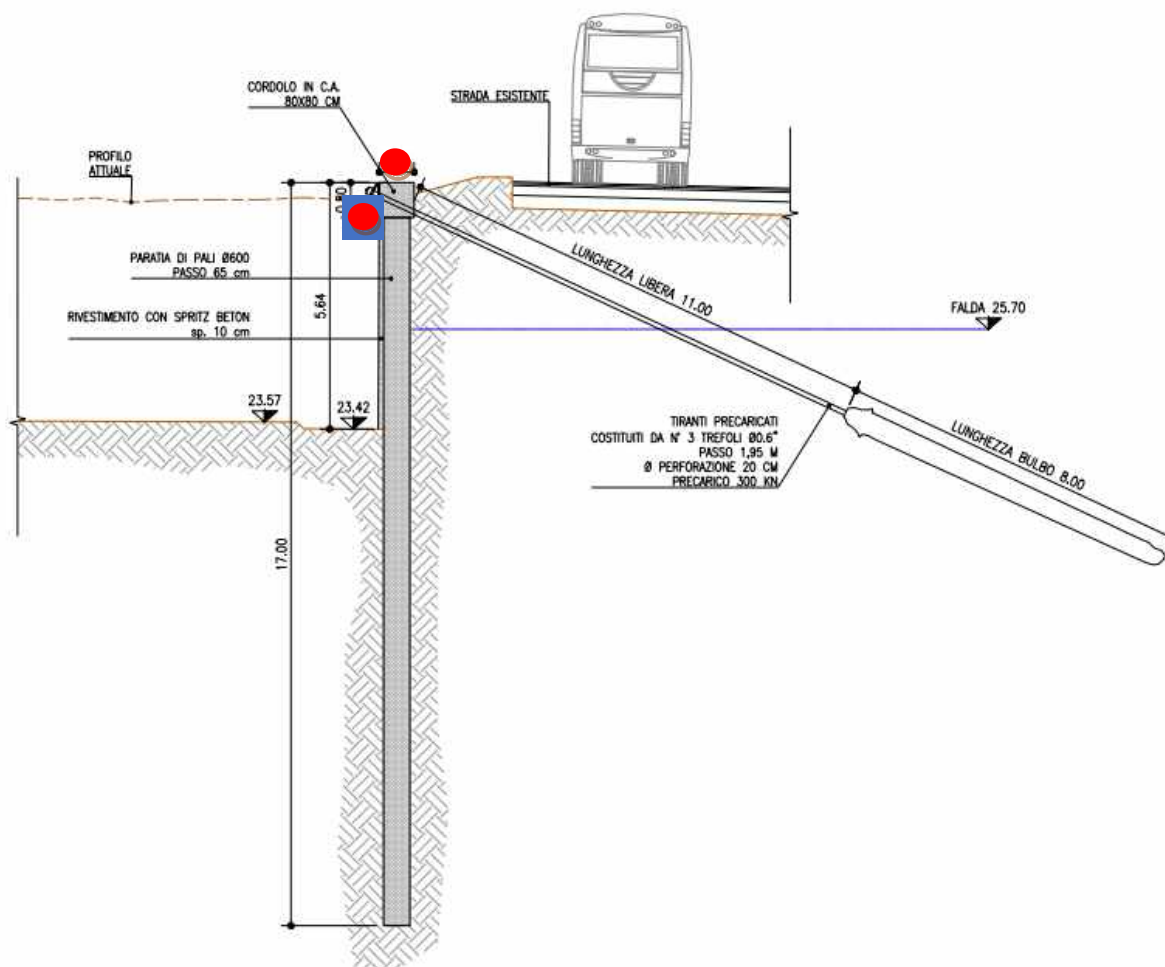


Figura 34

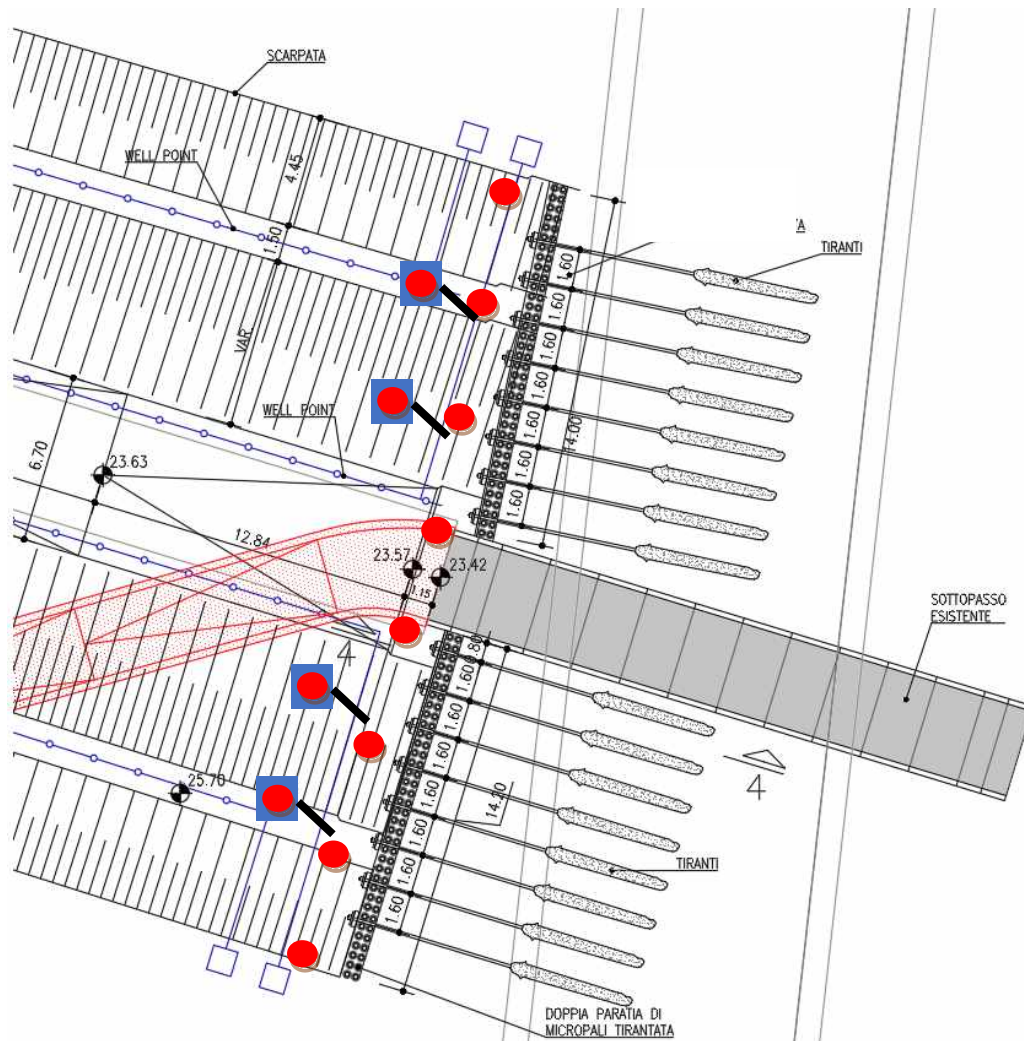


Figura 35

La frequenza prevede le seguenti letture:

Monitoraggio topografico

- T0 Terminata l'esecuzione del cordolo in C.A;
- T1→T6 al termine di ogni fase di scavo/ribasso;
- T7→T8 2 letture per la prima settimana dal completamento dello scavo;
- T9→T12 1 lettura settimanale per il successivo mese
- T13→T18 1 lettura al mese per i successivi 6 mesi

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

Monitoraggio con celle di carico

- T0 Termine esecuzione paratia di micropali e cordolo in C.A;
- T0→T5 letture con centralina portatile ad ogni step di carico previsto dalla procedura di collaudo ed al termine della tesatura;
- T6→T7 2 letture per la prima settimana dal completamento dello scavo;
- T8→T11 1 lettura settimanale per il successivo mese
- T12→T17 1 lettura al mese per i successivi 6 mesi

Qualora, fra il termine di una fase parziale di scavo e l'inizio della successiva intercorra più di una settimana, la lettura dovrà essere ripetuta con cadenza settimanale fino a stabilizzazione del dato e comunque almeno una volta prima dell'inizio della ripresa degli scavi

15.4 Opera provvisoria in prossimità del tombino scatolare scatolare 2x2 (tratta C1)

In questo paragrafo vengono descritte le modalità di monitoraggio geotecnico per la paratia di micropali realizzata per l'esecuzione dello scatolare Scatolare 2x2 pk (0+700 asse C1). Per maggiore dettaglio si rimanda agli elaborati di progetto APE025 e STR038.

Di seguito le caratteristiche dell'opera provvisoria

micropali inclinati a cavalletto:

tubi = 193.7 x 12.5 acciaio S355

diametro = 0.25 m

inclinazione = 80°

lunghezza = 8 m

interasse = 1.17 m

Sulla paratia di si prevede di installare una serie di mire topografiche per monitorare eventuali movimenti. Le mire saranno posizionate sul cordolo in C.A..

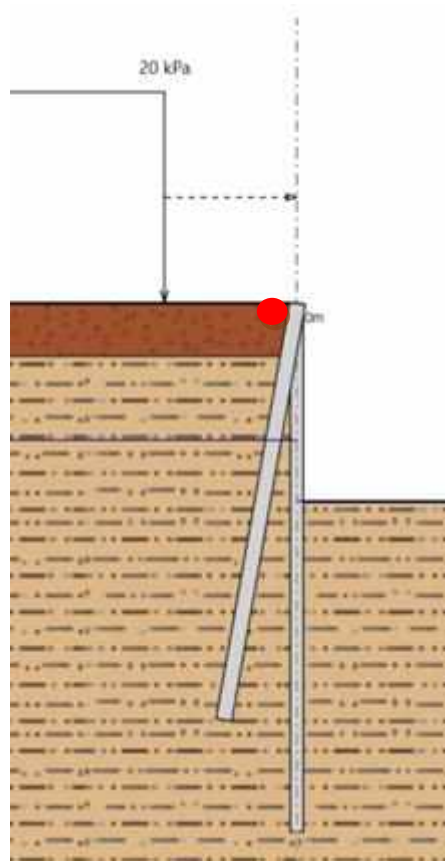


Figura 36

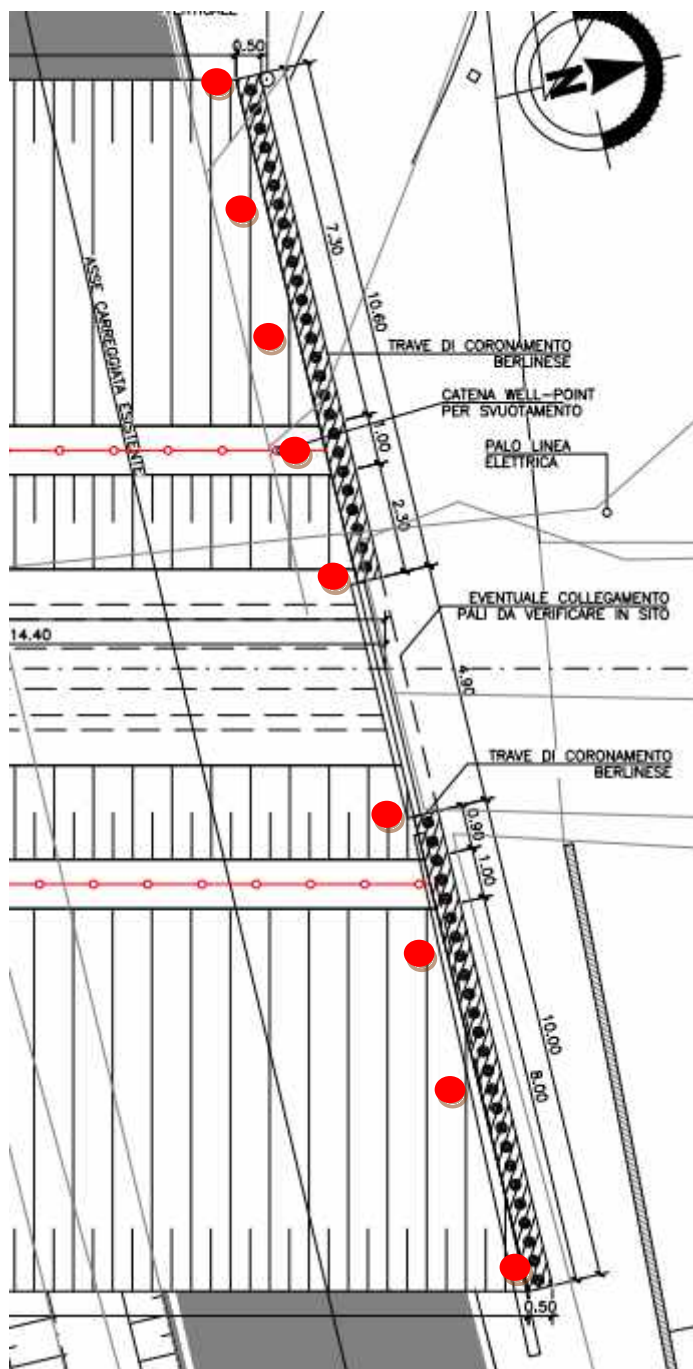


Figura 37

La frequenza prevede le seguenti letture:

Monitoraggio topografico

- T0 Terminata l'esecuzione del cordolo in C.A;
- T1→T6 al termine di ogni fase di scavo/ribasso;
- T7→T8 2 letture per la prima settimana dal completamento dello scavo;
- T9→T12 1 lettura settimanale per il successivo mese
- T13→T18 1 lettura al mese per i successivi 6 mesi

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

Monitoraggio con celle di carico

- T0 Termine esecuzione paratia di micropali e cordolo in C.A;
- T0→T5 letture con centralina portatile ad ogni step di carico previsto dalla procedura di collaudo ed al termine della tesatura;
- T6→T7 2 letture per la prima settimana dal completamento dello scavo;
- T8→T11 1 lettura settimanale per il successivo mese
- T12→T17 1 lettura al mese per i successivi 6 mesi

Qualora, fra il termine di una fase parziale di scavo e l'inizio della successiva intercorra più di una settimana, la lettura dovrà essere ripetuta con cadenza settimanale fino a stabilizzazione del dato e comunque almeno una volta prima dell'inizio della ripresa degli scavi.

15.5 Ponte sul Reno

Al fine di monitorare la progressione dei cedimenti con particolare interesse per il Ponte sul Reno, si prevede di collocare **mire ottiche** in corrispondenza in corrispondenza delle spalle e delle pile. Per maggiore dettaglio si rimanda agli elaborati di progetto APE009..

La distribuzione delle letture (frequenza minima) comprenderà:

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

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

Intermedia di Pianura	LUCI	MIRE OTTICHE
	8	27
	TOT	27

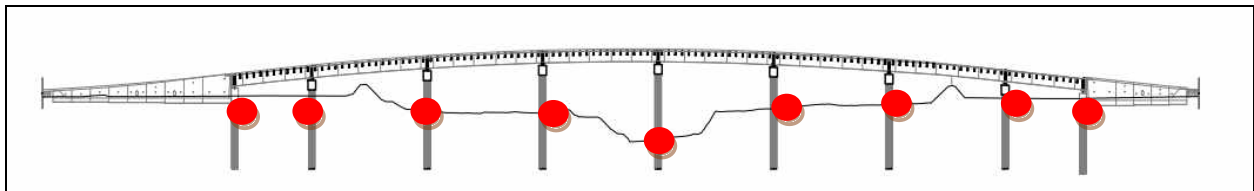


Figura 38:

15.6 Valorizzazione del piano di Monitoraggio

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

ANAS 2020	FORNITURA E POSA IN OPERA		Q.tà totale	Prezzo unitario	Prezzo totale
IG.10.120.001	<p>MINIPRISMA Per monitoraggio topografico. Lo strumento dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:</p> <ul style="list-style-type: none"> - supporto orientabile; - struttura metallica di protezione; - sistema di protezione dai raggi solari; - guarnizione per evitare infiltrazioni di acqua nella filettatura di attacco del prisma; - quarzo riflettente con precisione di lavorazione delle sup. di 2"; - dimensioni del quarzo di 32 mm. <p>Nel prezzo è inclusa la documentazione a corredo (es. certificati), l'imballo e il trasporto della strumentazione, nonché il materiale di consumo e tutto il necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte (es. staffe di fissaggio, ecc.). Compreso fornitura e posa in opera.</p> <p>PER OGNI MINIPRISMA</p>	cad.	83	117,07 €	9.716,81 €
IG.10.120.010	<p>CAPOSALDO TOPOGRAFICO Per monitoraggio topografico e misure di livellazione. Nel prezzo è inclusa la documentazione a corredo (es. certificati), l'imballo e il trasporto della strumentazione, nonché il materiale di consumo e tutto il necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Compreso fornitura e posa in opera. PER OGNI CAPOSALDO TOPOGRAFICO.</p> <p>cadauno</p>	cad.	16	31,72 €	507,52 €
IG.10.040.010	<p>CELLE DI CARICO Lo strumento dovrà avere Precisione Totale pari almeno a $\pm 0,5\%$ FS per le celle elettriche e $\pm 1\%$ FS per le celle idrauliche. Nel prezzo è inclusa anche la fornitura e posa in opera delle piastre di distribuzione. Lo strumento dovrà essere fornito di cavo di segnale preassemblato in fabbrica secondo le lunghezze richieste. Il cavo di segnale non dovrà presentare giunture (es. moffole o altre saldature), ma dovrà partire direttamente dal sensore ed essere continuo ed integro per tutta la sua lunghezza. Il cavo sarà pagato a parte in base ai metri lineari effettivi richiesti di volta in volta.</p> <p>Nel prezzo è inclusa la documentazione a corredo (es. certificati), l'imballo e il trasporto della strumentazione, nonché il materiale di consumo e tutto il necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Compreso fornitura e posa in opera. PER OGNI SINGOLA CELLA CON CAMPO DI MISURA DA $\geq 1000\text{kN}$ A $< 1500\text{kN}$.</p> <p>cadauno</p>	cad.	4	1.095,95 €	4.383,80 €

ANAS 2020	FORNITURA E POSA IN OPERA		Q.tà totale	Prezzo unitario	Prezzo totale
			TOTALE	€ 14.608,13	

ANAS 2020	GESTIONE STRUMENTAZIONE		Q.tà totale	Prezzo unitario	Prezzo totale
IG.10.0C	<p>SQUADRA DI TOPOGRAFI PER MONITORAGGIO TOPOGRAFICO</p> <p>Squadra di topografi automunita specializzata in misure nell'ambito del monitoraggio topografico (livellazioni, misure di convergenza, ecc.) e fornita di idonea strumentazione necessaria all'espletamento dell'incarico.</p> <p>Nel prezzo è incluso il trasporto e il posizionamento dell'attrezzatura, l'elaborazione dei dati e la restituzione grafica.</p> <p>PER OGNI SQUADRA DI TOPOGRAFI</p>	h.	256	75,98 €	19.450,88 €
IG.10.040.025	<p>MISURA DI CELLA DI CARICO O PRESSIONE</p> <p>Di qualsiasi tipo, mediante apposita centralina portatile. Il prezzo è relativo alla misura di una singola cella.</p> <p>Nel prezzo è incluso il trasporto e il posizionamento dell'attrezzatura, l'elaborazione dei dati e la restituzione grafica.</p> <p>PER OGNI CELLA, PER OGNI LETTURA</p>	cad	136	13,32 €	1.811,52 €
			TOTALE	€ 21.262,40	

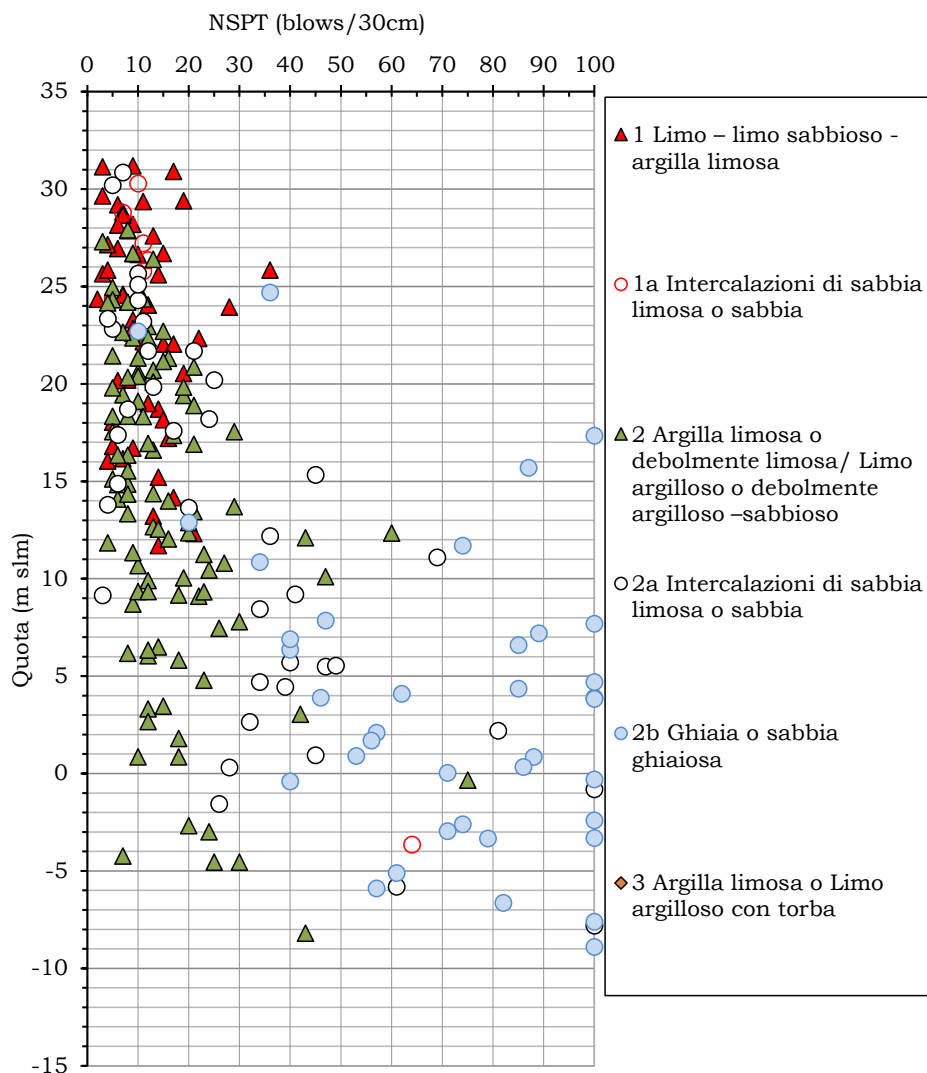
Appendice 1

Interpretazione delle prove in sito e laboratorio

Prova SPT – Densità relativa	Appendice 1 - Figura 1
Prova SPT – Densità relativa	Appendice 1 - Figura 2
Prova SPT – Angolo di attrito	Appendice 1 - Figura 3
Prova SPT – Coesione non drenata	Appendice 1 - Figura 4
Prova SPT – Velocità delle onde di taglio	Appendice 1 - Figura 5
Prova SPT – Modulo Elastico piccole deformazioni	Appendice 1 - Figura 6
Prova SPT – Modulo Elastico Jamiolkowski (1988)	Appendice 1 - Figura 7
Prove di laboratorio – Indice di consistenza	Appendice 1 - Figura 8
Prove di laboratorio – Contenuto di Fine (FC)	Appendice 1 - Figura 9
Prove di laboratorio – Peso di volume naturale	Appendice 1 - Figura 10
Prove di laboratorio – Contenuto d'acqua	Appendice 1 - Figura 11
Prove di laboratorio – Limite Liquido	Appendice 1 - Figura 12
Prove di laboratorio – Limite Plastico	Appendice 1 - Figura 13
Prove di laboratorio – Indice Plastico	Appendice 1 - Figura 14
Prove di laboratorio – Indice Liquido	Appendice 1 - Figura 15
Prove di laboratorio – TXUU – Coesione non drenata	Appendice 1 - Figura 16
Prove di laboratorio – TD – Angolo di attrito	Appendice 1 - Figura 17
Prove di laboratorio – Prove edometriche – Cr	Appendice 1 - Figura 18
Prove di laboratorio – Prove edometriche – Cc	Appendice 1 - Figura 19
Prove di laboratorio – Prove edometriche – OCR	Appendice 1 - Figura 20

PIANURA

Prova Penetrometrica SPT

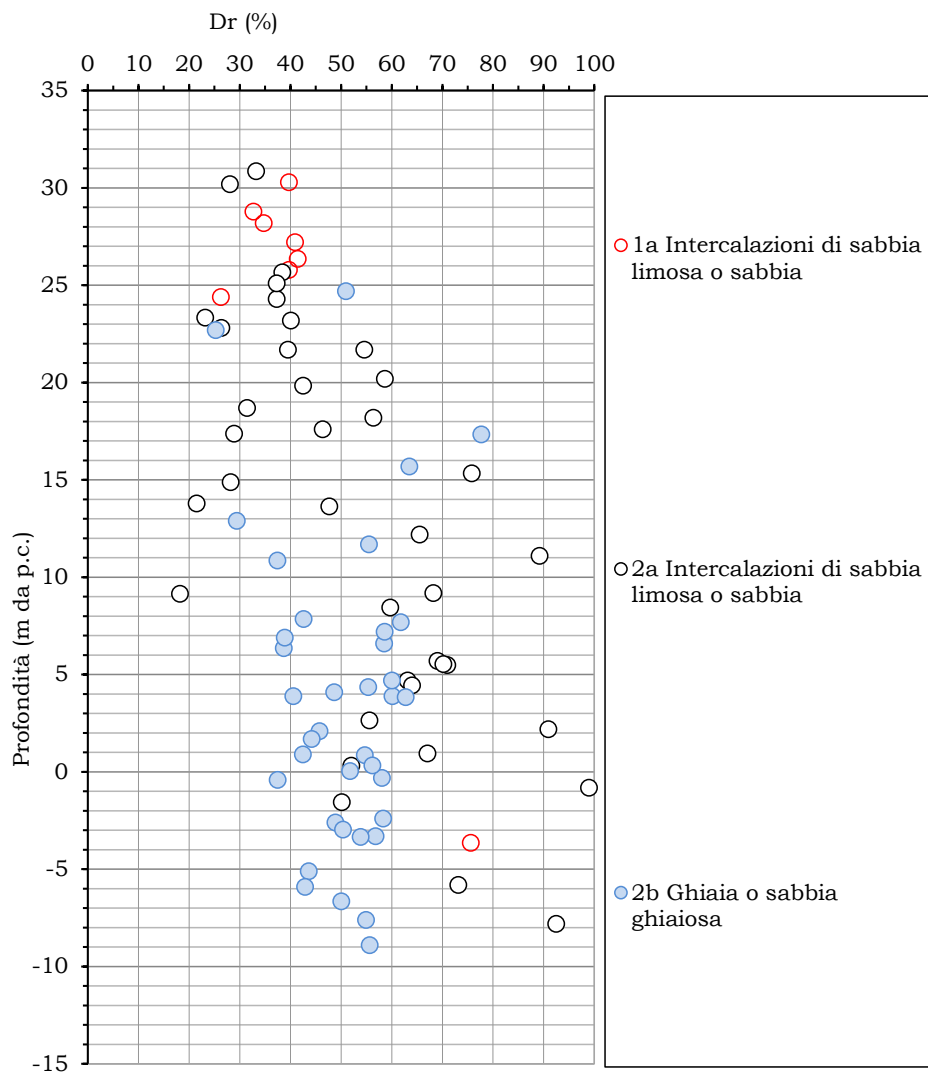


Appendice 1 - Figura 1

PIANURA

Densità relativa da prove SPT

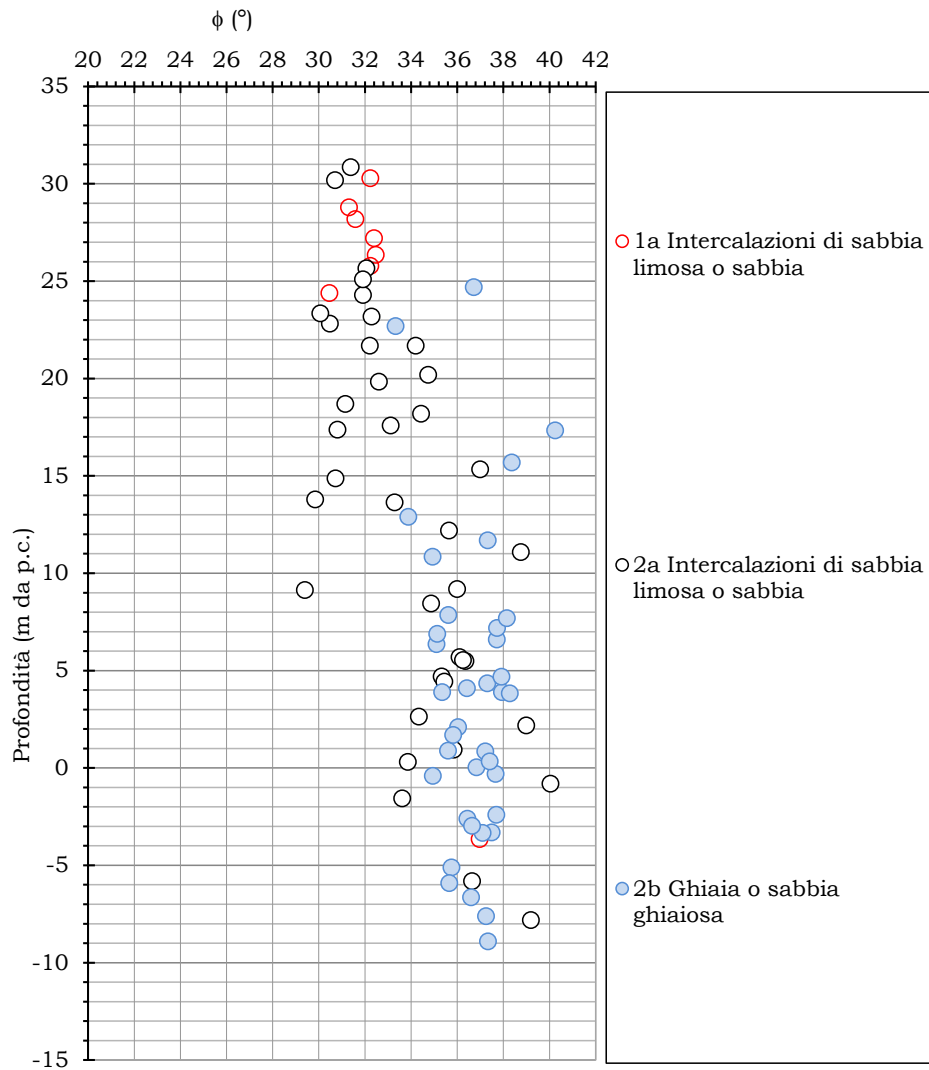
SABBIA [Skempton (1986)] e Ghiaie [Cubrinowski & Ishihara (1999)]



Appendice 1 - Figura 2

PIANURA

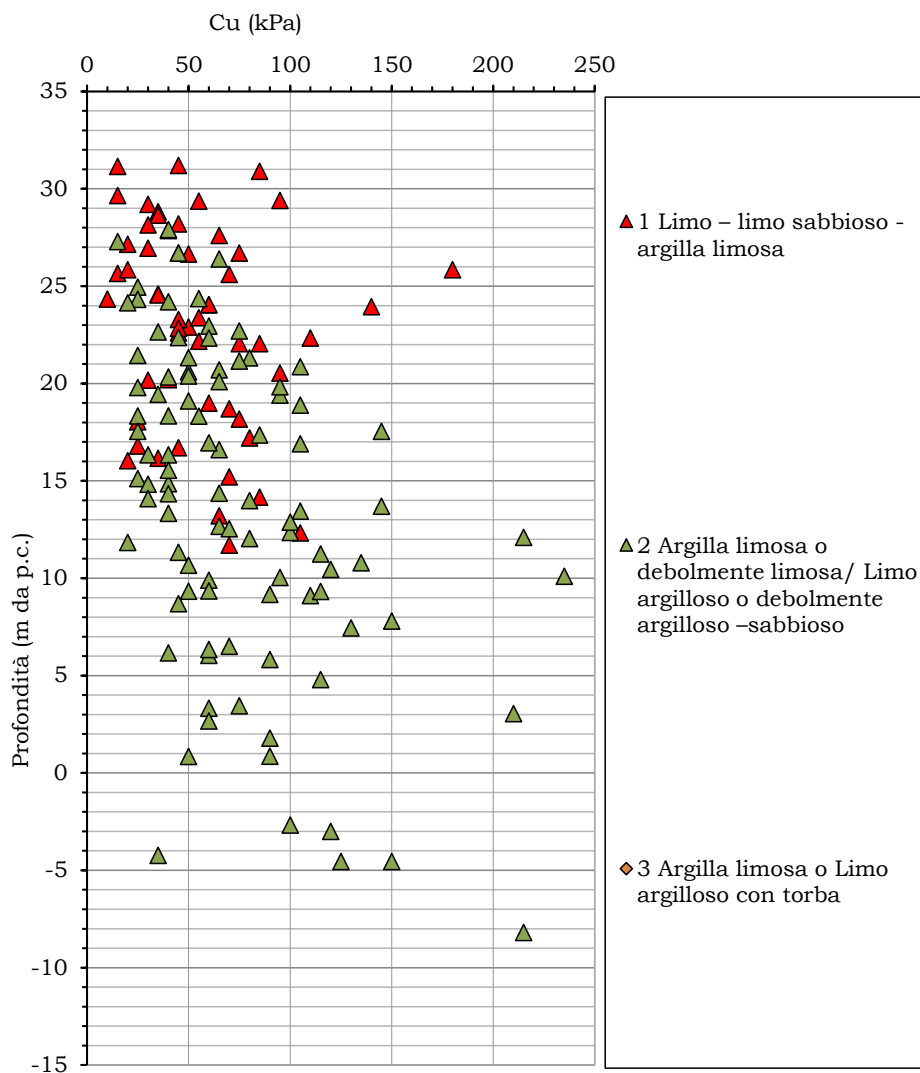
Angolo di resistenza a taglio da prove SPT
Bolton (1986)



Appendice 1 - Figura 3

PIANURA

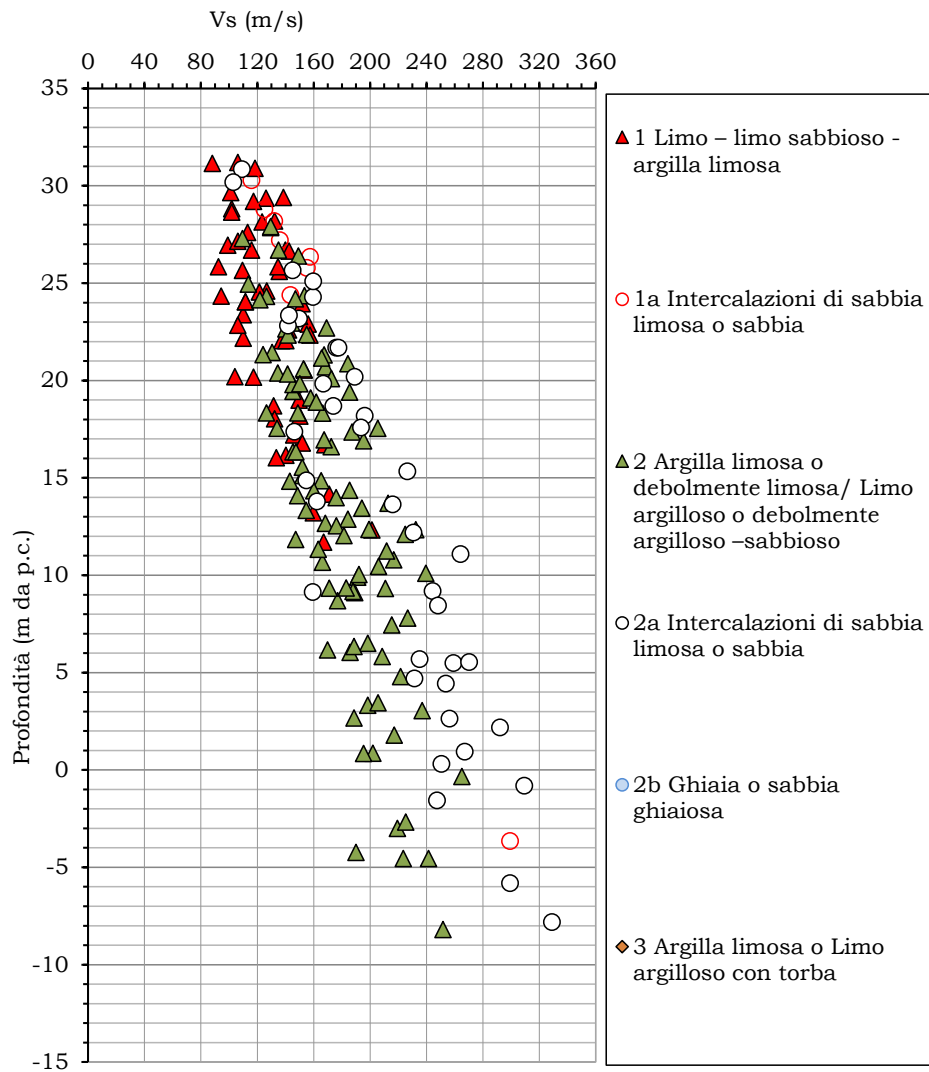
Coesione non drenata da prove SPT
Stroud (1974)



Appendice 1 - Figura 4

PIANURA

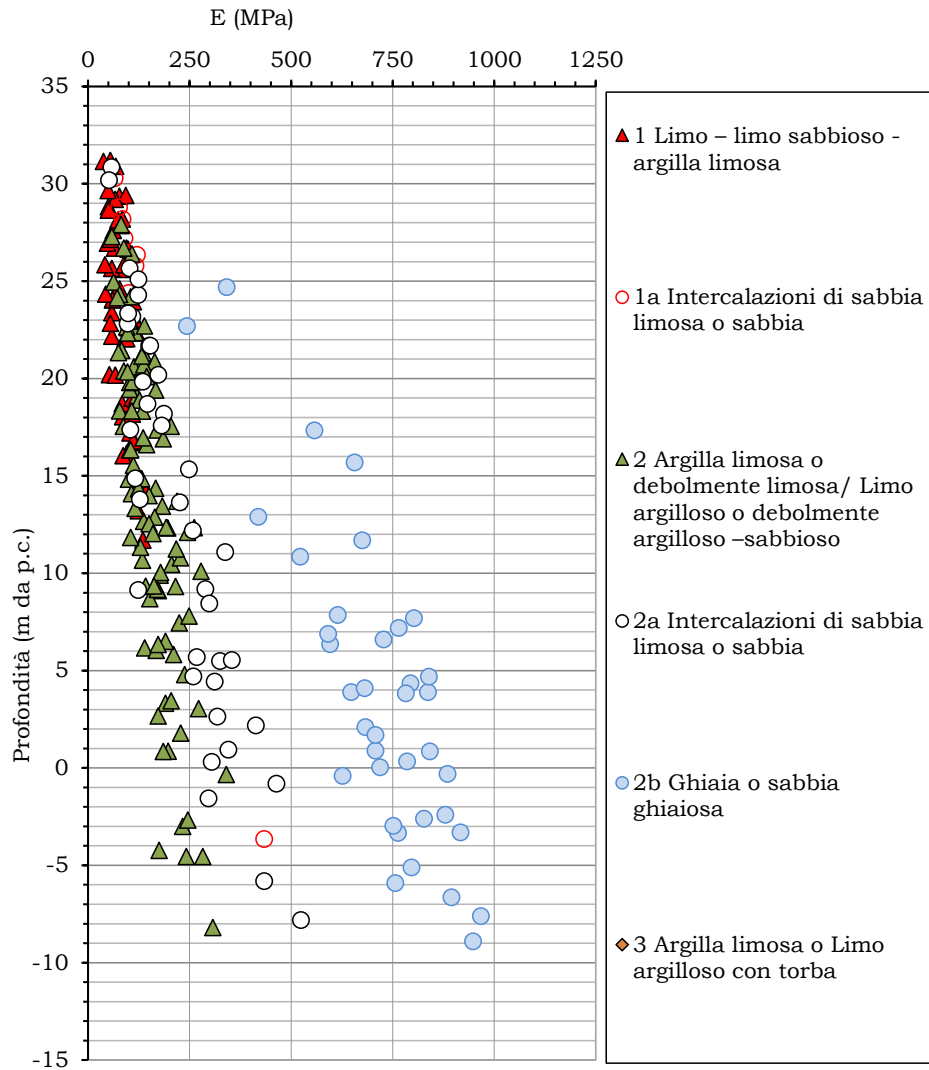
Velocità onde di taglio da prove SPT
Ohta & Goto (1978)



Appendice 1 - Figura 5

PIANURA

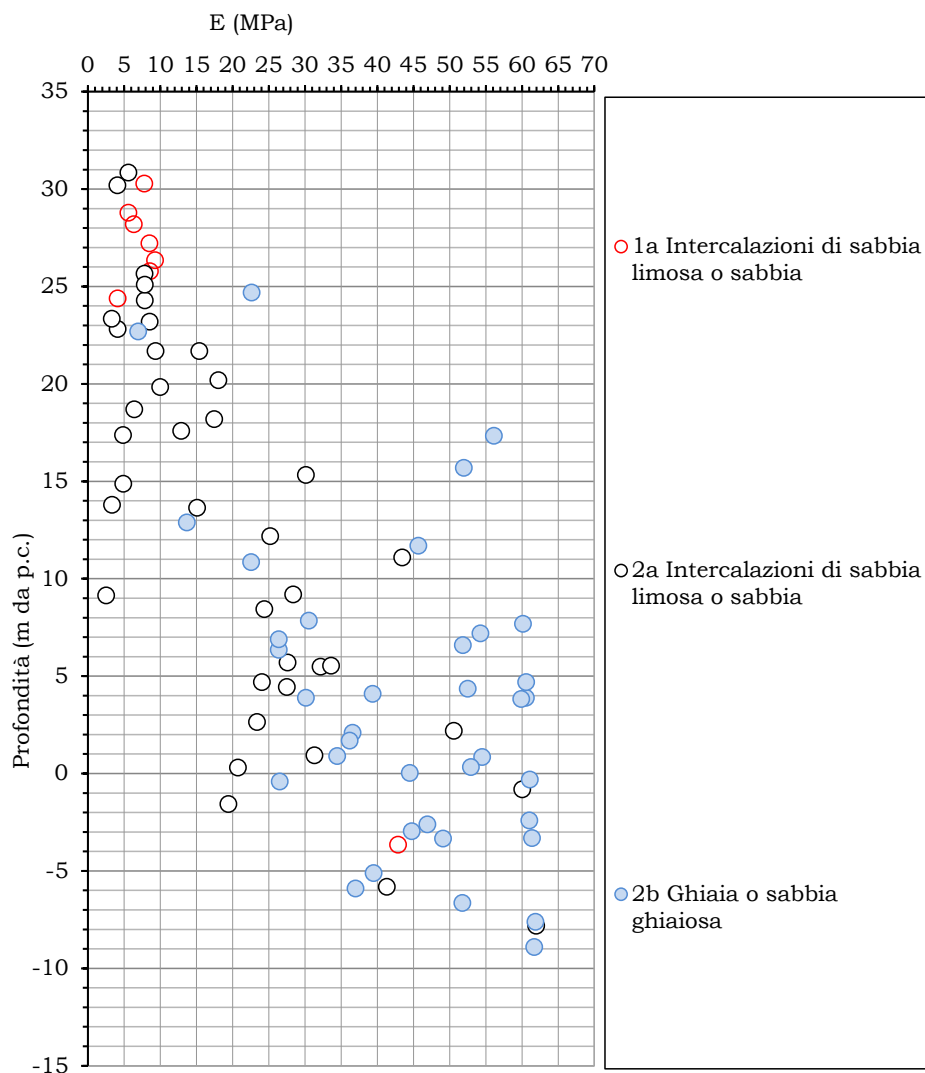
Modulo Elastico piccole deformazioni da prove SPT
Modulo elastico correlato a VS da Ohta & Goto (1978)



Appendice 1 - Figura 6

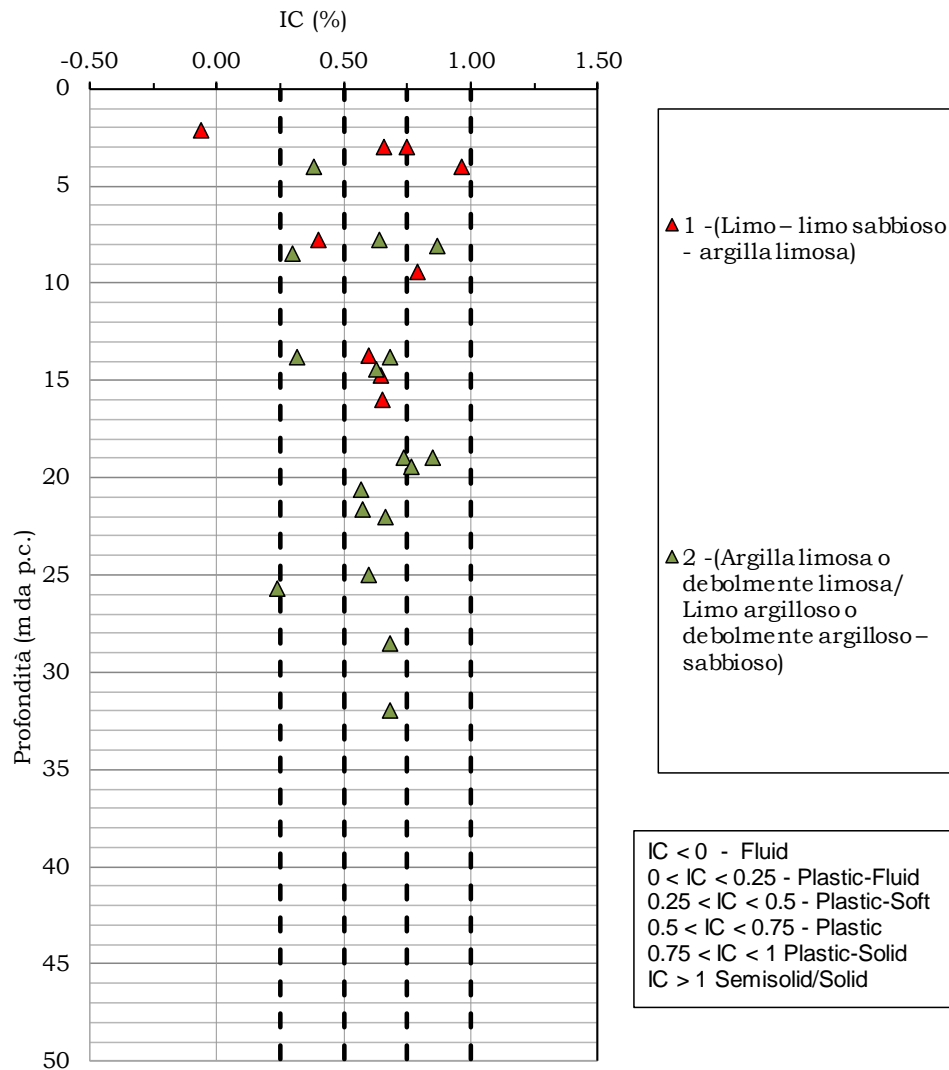
PIANURA

Modulo Elastico operativo da prove SPT
Jamiolkowski (1988)



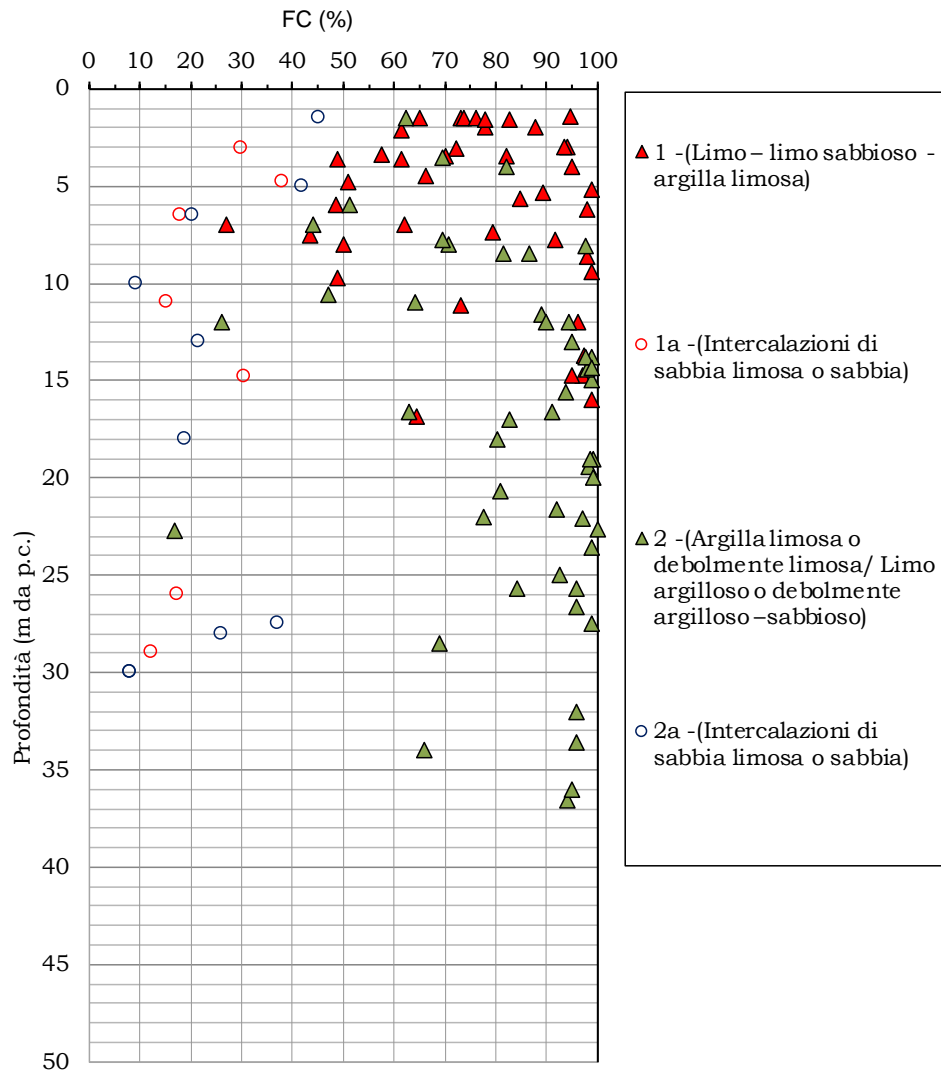
Appendice 1 - Figura 7

Intermedia di Pianura



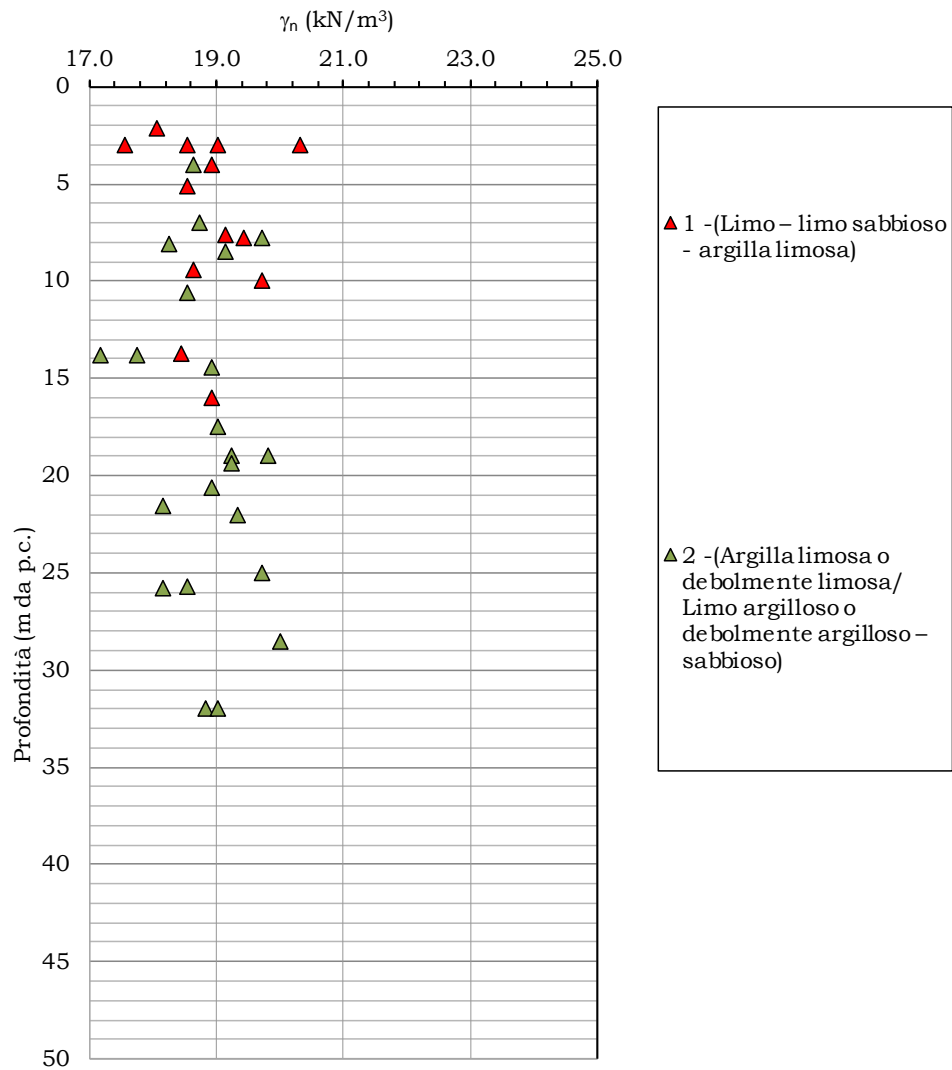
Appendice 1 - Figura 8

Intermedia di Pianura



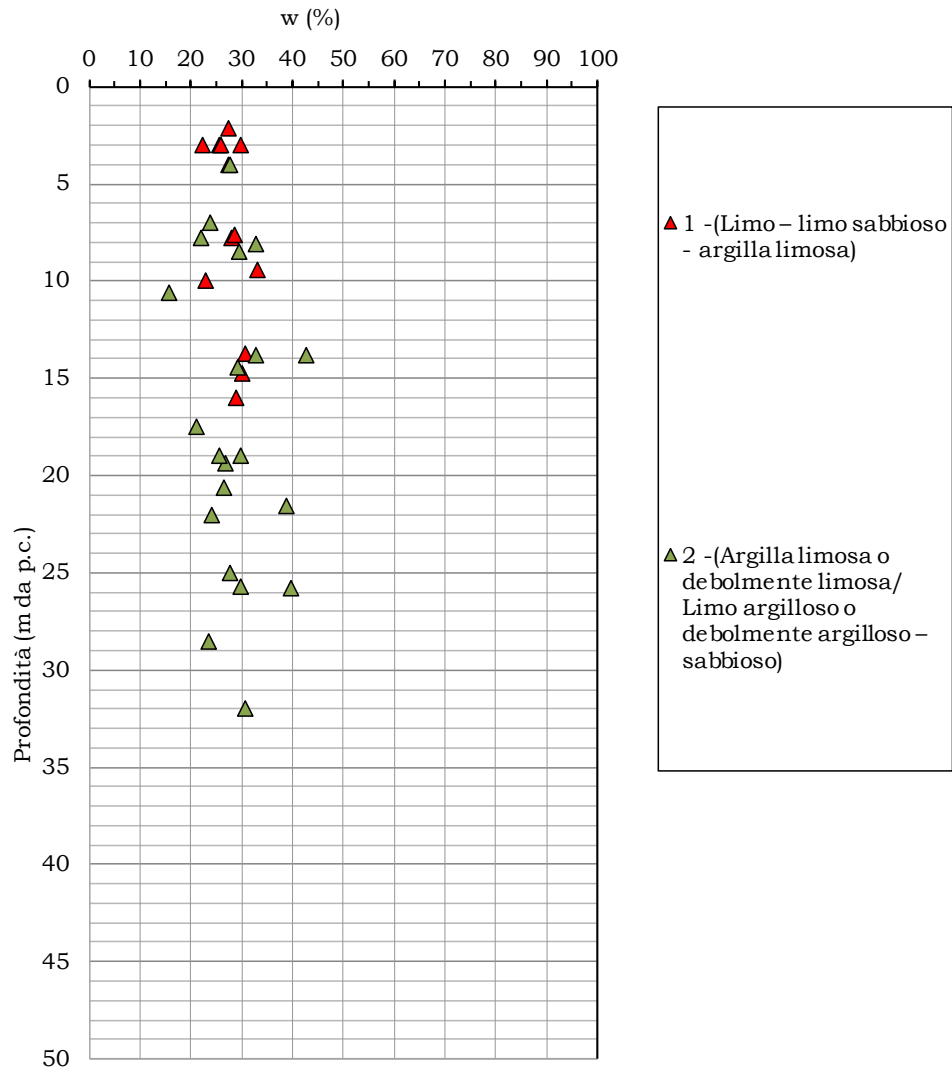
Appendice 1 - Figura 9

Intermedia di Pianura



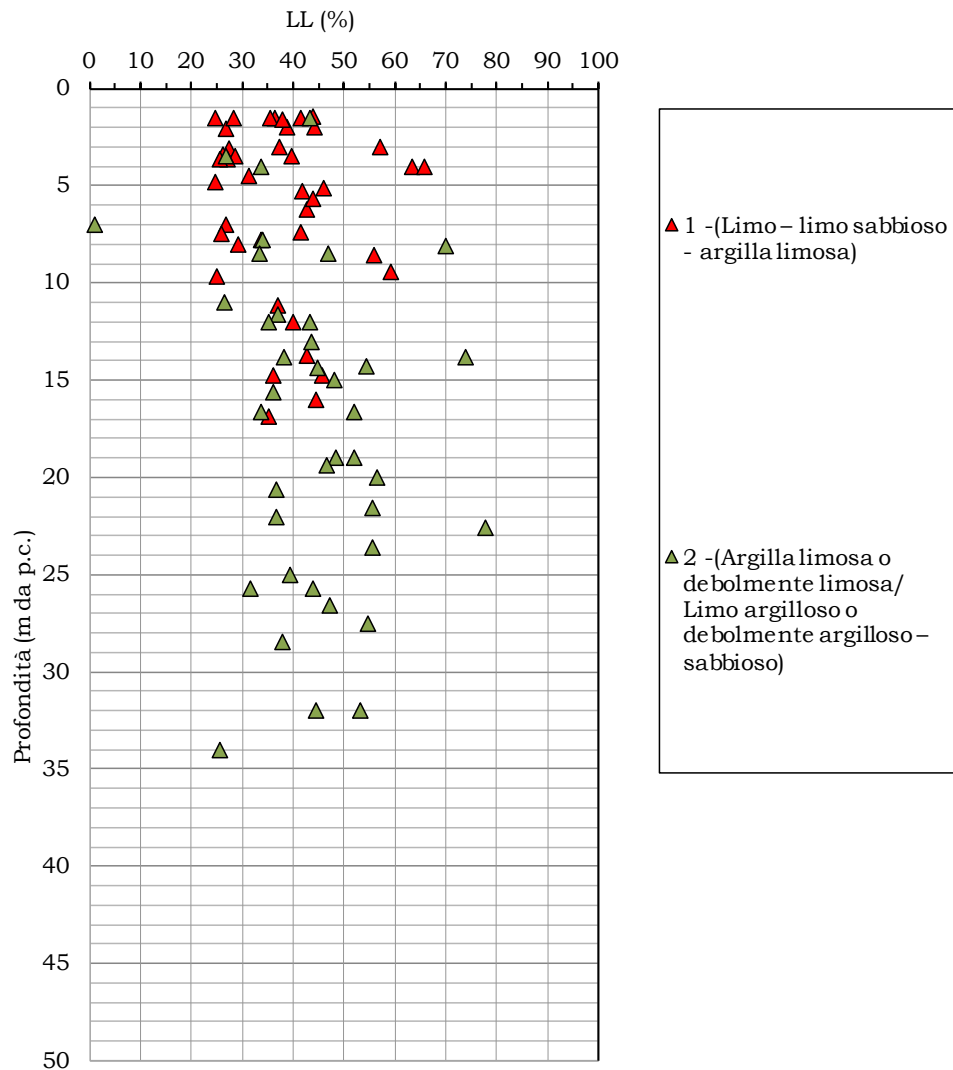
Appendice 1 - Figura 10

Intermedia di Pianura



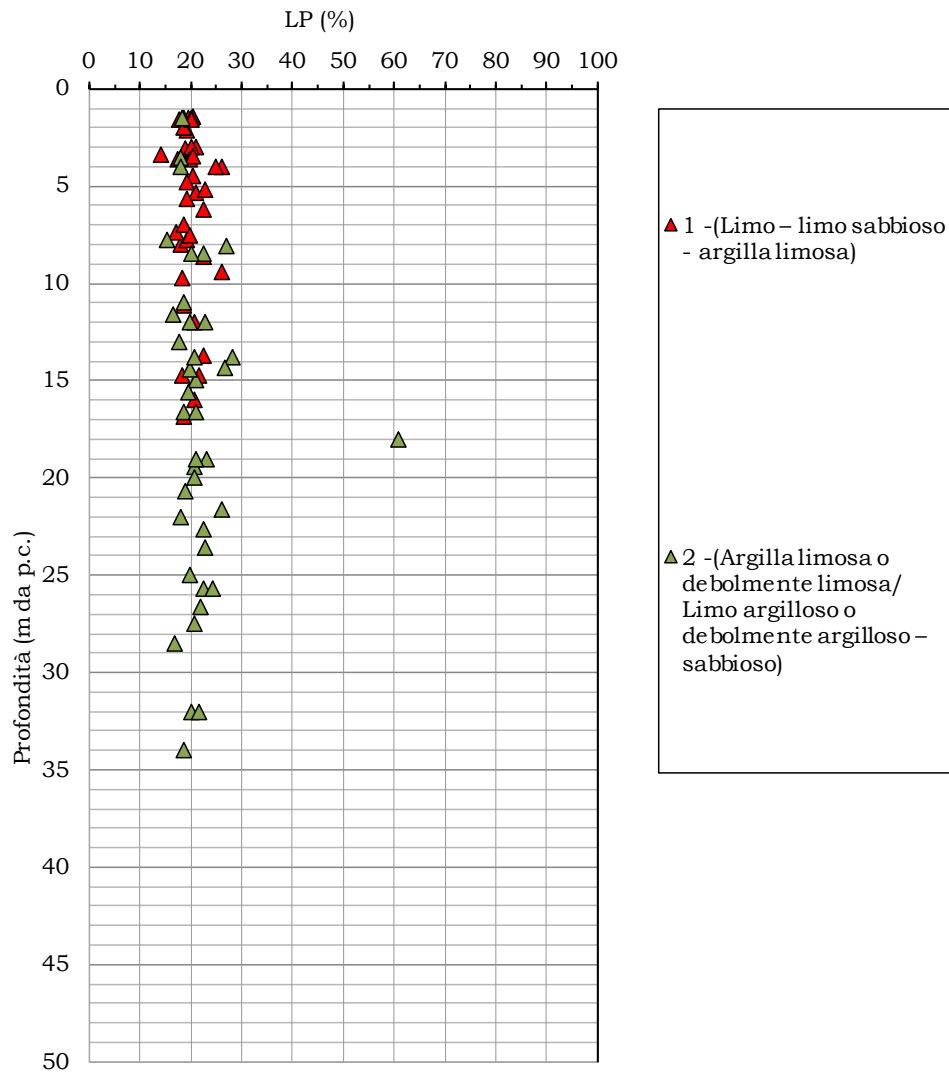
Appendice 1 - Figura 11

Intermedia di Pianura



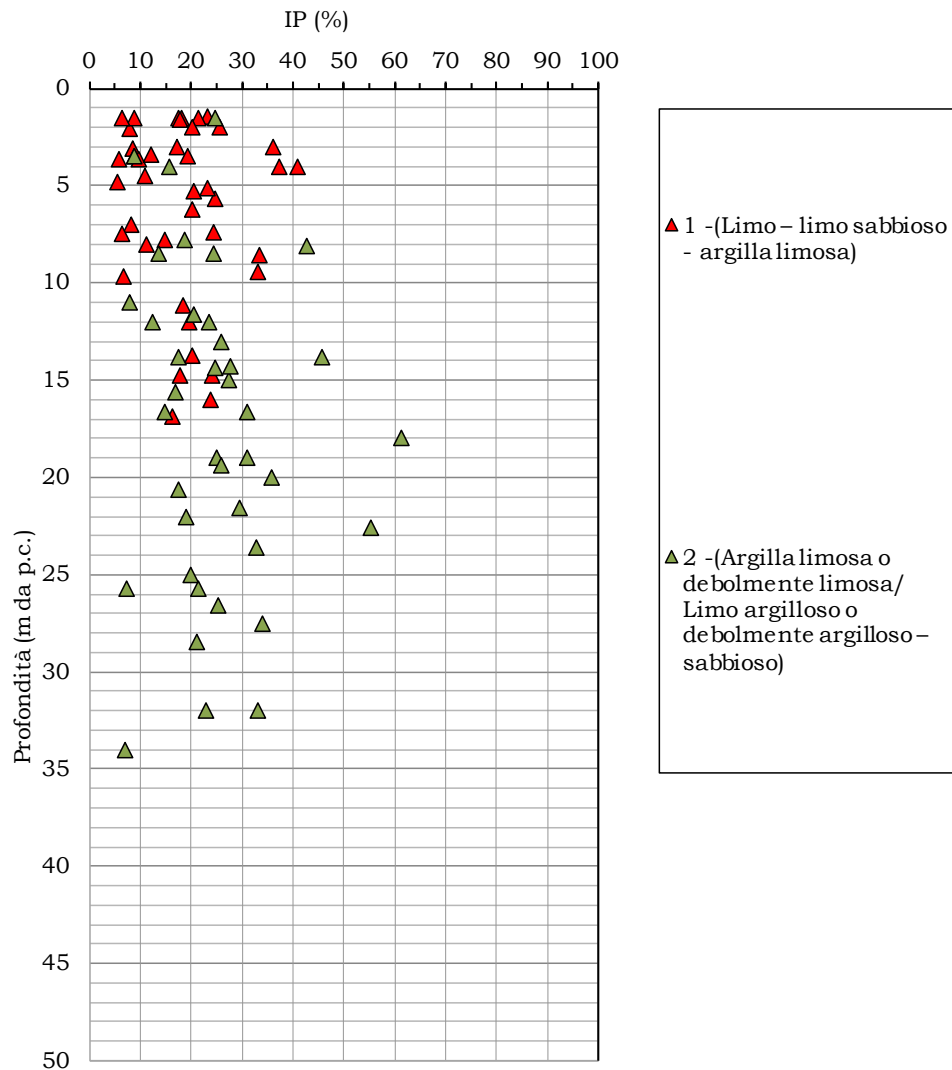
Appendice 1 - Figura 12

Intermedia di Pianura



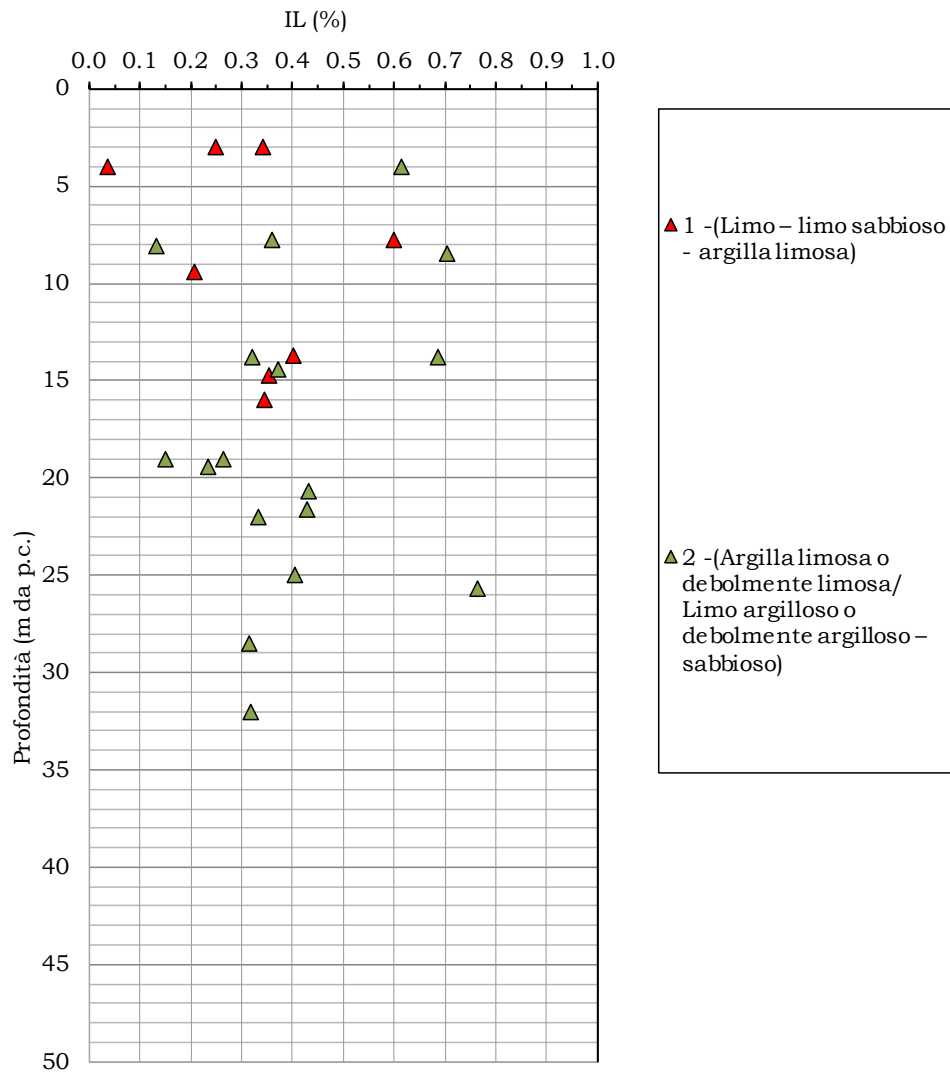
Appendice 1 - Figura 13

Intermedia di Pianura



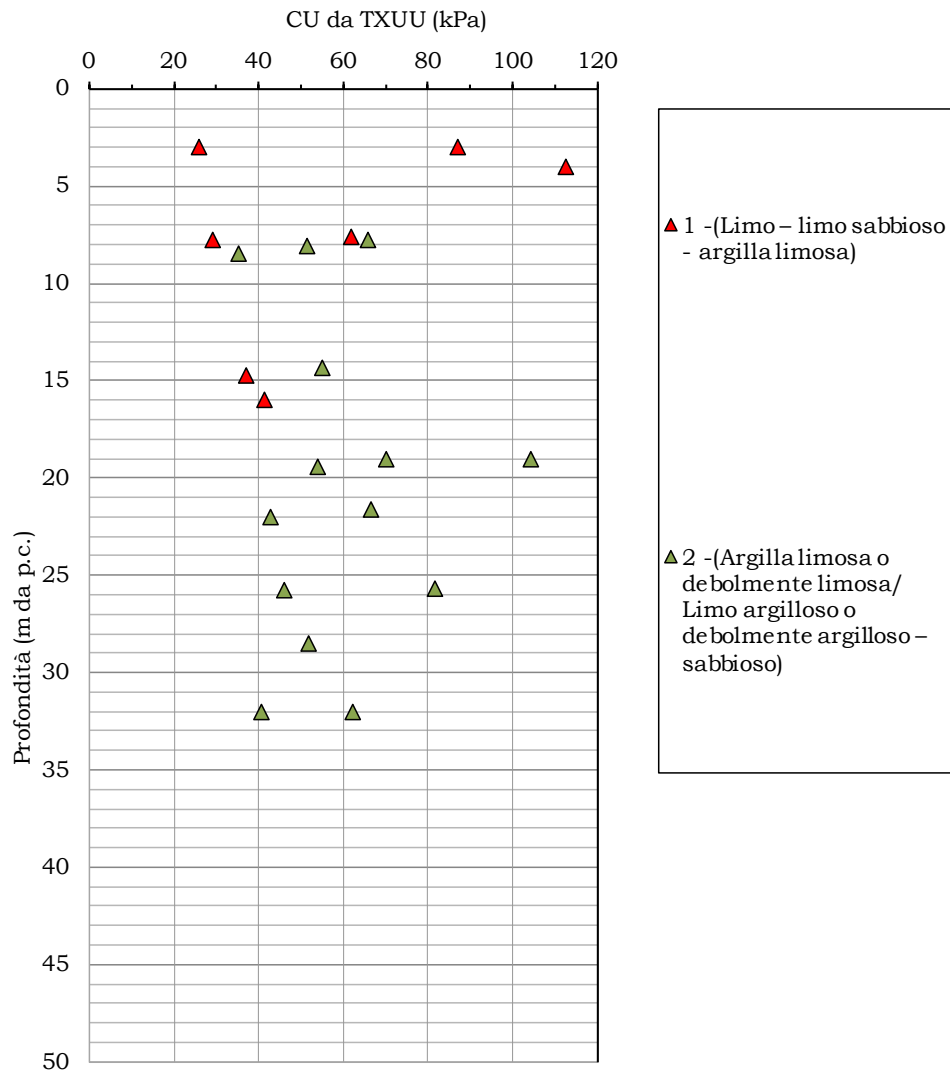
Appendice 1 - Figura 14

Intermedia di Pianura



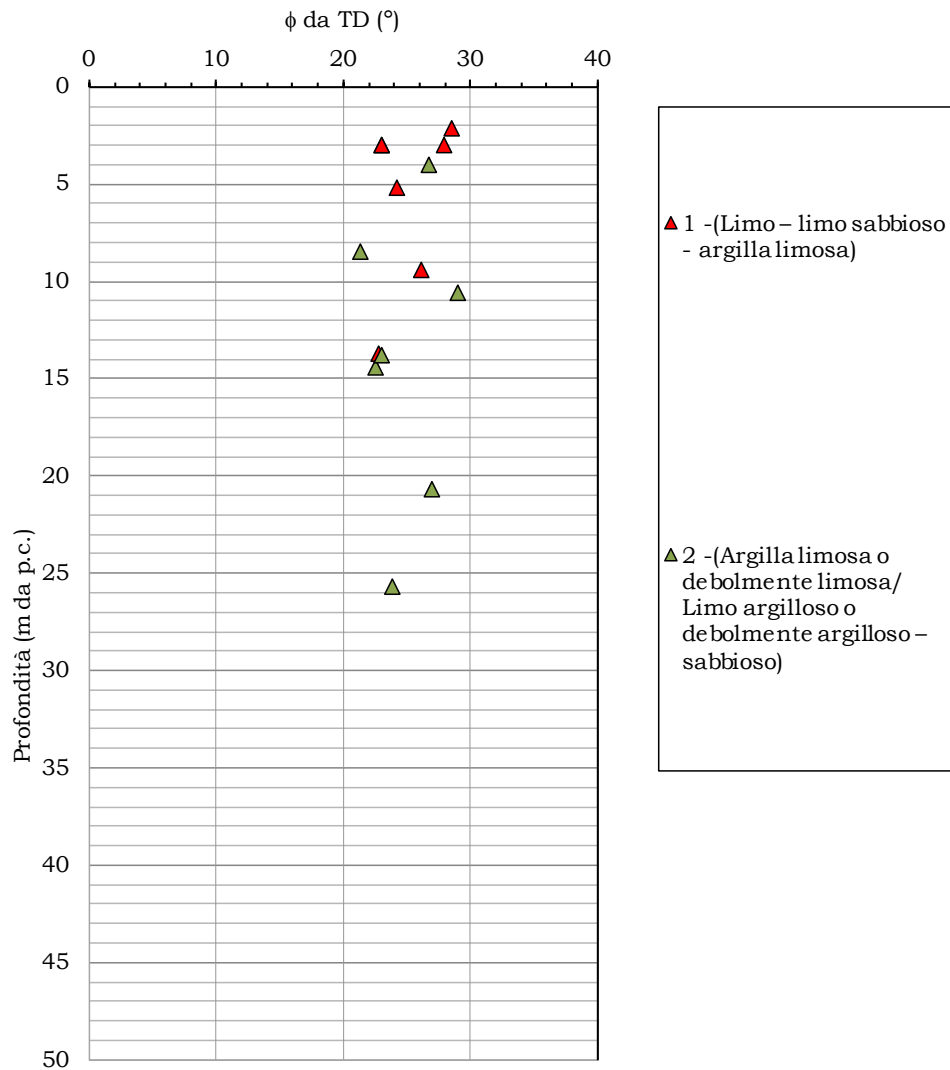
Appendice 1 - Figura 15

Intermedia di Pianura



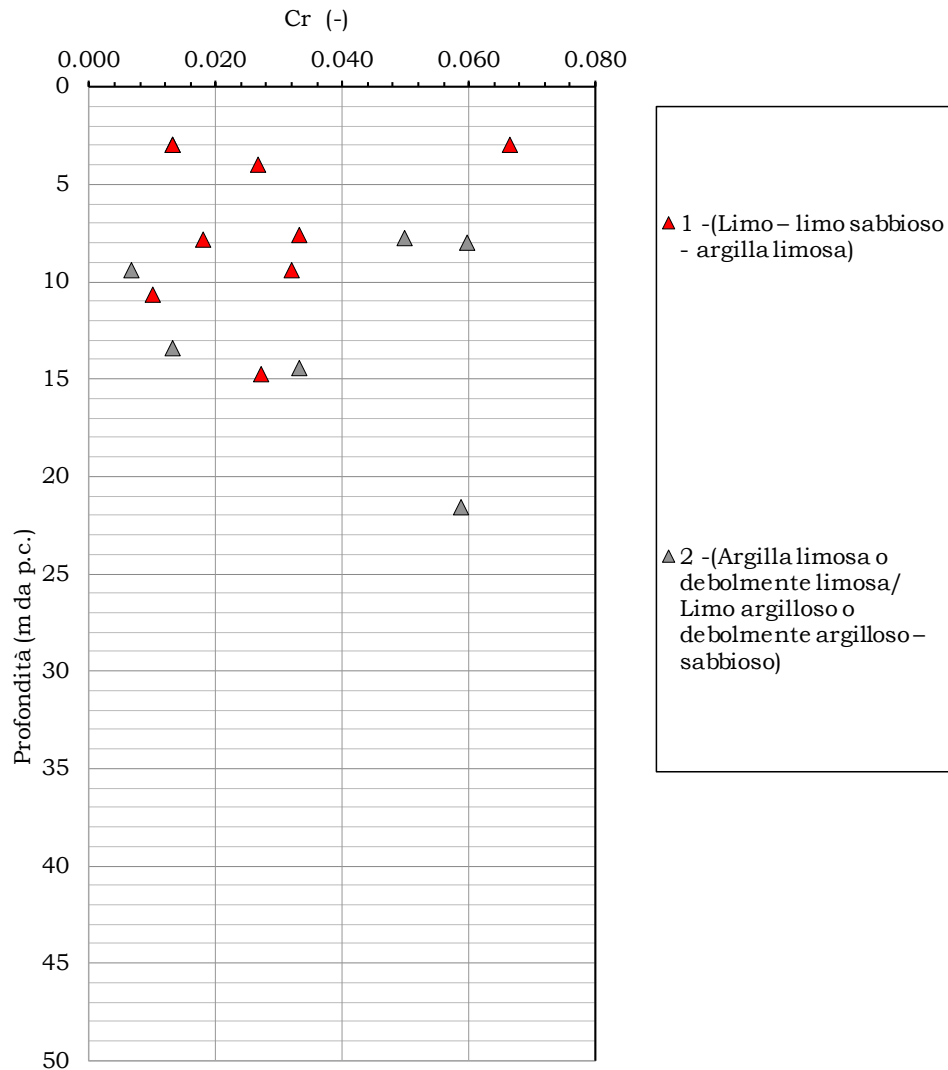
Appendice 1 - Figura 16

Intermedia di Pianura



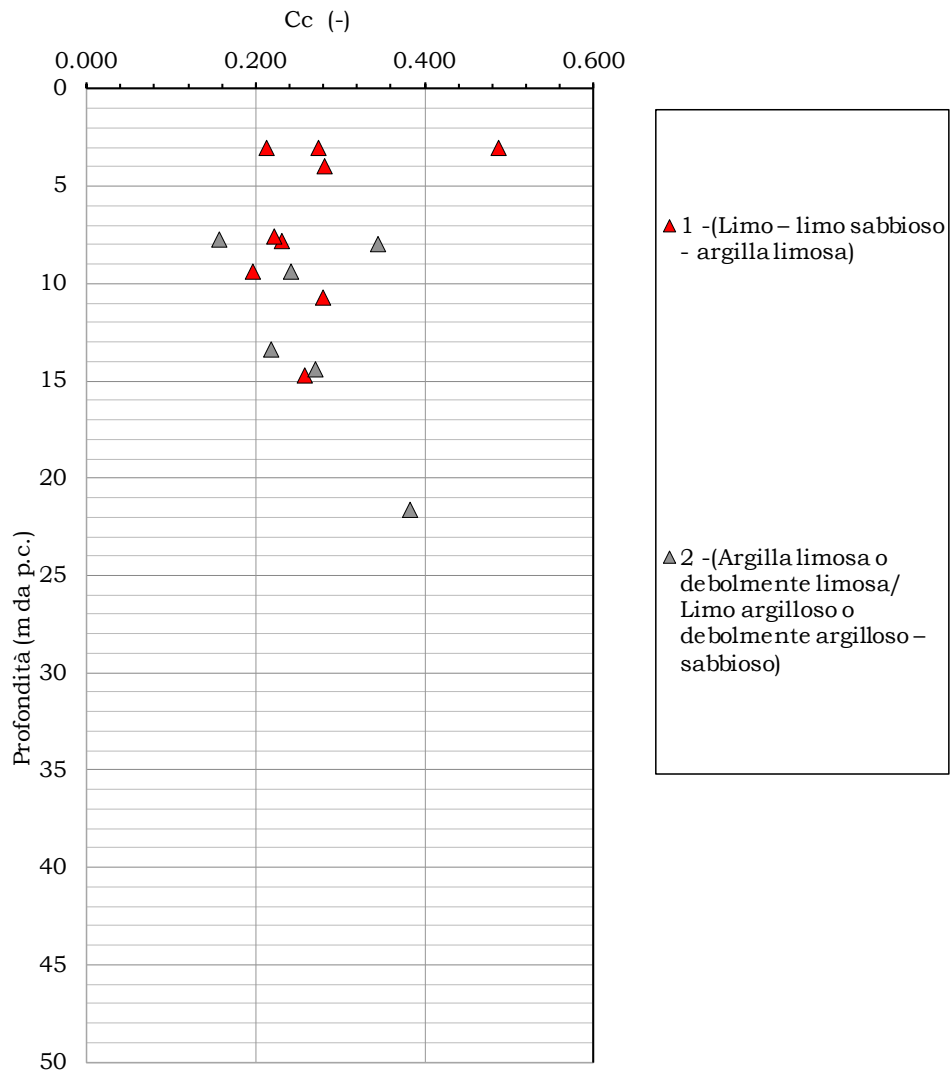
Appendice 1 - Figura 17

Intermedia di Pianura



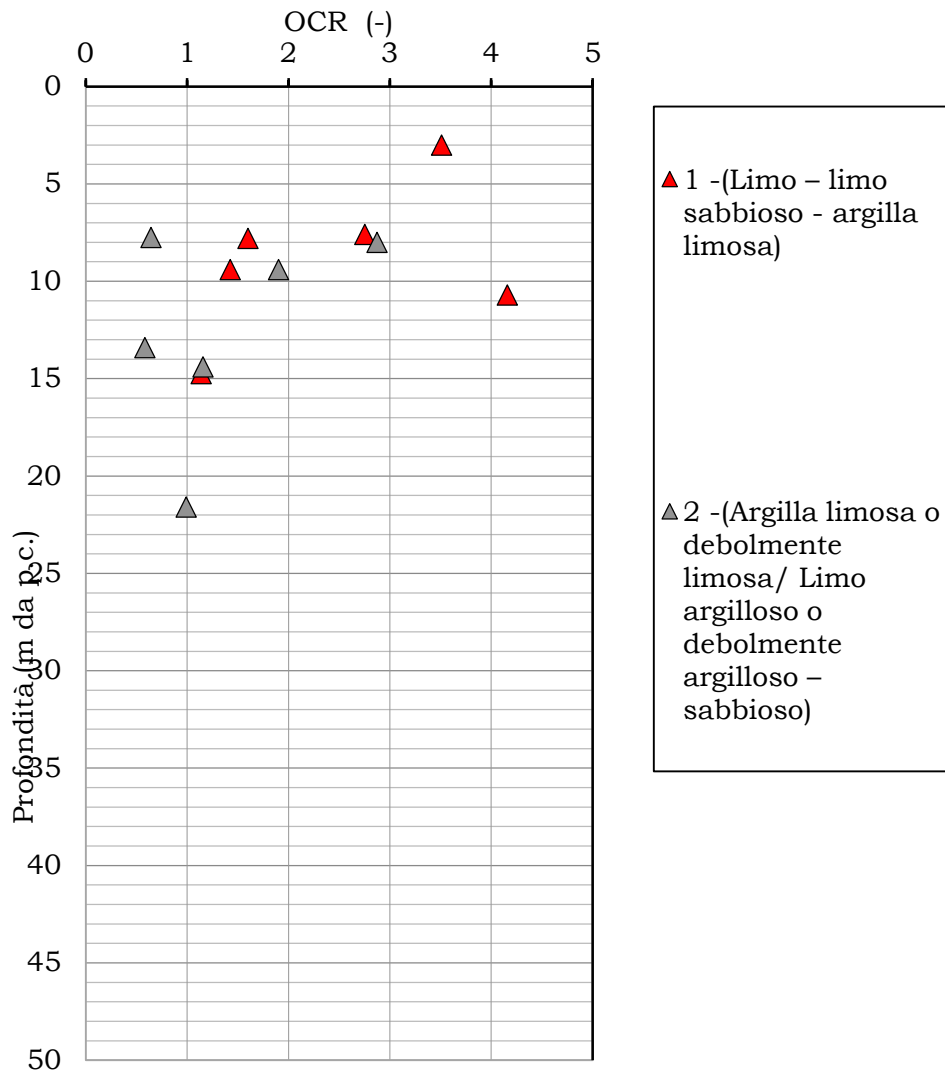
Appendice 1 - Figura 18

Intermedia di Pianura



Appendice 1 - Figura 19

Intermedia di Pianura

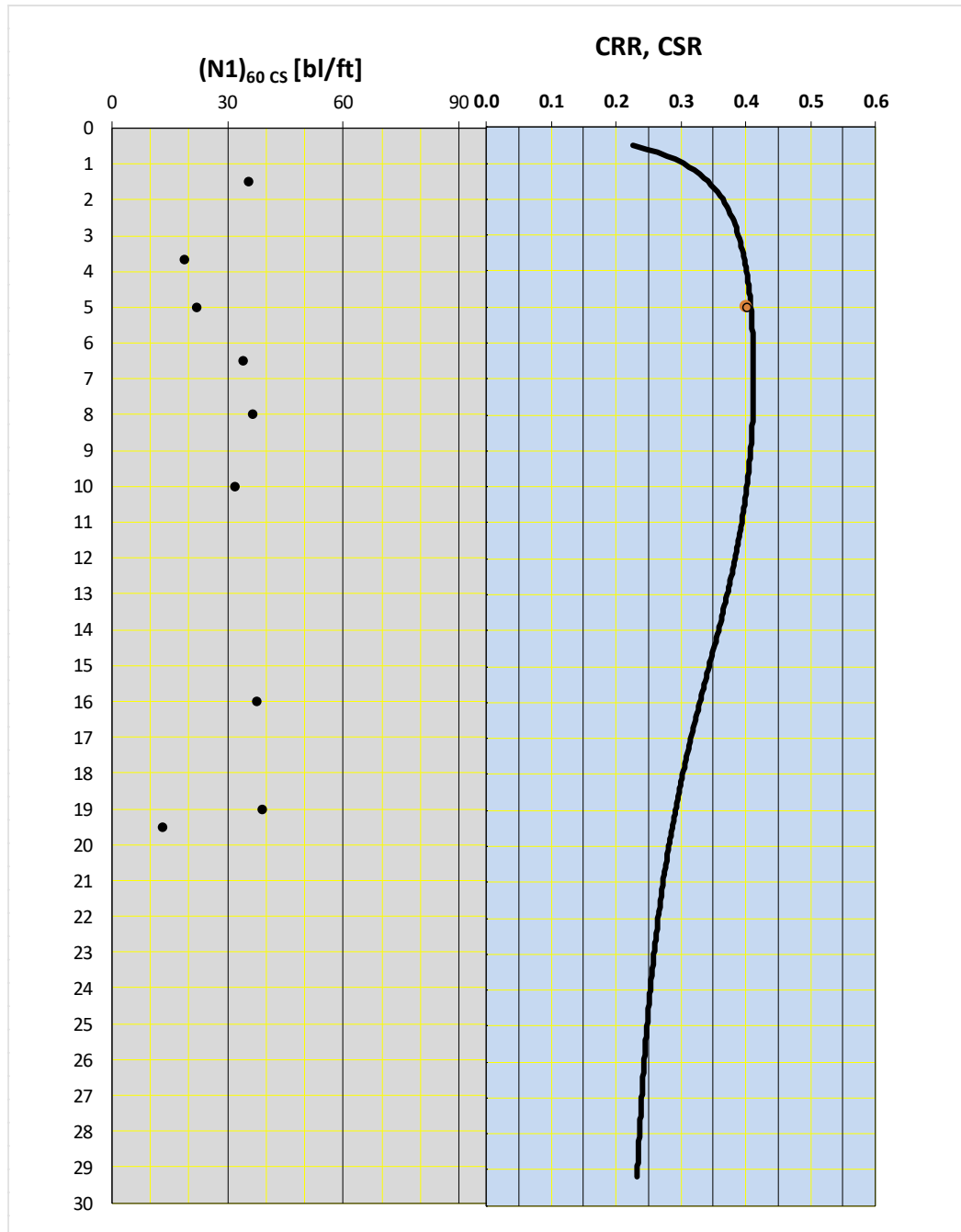


Appendice 1 - Figura 20

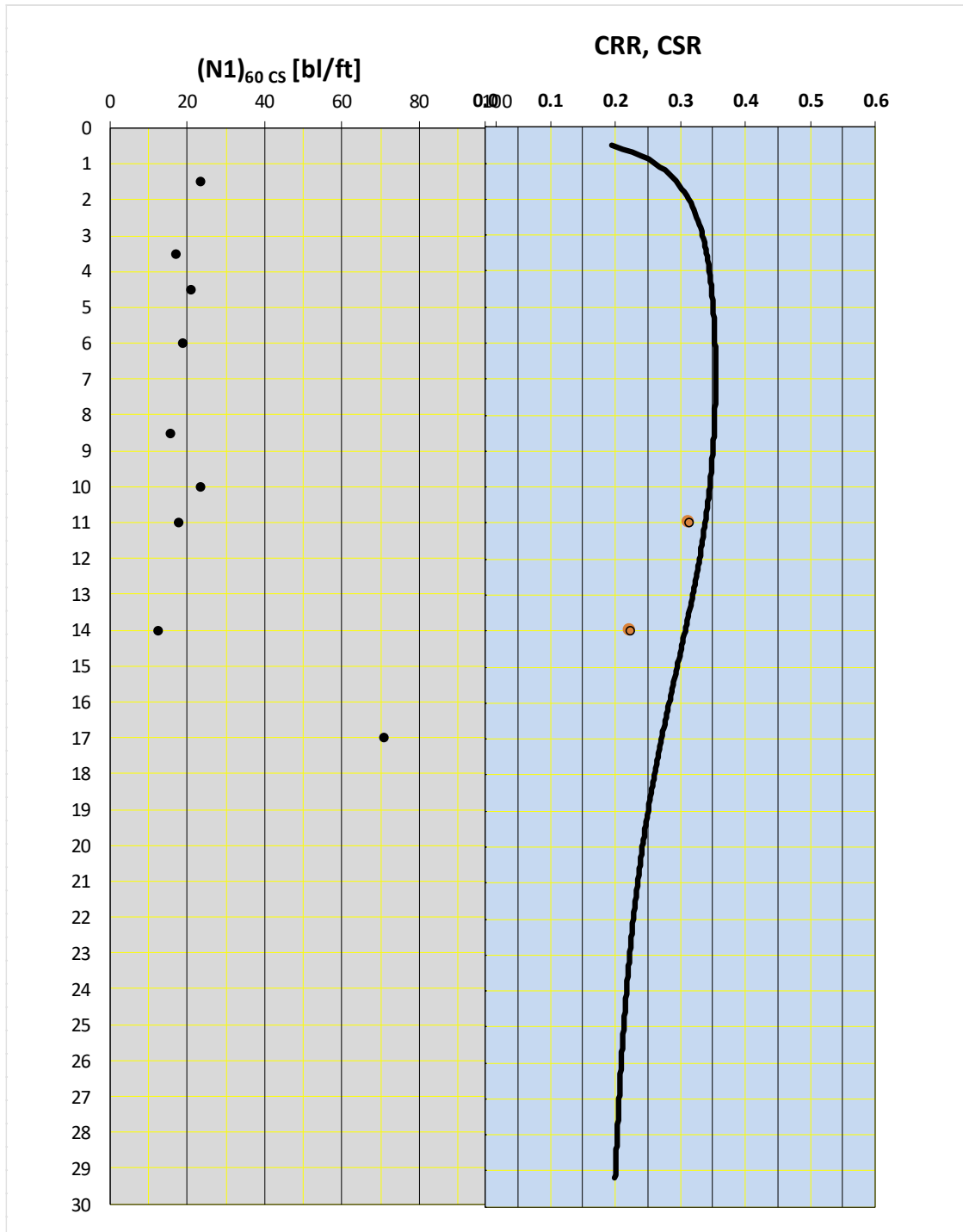
Appendice 2

Analisi di liquefazione – grafici

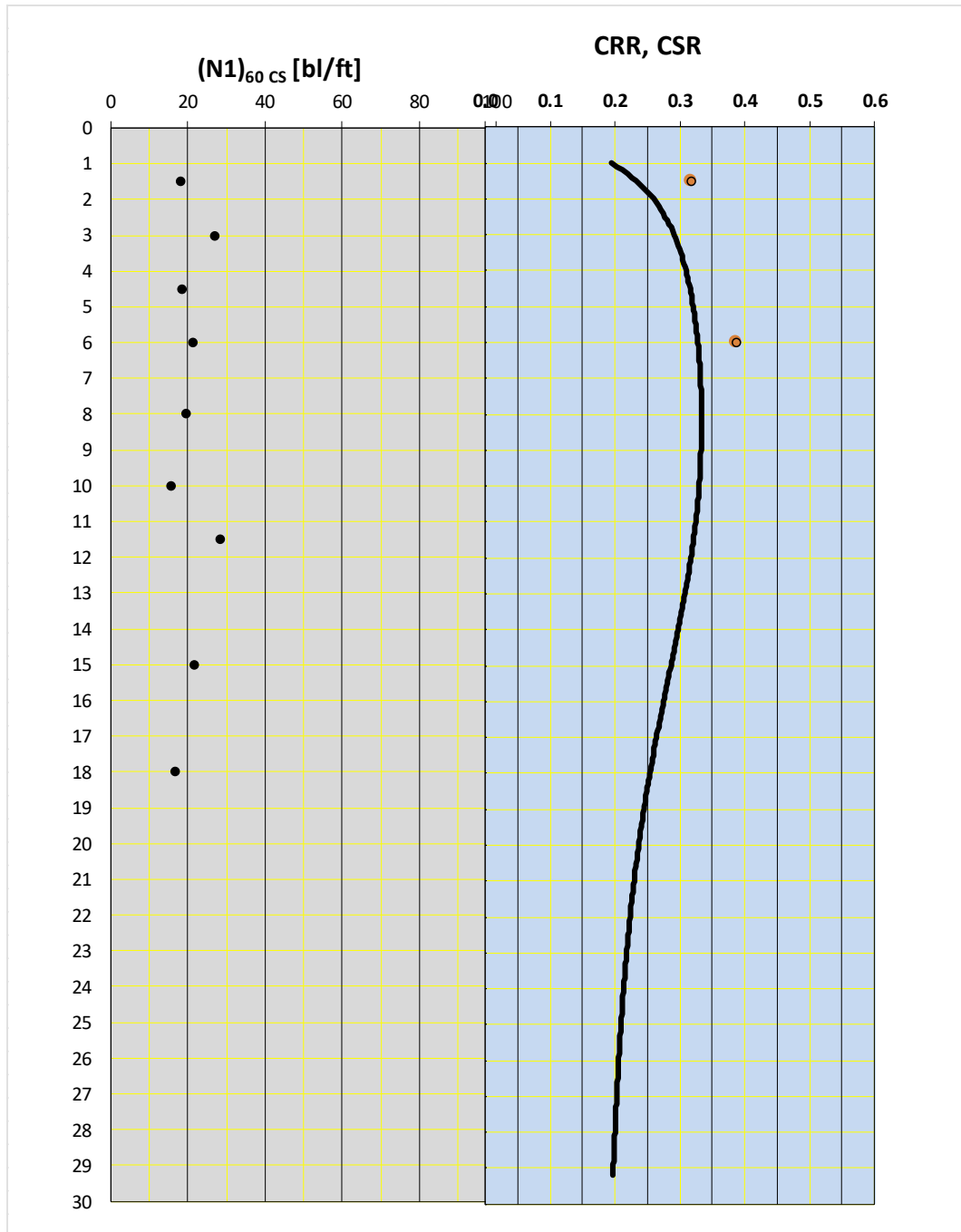
Sondaggio	Indice di potenziale di liquefazione LPI	Pericolosità di liquefazione	Tratta	Categoria di sottosuolo	Figura
IP1	1	Bassa	B-rotatoria	C	Appendice 2 - Figura 1
IP2	1.6	Bassa	B	C	Appendice 2 - Figura 2
IP3	1	Bassa	B-Ponte Reno	C	Appendice 2 - Figura 3
IP4	4.5	Moderata	B-Ponte Reno	C	Appendice 2 - Figura 4
IP5	1	Bassa	B-Ponte Reno	C	Appendice 2 - Figura 5
IP6	2.4	Moderata	B-Ponte Reno	C	Appendice 2 - Figura 6
IP7	1	Bassa	D1	D	Appendice 2 - Figura 7
IP8	1.3	Bassa	D1	D	Appendice 2 - Figura 8
IP-S1	10.4	Alta	A	C	Appendice 2 - Figura 9
IP-S2	1	Bassa	A	C	Appendice 2 - Figura 10
IP-S3	1	Bassa	A	C	Appendice 2 - Figura 11
IP-S4	1	Bassa	A	C	Appendice 2 - Figura 12
IP-S5	1	Bassa	A	C	Appendice 2 - Figura 13
IP-S6	2.9	Moderata	B	C	Appendice 2 - Figura 14
IP-S7	1	Bassa	C	C	Appendice 2 - Figura 15
IP-S8	1	Bassa	C	C	Appendice 2 - Figura 16
IP-S9	1	Bassa	C	C	Appendice 2 - Figura 17



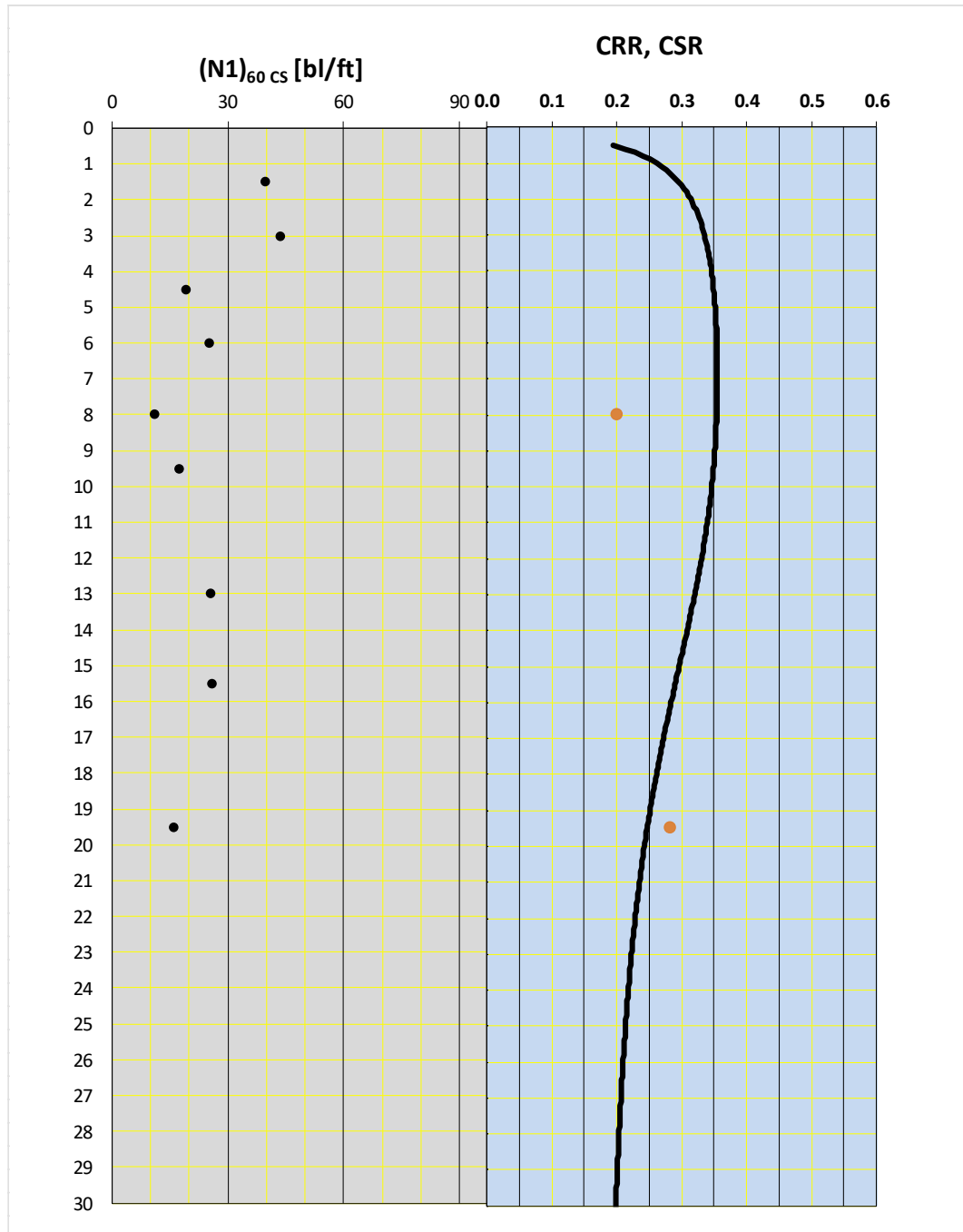
Appendice 2 - Figura 1 – IP1



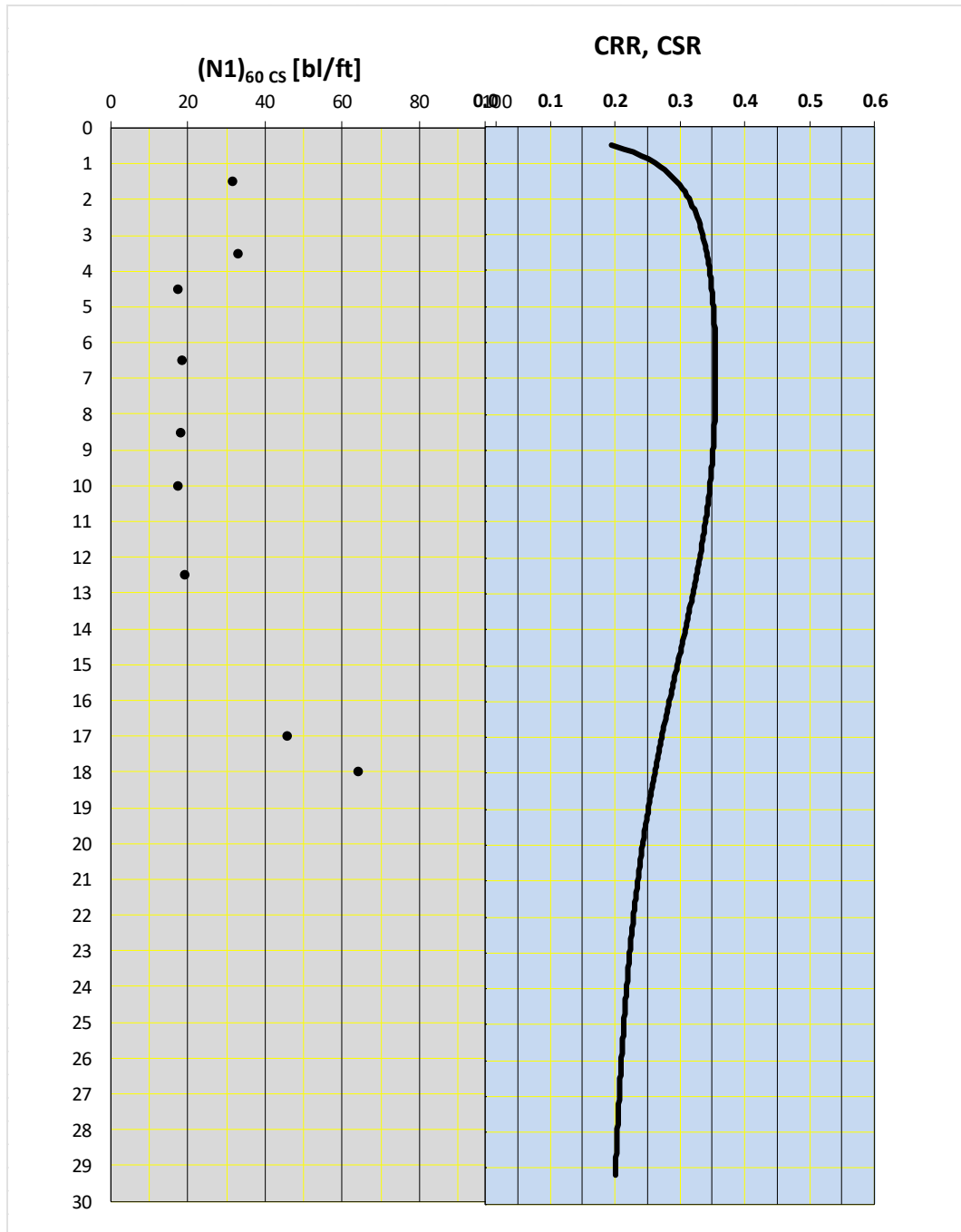
Appendice 2 - Figura 2 - IP2



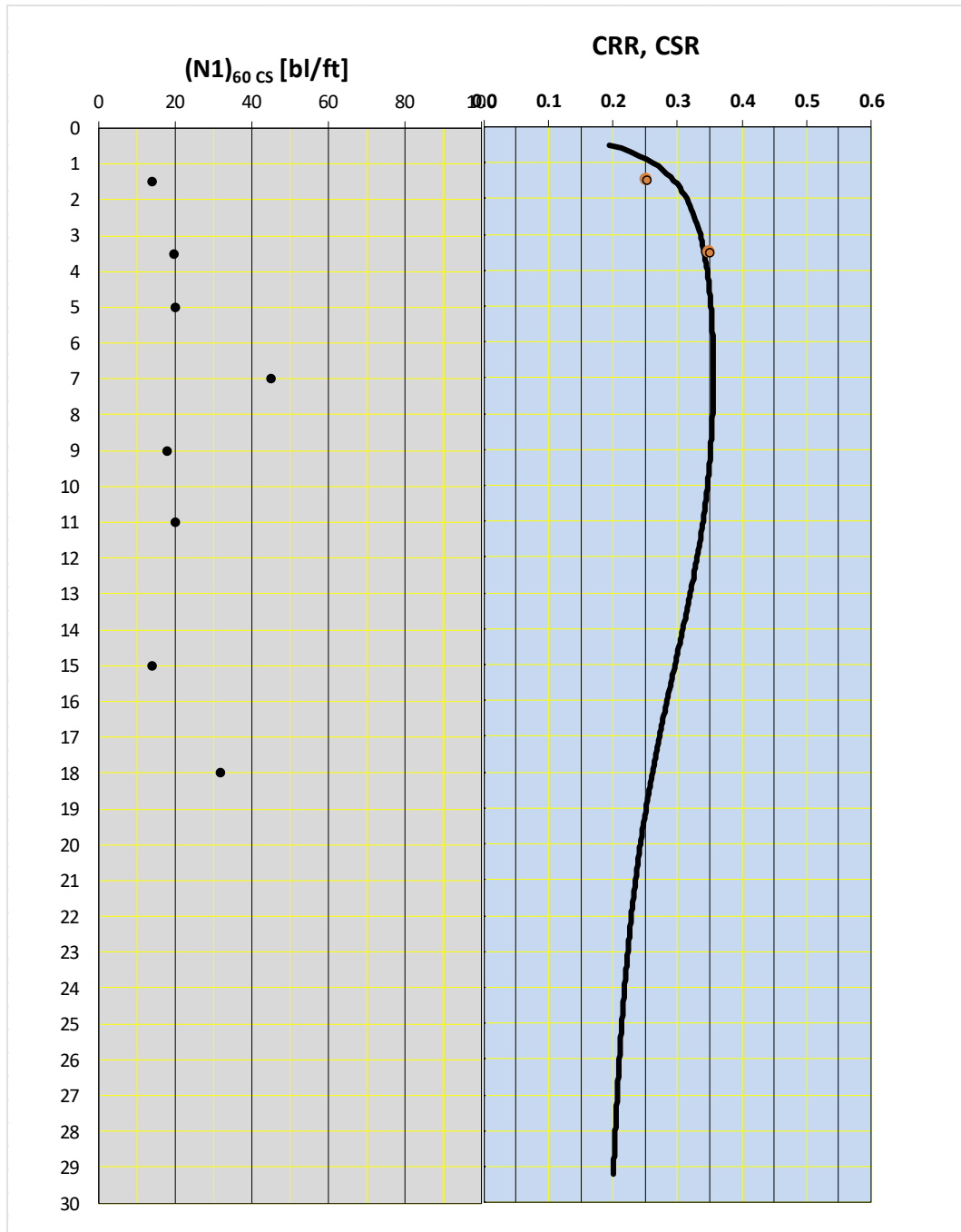
Appendice 2 - Figura 3 – IP3

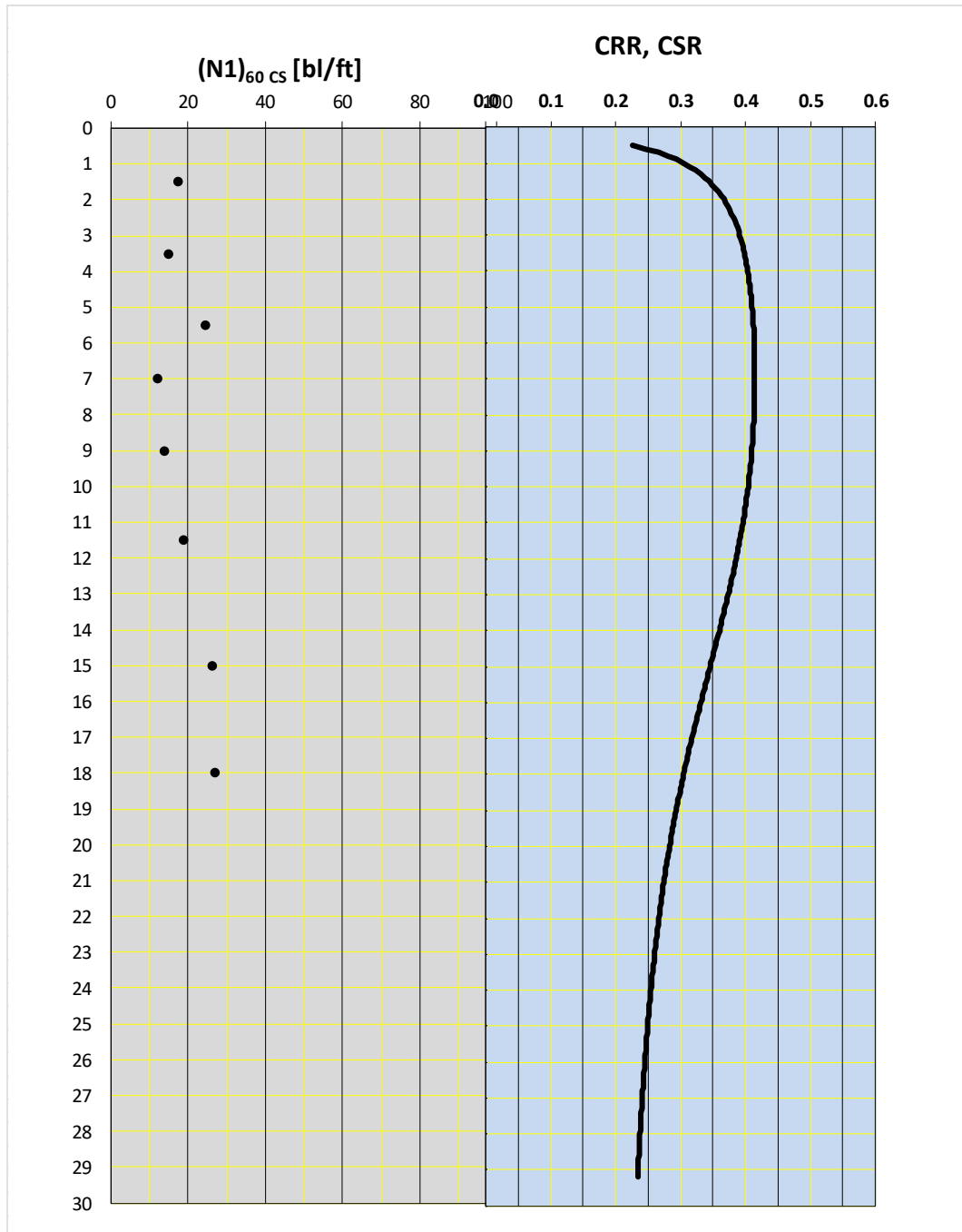


Appendice 2 - Figura 4 - IP4

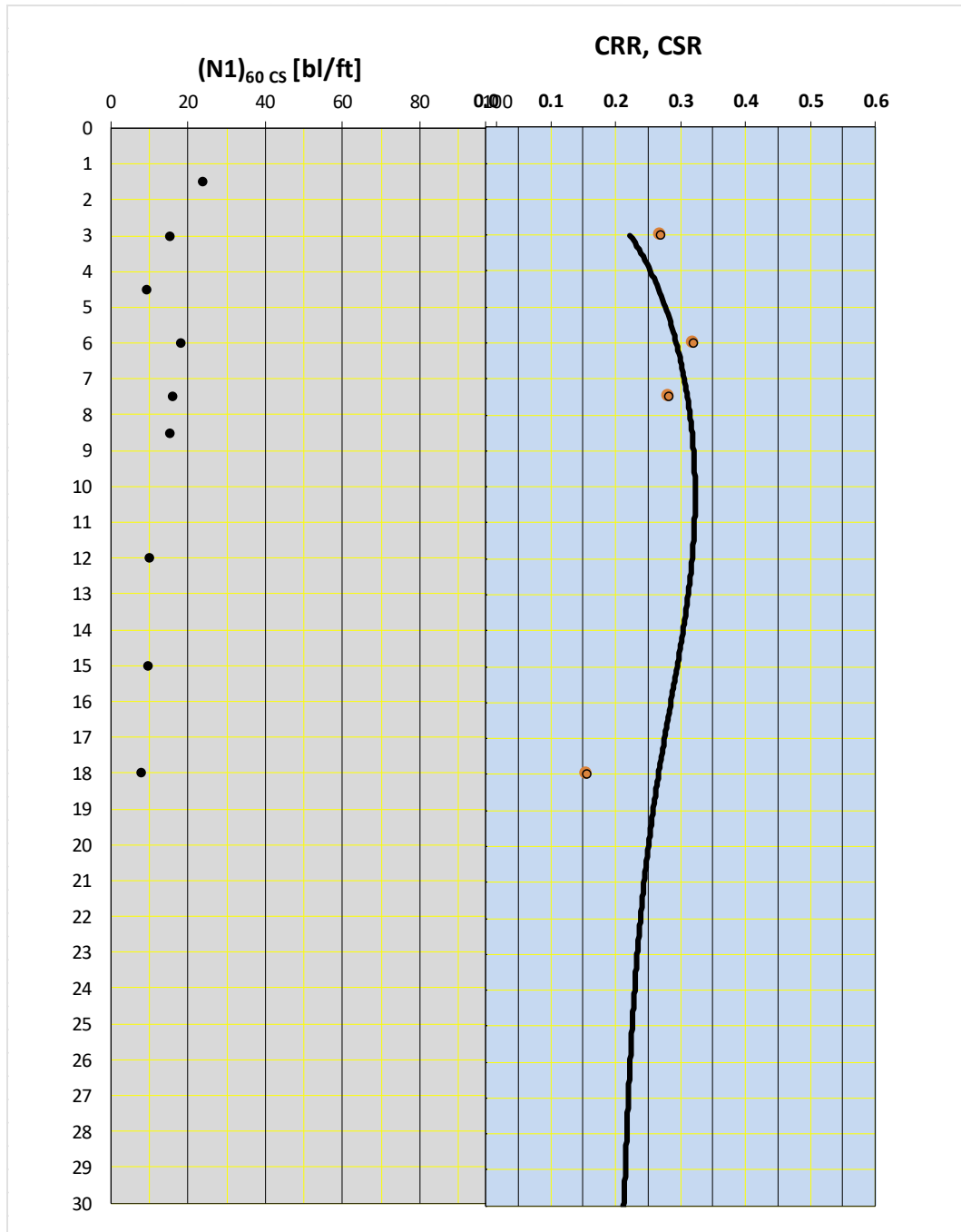


Appendice 2 - Figura 5 - IP5





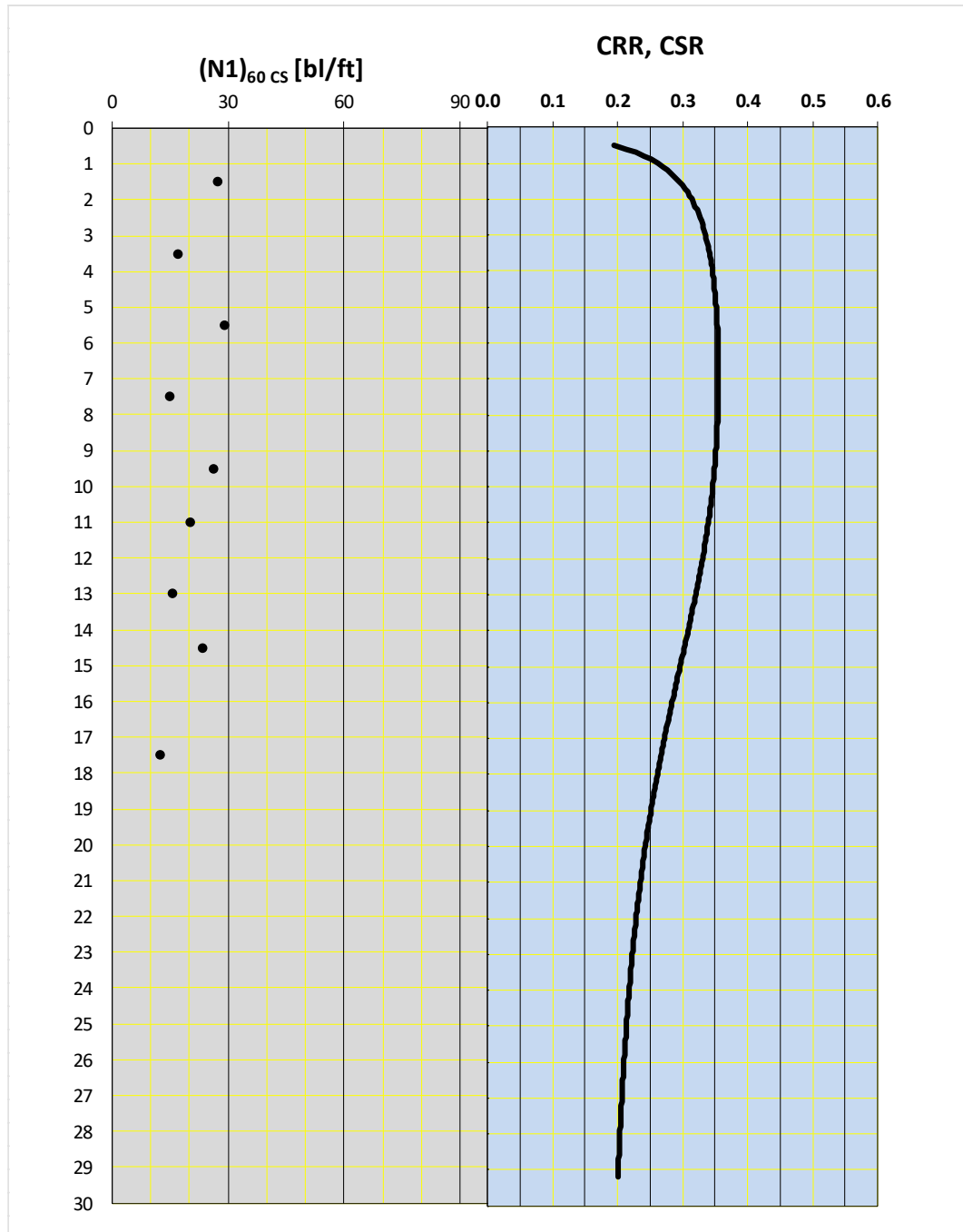
Appendice 2 - Figura 7 - IP7



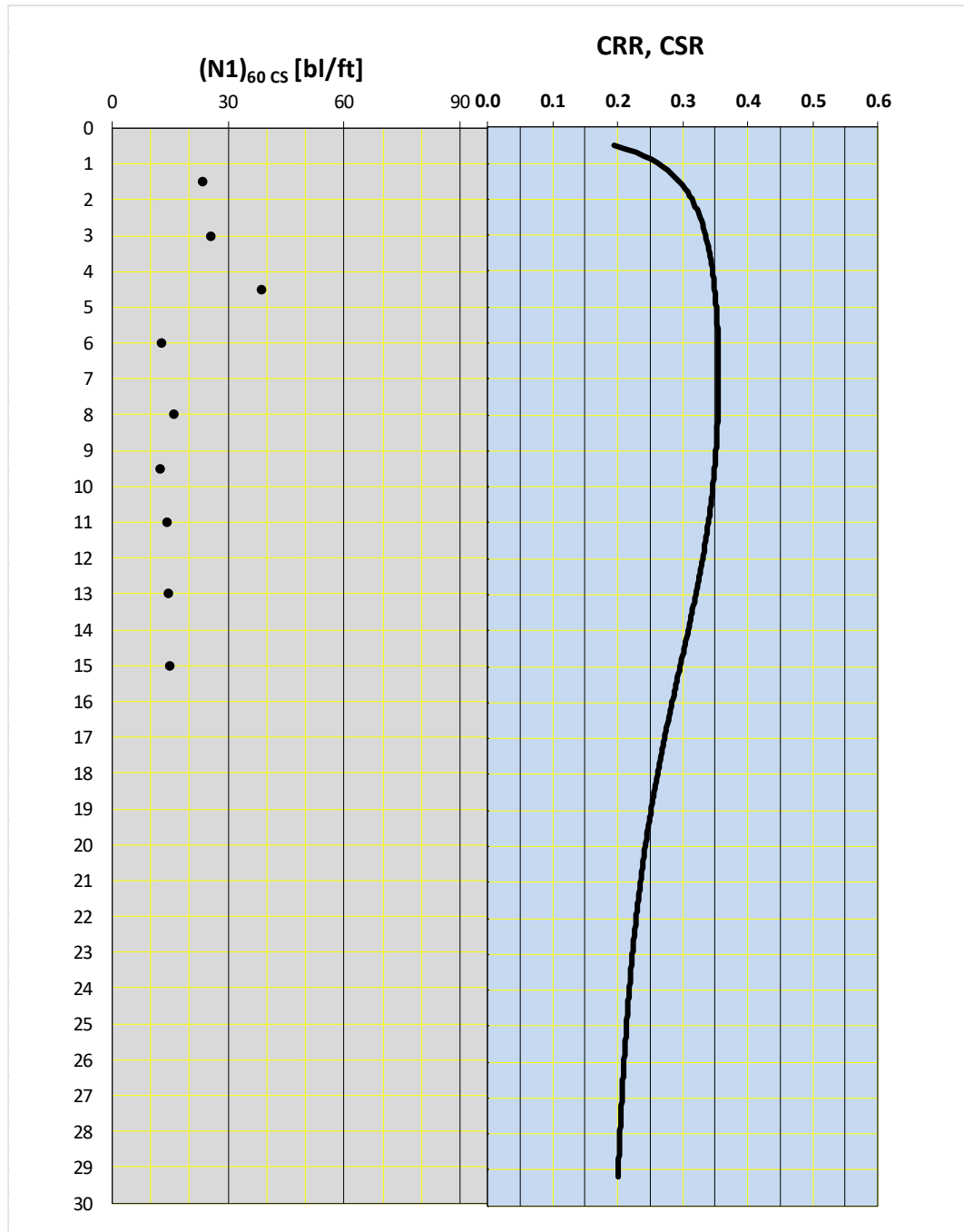
Appendice 2 - Figura 8 – IP8



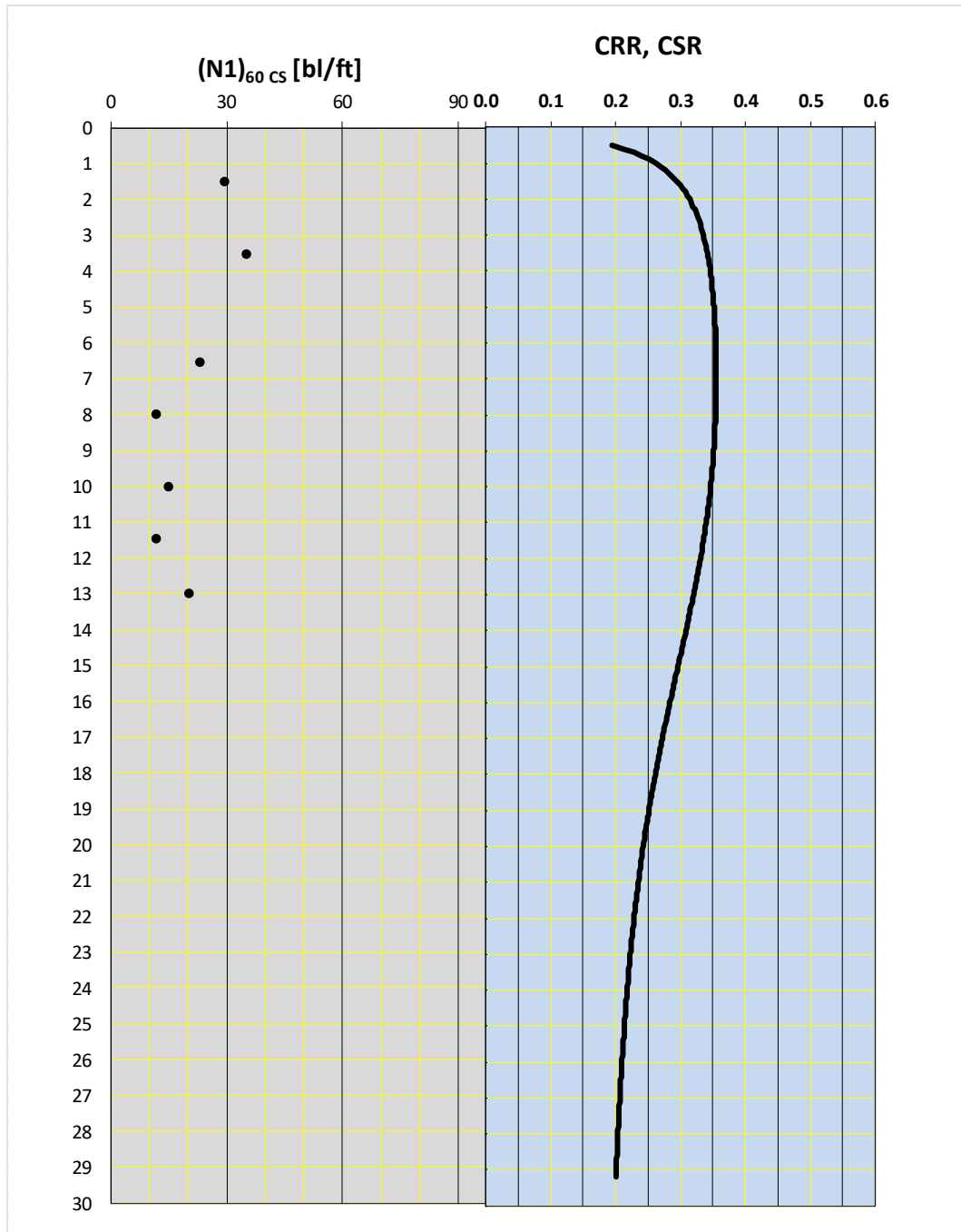
Appendice 2 - Figura 9 – IP-S1



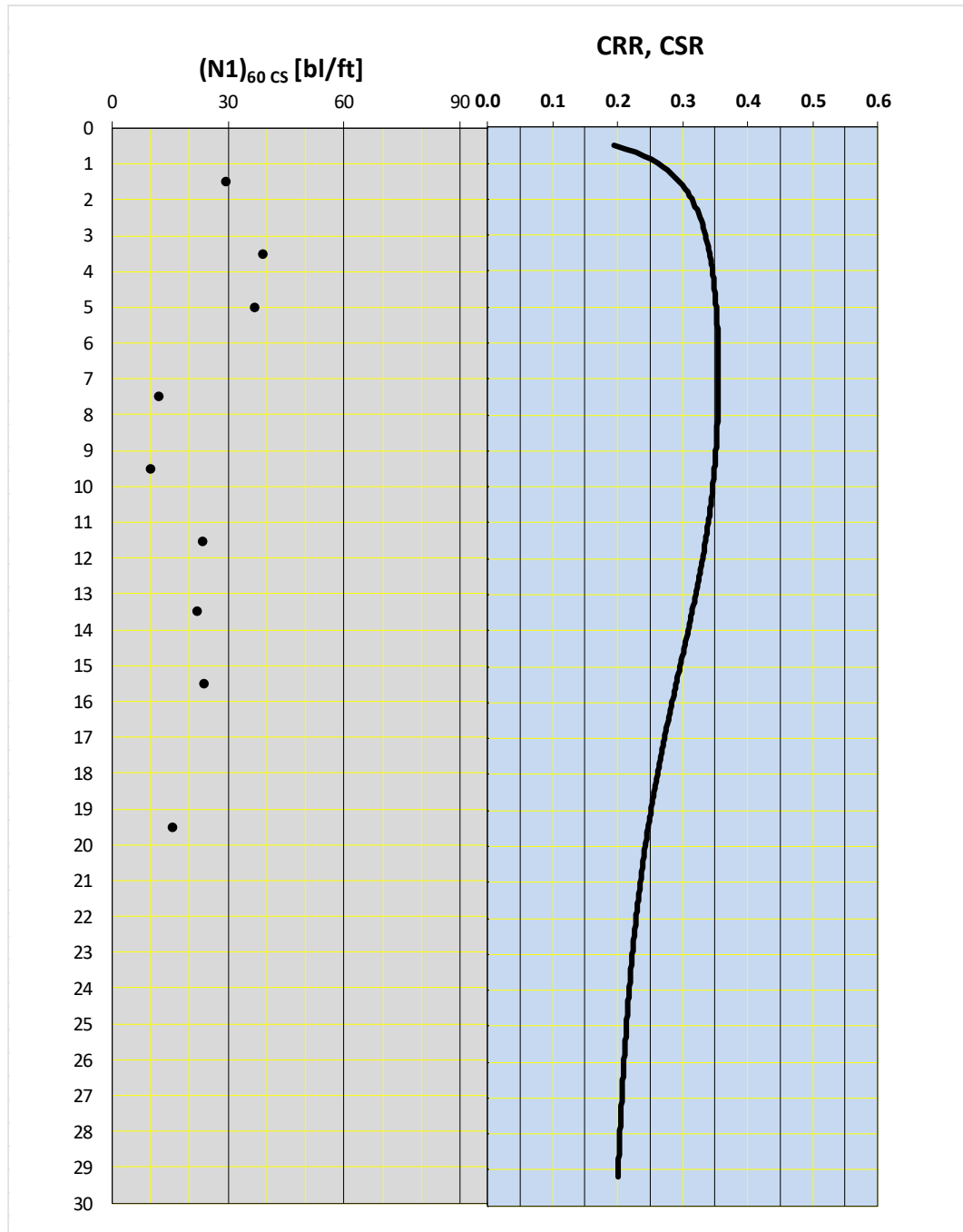
Appendice 2 - Figura 10 – IP-S2



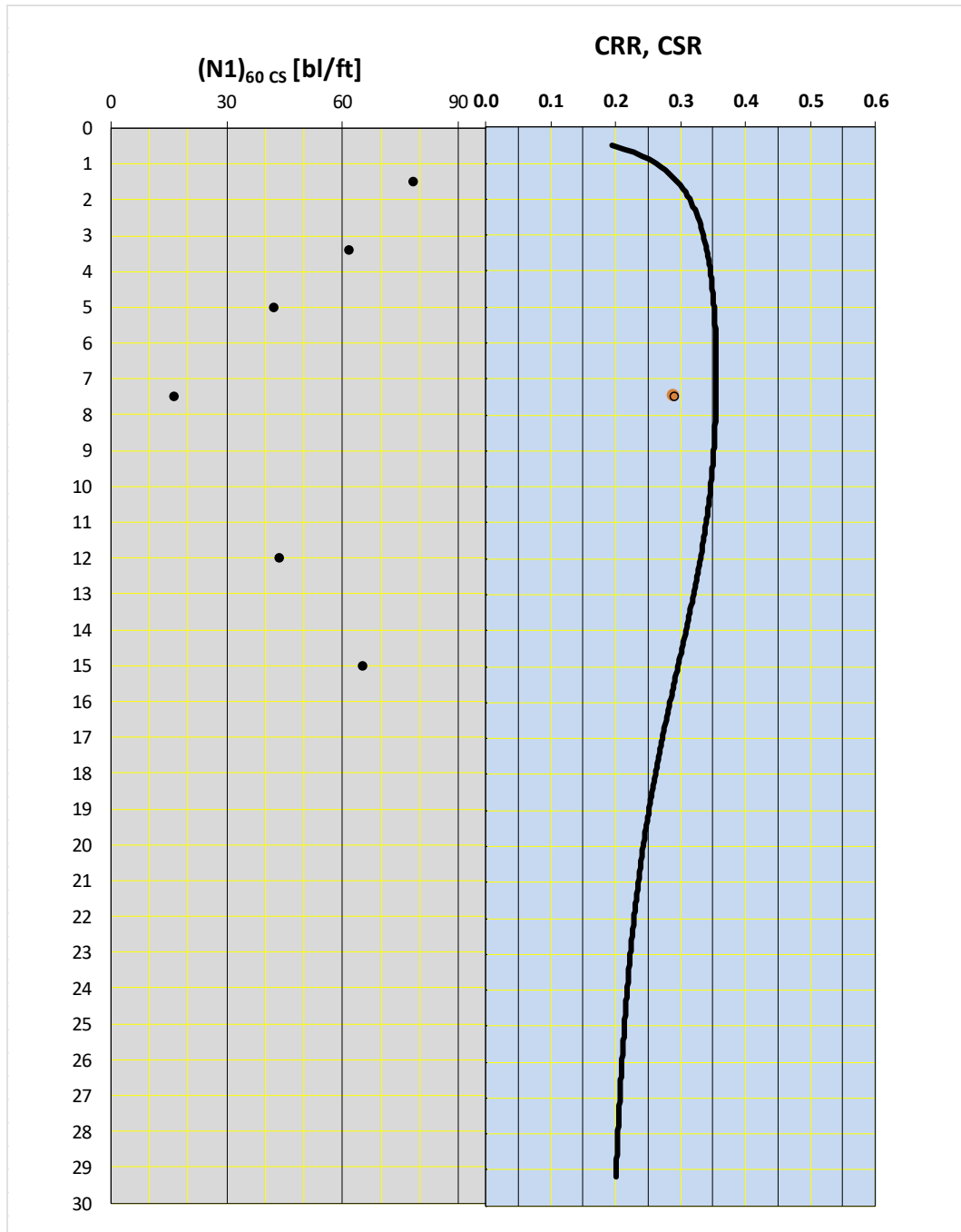
Appendice 2 - Figura 11 – IP-S3



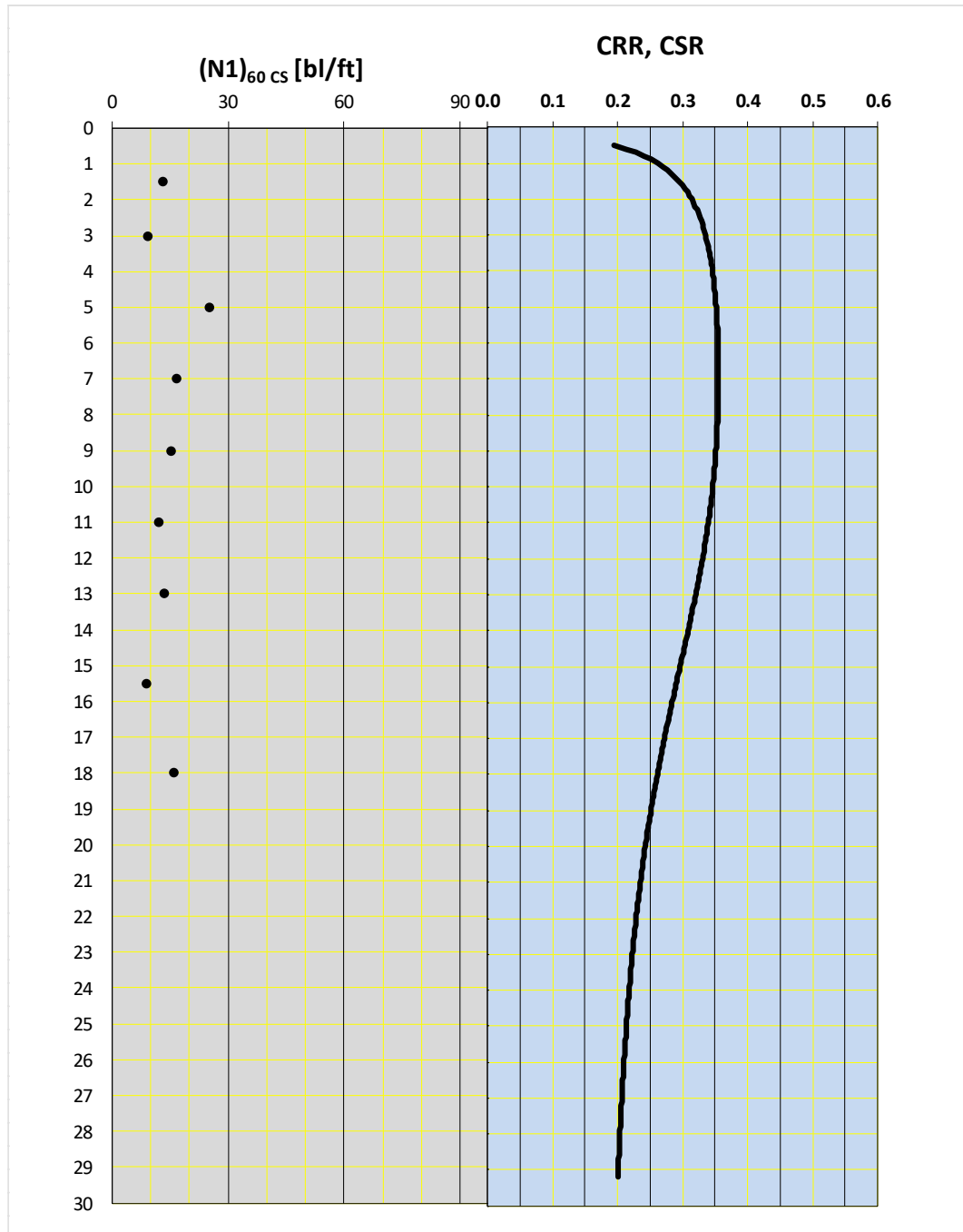
Appendice 2 - Figura 12 – IP-S4



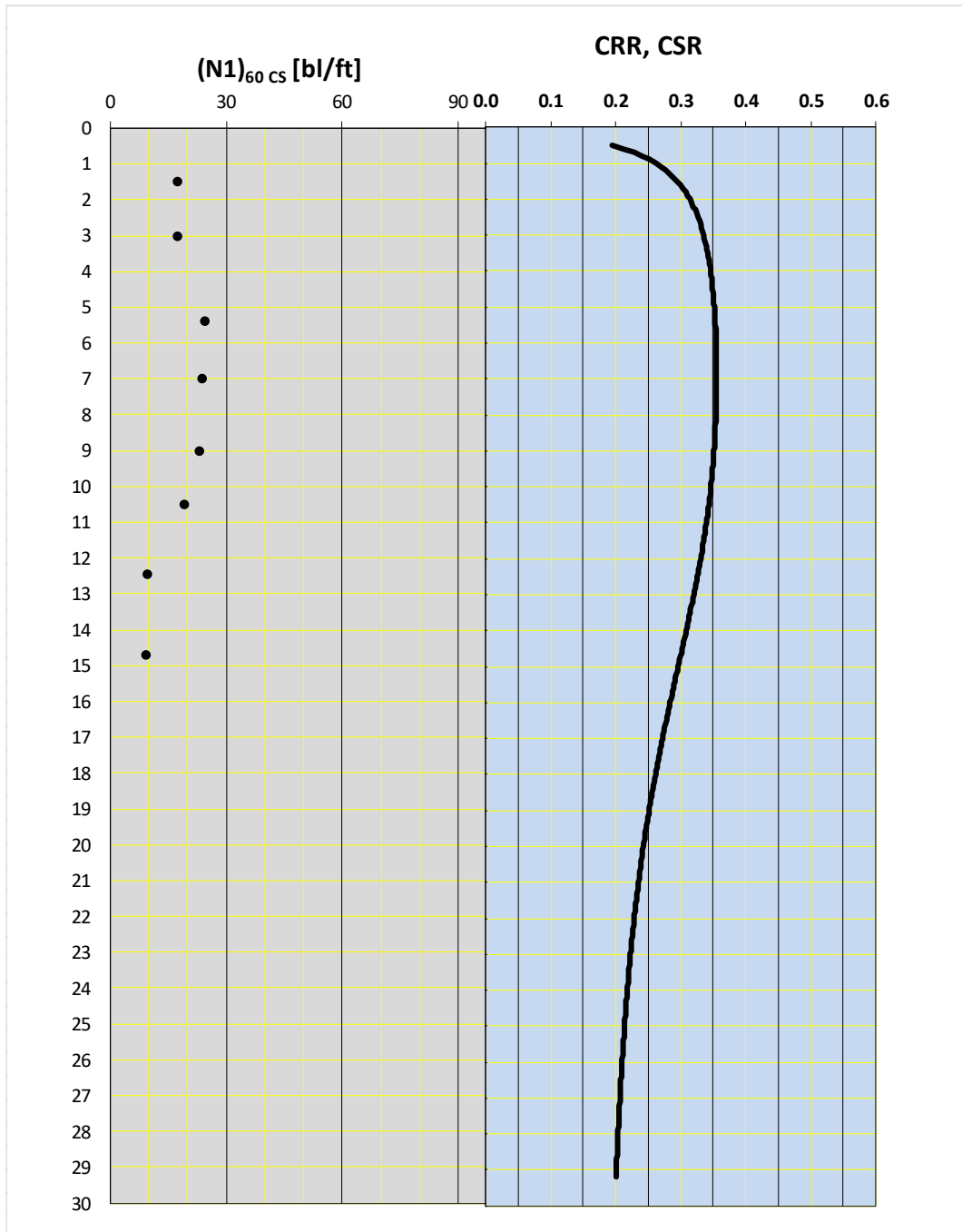
Appendice 2 - Figura 13 – IP-S5



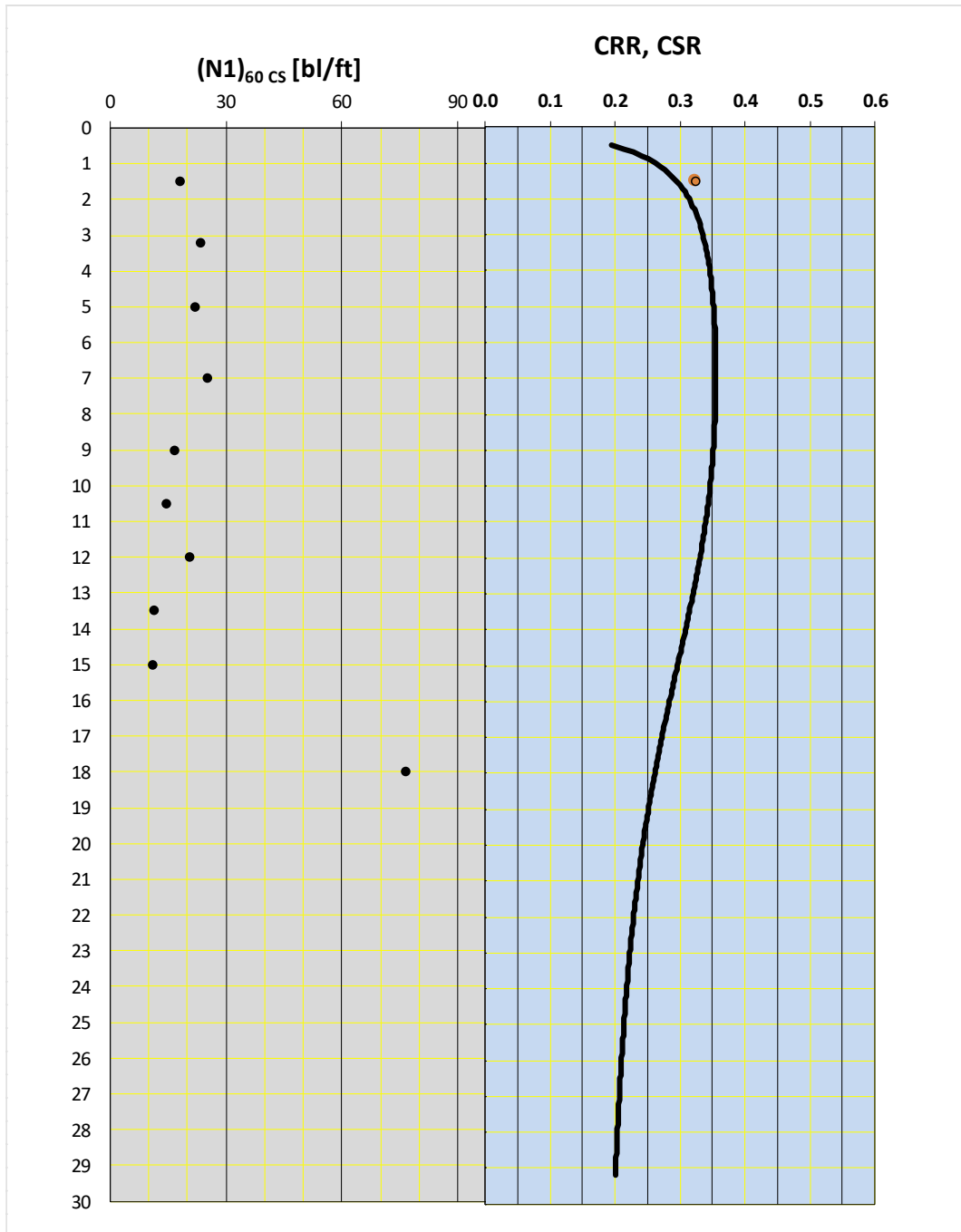
Appendice 2 - Figura 14 – IP-S6



Appendice 2 - Figura 15 – IP-S7



Appendice 2 - Figura 16 – IP-S8



Appendice 2 - Figura 17 – IP-S9