

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) –
Palazzo del Pero – Completamento

PROGETTO DEFINITIVO

FI 509

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri n. A3511 Provincia di Roma n. A3511 <i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 <i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A <i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>coopprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

STUDI ED INDAGINI
Geotecnica
Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG ANNO	T00GEO0GETRE01_A		
DPAN259	D 21	CODICE ELAB. T00GEO0GETRE01	A	1:2.000/1:200
D				
C				
B				
A	Emissione	Maggio '22	Colleselli	Signorelli Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1. NOTA

LA STRADA DI COLLEGAMENTO S.R.73 -RACCORDO A1 AREZZO-BATTIFOLLE
NON È OGGETTO DELLA PRESENTE VERIFICA DI OTTEMPERANZA

LA STRADA DI COLLEGAMENTO E 78 - S.R. 71 NON È OGGETTO DELLA PRESENTE
VERIFICA DI OTTEMPERANZA

PROGETTAZIONE ATI:

INDICE

1. <u>PREMESSA</u>	7
2. <u>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</u>	8
2.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	8
2.2. ELABORATI DI PROGETTO.....	9
2.3. BIBLIOGRAFIA.....	11
3. <u>SIMBOLOGIA</u>	12
4. <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO</u>	13
5. <u>CAMPAGNE DI INDAGINE ESEGUITE</u>	15
5.1. CAMPAGNA DI INDAGINE 1994 – TRATTO “SAN ZENO-PALAZZO DEL PERO”, SUB TRATTO “SAN ZENO-AREZZO”	15
5.2. CAMPAGNA DI INDAGINE 1999-2000 – TRATTO “SAN ZENO - PALAZZO DEL PERO”, SUB TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”	16
5.3. CAMPAGNA DI INDAGINE 2006 – STRADA DI COLLEGAMENTO S.R. 73- RACCORDO A1 AREZZO-BATTIFOLLE”	17
5.4. CAMPAGNA DI INDAGINE 2008 – TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”	18
5.5. CAMPAGNA DI INDAGINE 2021 – TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”	19
6. <u>PROVE IN SITO</u>	21
6.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)	21
6.2. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA.....	22
6.3. PROVE DI CARICO SU PIASTRA.....	25
6.4. INDAGINI SIMICHE	27
6.4.1. <i>Prove sismiche in foro (Down Hole)</i>	27
6.4.2. <i>Prospezioni simiche a rifrazione</i>	28
6.4.3. <i>MASW</i>	29
6.5. PROVE DI LABORATORIO	30
7. <u>CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI</u>	31
7.1. PROPRIETÀ FISICHE	31
7.1.1. <i>Identificazione dei terreni</i>	31
7.1.2. <i>Parametri fisici</i>	31
7.1.3. <i>Densità relativa</i>	31
7.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO.....	32
7.2.1. <i>Terreni coesivi</i>	32

7.2.2.	<i>Terreni incoerenti</i>	33
7.3.	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	33
7.3.1.	<i>Moduli alle piccole deformazioni</i>	33
7.3.2.	<i>Moduli operativi</i>	34
7.4.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEL SUBSTRATO ROCCIOSO.....	37
7.4.1.	<i>Classificazione della qualità dell'ammasso roccioso</i>	37
7.4.2.	<i>Parametri di resistenza a rottura e di deformabilità</i>	38
8.	<u>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</u>	44
9.	<u>CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE – STRADA DI COLLEGAMENTO</u>	
	<u>SR73 – RACCORDO A1 AREZZO – BATTIFOLLE</u>	45
9.1.	UNITÀ GEOTECNICA A (FL).....	46
9.1.1.	<i>N_{SPT}</i>	46
9.1.2.	<i>Granulometria</i>	46
9.1.3.	<i>Peso di volume del terreno</i>	47
9.1.4.	<i>Limiti di Atterberg</i>	47
9.1.5.	<i>Indice dei vuoti</i>	47
9.1.6.	<i>Resistenza al taglio in cond. drenate</i>	47
9.1.7.	<i>Coesione non drenata</i>	47
9.1.8.	<i>Velocità delle onde di taglio e Modulo di taglio alle piccole deformazioni G₀</i>	49
9.1.9.	<i>Grado di sovraconsolidazione</i>	49
9.1.10.	<i>Indice di compressione</i>	49
9.1.11.	<i>Indice di ricomprensione</i>	49
9.1.12.	<i>Coefficiente di compressione secondario</i>	49
9.1.13.	<i>Coefficiente di consolidazione c_v</i>	49
9.1.14.	<i>Modulo confinato M per fondazioni dirette</i>	49
9.2.	UNITÀ GEOTECNICA L (FL, AT).....	50
9.2.1.	<i>N_{SPT}</i>	51
9.2.2.	<i>Granulometria</i>	52
9.2.3.	<i>Peso di volume del terreno</i>	53
9.2.4.	<i>Diagramma di plasticità di Casagrande</i>	54
9.2.5.	<i>Limite di liquidità</i>	55
9.2.6.	<i>Indice di plasticità</i>	56
9.2.7.	<i>Indice dei vuoti</i>	57
9.2.8.	<i>Resistenza al taglio in condizioni drenate</i>	58

9.2.9.	<i>Coesione non drenata</i>	60
9.2.10.	<i>Velocità delle onde di taglio e Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0</i>	61
9.2.11.	<i>Grado di sovraconsolidazione</i>	62
9.2.12.	<i>Indice di compressione</i>	63
9.2.13.	<i>Indice di ricomprensione</i>	64
9.2.14.	<i>Coefficiente di compressione secondario</i>	65
9.2.15.	<i>Coefficiente di consolidazione c_v</i>	66
9.2.16.	<i>Modulo confinato M per fondazioni dirette</i>	67
9.3.	UNITÀ GEOTECNICA S (FL, AT)	68
9.3.1.	<i>N_{SPT}</i>	69
9.3.2.	<i>Granulometria</i>	70
9.3.1.	<i>Densità relativa</i>	71
9.3.2.	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	72
9.3.3.	<i>Velocità delle onde di taglio</i>	73
9.3.4.	<i>Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0</i>	74
9.3.5.	<i>Modulo elastico di Young</i>	75
9.4.	UNITÀ GEOTECNICA G (FL)	77
9.4.1.	<i>N_{SPT}</i>	78
9.4.2.	<i>Granulometria</i>	79
9.4.3.	<i>Densità relativa</i>	80
9.4.4.	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	81
9.4.5.	<i>Velocità delle onde di taglio</i>	82
9.4.6.	<i>Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0</i>	83
9.4.7.	<i>Modulo elastico di Young</i>	84
9.5.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – STRADA DI COLLEGAMENTO SR73 – RACCORDO A1 AREZZO - BATTIFOLLE	86
10.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE – ASSE PRINCIPALE	88
10.1.	UNITÀ GEOTECNICA A (FL)	89
10.2.	UNITÀ GEOTECNICA L (FL)	89
10.2.1.	<i>N_{SPT}</i>	91
10.2.2.	<i>Granulometria</i>	92
10.2.3.	<i>Peso di volume del terreno</i>	93
10.2.4.	<i>Diagramma di plasticità di Casagrande</i>	94
10.2.5.	<i>Limite di liquidità</i>	95

10.2.6.	<i>Indice di plasticità</i>	96
10.2.7.	<i>Indice dei vuoti</i>	97
10.2.8.	<i>Resistenza al taglio in cond. drenate</i>	98
10.2.9.	<i>Coesione non drenata</i>	100
10.2.10.	<i>Velocità delle onde di taglio e Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0</i>	101
10.2.11.	<i>Grado di sovraconsolidazione</i>	101
10.2.12.	<i>Indice di compressione</i>	103
10.2.13.	<i>Indice di ricomprensione</i>	104
10.2.14.	<i>Coefficiente di compressione secondario</i>	105
10.2.15.	<i>Coefficiente di consolidazione c_v</i>	106
10.2.16.	<i>Modulo confinato M per fondazioni dirette</i>	107
10.3.	UNITÀ GEOTECNICA LS (AT)	108
10.3.1.	<i>Numero colpi SPT</i>	109
10.3.2.	<i>Granulometria</i>	110
10.3.3.	<i>Peso di volume del terreno</i>	111
10.3.4.	<i>Diagramma di plasticità di Casagrande</i>	112
10.3.5.	<i>Limite di liquidità</i>	113
10.3.6.	<i>Indice di plasticità</i>	114
10.3.7.	<i>Indice dei vuoti</i>	115
10.3.8.	<i>Resistenza al taglio in cond. Drenate</i>	116
10.3.9.	<i>Coesione non drenata</i>	118
10.3.10.	<i>Velocità delle onde di taglio e Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0</i>	119
10.3.11.	<i>Grado di sovraconsolidazione</i>	119
10.3.12.	<i>Indice di compressione</i>	120
10.3.13.	<i>Indice di ricomprensione</i>	121
10.3.14.	<i>Coefficiente di compressione secondario</i>	122
10.3.15.	<i>Coefficiente di consolidazione c_v</i>	123
10.3.16.	<i>Modulo confinato M per fondazioni dirette</i>	124
10.4.	UNITÀ GEOTECNICA S (FL)	125
10.4.1.	<i>N_{SPT}</i>	126
10.4.2.	<i>Granulometria</i>	127
10.4.3.	<i>Densità relativa</i>	128
10.4.4.	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	129
10.4.5.	<i>Velocità delle onde di taglio</i>	130

10.4.6.	Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0	131
10.4.7.	Modulo elastico di Young.....	132
10.5.	UNITÀ GEOTECNICA R.....	134
10.5.1.	Granulometria.....	135
10.5.2.	Angolo di resistenza al taglio.....	136
10.5.3.	Velocità delle onde di taglio e Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0	137
10.5.4.	Modulo elastico di Young.....	137
10.6.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – ASSE PRINCIPALE.....	138
11.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE – STRADA DI COLLEGAMENTO	
E79-SR71	140
11.1.	UNITÀ GEOTECNICA L (FL,CA).....	141
11.1.1.	N_{SPT}	142
11.1.2.	Granulometria.....	143
11.1.3.	Peso di volume del terreno.....	144
11.1.4.	Diagramma di plasticità di Casagrande.....	145
11.1.5.	Limite di liquidità.....	146
11.1.6.	Indice di plasticità.....	147
11.1.7.	Indice dei vuoti.....	148
11.1.8.	Resistenza al taglio in condizioni drenate.....	149
11.1.9.	Coesione non drenata.....	151
11.1.10.	Grado di sovraconsolidazione.....	152
11.1.11.	Indice di compressione.....	153
11.1.12.	Indice di ricomprensione.....	154
11.1.13.	Coefficiente di compressione secondario.....	155
11.1.14.	Coefficiente di consolidazione c_v	155
11.1.15.	Modulo confinato M per fondazioni dirette.....	156
11.2.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – STRADA DI COLLEGAMENTO E79-SR71	
	157
12.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEL SUBSTRATO.....	158
13.	FALDA DI PROGETTO.....	161
14.	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE.....	162
14.1.	LIQUEFAZIONE.....	162
14.1.1.	Curve granulometriche.....	164
14.1.2.	Metodo di Idriss e Boulanger (2004) - prove SPT.....	166

14.2. RILEVATI	176
14.2.1. Geometria rilevati.....	176
14.2.2. Materiali rilevati.....	177
14.2.3. Fasi costruttive.....	178
14.2.4. Piano di posa dei rilevati.....	178
14.2.5. Stratigrafia di progetto	183
14.2.6. Cedimenti.....	184
14.2.7. Verifiche di stabilità.....	196
14.3. SCAVI PROVVISORIALI	209
14.3.1. Scavi provvisoriali	209
14.4. OPERE D'ARTE MAGGIORI.....	209
14.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DELLE FRANE	209
15. ALLEGATI.....	210
15.1. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	210

1. PREMESSA

La presente relazione ha come finalità la relazione geotecnica delle aree interessate dal Progetto Definitivo Tratto Nodo Di Arezzo – Selci – Lama (E45) – Palazzo Del Pero – Completamento (FI509), comprese le fasce attraversate rispettivamente dalla “Strada di collegamento E78-S.R. 71” e dalla “Strada di collegamento S.R. 73-Raccordo A1 Arezzo-Battifolle”.

Il lavoro è stato svolto in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, ed ai sensi della legge sui lavori pubblici D.lgs. n. 50/2016 e del regolamento D.P.R. 207/2010 considerando il livello progettuale di progetto definitivo.

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [1] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;
- [3] EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical Design;
- [4] EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance;
- [5] AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana;
- [6] AGI (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- [7] AGI (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”;
- [8] ASG (2016). Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica;
- [9] ASTM International - ASTM D1586/ D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils;
- [10] ASTM International - ASTM D4633-16, Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers;
- [11] UNI EN ISO 22476-3:2021, Indagini e prove geotecniche - Prove in sito - Parte 3: Prova penetrometrica dinamica tipo SPT (Standard Penetration Test);
- [12] UNI 11531-1:2014, Costruzione e manutenzione delle opere civili delle Infrastrutture, Criteri per l’impiego dei materiali, Parte I: Terre e miscele di aggregati non legati, Aprile 2014;

2.2. ELABORATI DI PROGETTO

- [1] T00GE01GEORE01_B, Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica
- [2] T00GE01GEORE02_A, Rilievi geomeccanici
- [3] T00GE01GEOCG01-03_B, Carta geologica - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 7
- [4] T00GE01GEOCG04-06_B, Carta geologica - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 7
- [5] T00GE01GEOCG07_B, Carta geologica-Strada di collegamento E78-S.R.71 - Tav. 7 di 7
- [6] T00GE01GEOCG08-10_A, Carta geomorfologica - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 7
- [7] T00GE01GEOCG11-13_A, Carta geomorfologica - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 7
- [8] T00GE01GEOCG14_A Carta geomorfologica - Strada di collegamento E78-S.R.71 - Tav. 7 di 7
- [9] T00GE01GEOCI01-03_B, Carta idrogeologica - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 7
- [10] T00GE01GEOCI04-06_B, Carta idrogeologica - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 7
- [11] T00GE01GEOCI07_B, Carta idrogeologica-Strada di collegamento E78-S.R.71-Tav.7 di 7
- [12] T00GE01GEOFG01-03_B, Profilo geologico - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 7
- [13] T00GE01GEOFG04-06_B Profilo geologico - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 7
- [14] T00GE01GEOFG07_B, Profilo geologico - Strada di collegamento E78-S.R.71- Tav. 7 di 7
- [15] T00GE01GEOSG01-02_B, Sezioni geologiche
- [16] T00GE00GEORE01_A, Risultati campagna indagini pregresse - Relazione sulle indagini geognostiche 1994-1999,2000
- [17] T00GE00GEORE02_A, Risultati campagna indagini pregresse - Certificati prove di laboratorio geotecnico 1994-1999,2000
- [18] T00GE00GEORE03_A, Risultati campagna indagini pregresse - Relazione sulle indagini geognostiche 2008
- [19] T00GE00GEORE04_A, Risultati campagna indagini pregresse - Certificati prove di laboratorio geotecnico 2008
- [20] T00GE00GEORE05_A, Risultati campagna indagini pregresse - Relazione sulle indagini geognostiche 2006 - Raccordo Arezzo - Battifolle
- [21] T00GE00GEORE06_A, Risultati campagna indagini pregresse - Certificati prove di laboratorio geotecnico 2006 - Raccordo Arezzo - Battifolle
- [22] T00GE00GEORE07_A, Documentazione indagini geognostiche - Sondaggi geognostici e prove in sito
- [23] T00GE00GEORE08_A, Documentazione indagini geognostiche - Saggi di scavo e prove di carico su piastra
- [24] T00GE00GEORE09_A, Documentazione indagini geognostiche - Analisi e prove di laboratorio geotecnico
- [25] T00GE00GEORE10_A, Documentazione indagini geognostiche - Campagna geofisica

- [26] T00GE00GEOPU01-03_C, Planimetria ubicazione indagini geognostiche - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 7
- [27] T00GE00GEOPU04-06_C, Planimetria ubicazione indagini geognostiche - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 7
- [28] T00GE00GEOPU07_C, Planimetria ubicazione indagini geognostiche - Strada di collegamento E78-S.R.71 - Tav. 7 di 7
- [29] T00GE00GETRE02_A, Relazione geotecnica - Allegati
- [30] T00GE00GETRE03_A, Piano di monitoraggio strutturale e geotecnico
- [31] T00GE00GETFG01-03_A, Profilo geotecnico - Asse principale - Tav. 1,2,3 di 8
- [32] T00GE00GETFG04-06_A Profilo geotecnico - Strada di collegamento S.R.73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle - Tav. 4,5,6 di 8
- [33] T00GE00GETFG07_A, Profilo geotecnico - Strada di collegamento E78-S.R.71 - Tav. 7 di 8
- [34] T00GE01GETRE01_B, Relazione sismica
- [35] T00GE01GETCS01-07_B, Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 1-7 di 7

2.3. BIBLIOGRAFIA

- [36] Bieniawski Z. T., Engineering Rock Mass Classifications, Wiley-Interscience Publication, 1989
- [37] Bishop, A.W. (1955). "The use of the slip circle in the analysis of slopes", Geotechnique, vol. 5, pp.7-17
- [38] Boussinesq, M.J. (1885). Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Gautier Villars, Paris
- [39] Colombo P, Colleselli F., (2004) Elementi di Geotecnica, Terza edizione, Ed. Zanichelli;
- [40] Deree D. U., (1963) Technical Description of Rock Cores for Engineering Purpose, Felsmechanik und Ingenieurgeologie/Rock Mechanics and Engineering Geology, Journal of the International Society of Rock Mechanics, Vol. I, No. 1, p. 16. 1963.
- [41] Hoek E., Brown E. T., Practical Estimates of Rock Mas Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34, 1998
- [42] Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B., (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
- [43] Liao S., Withman R.V. (1985). Overburden Correction Factors for SPT in Sand. J. of Geotechnical Eng., Vol. 112, n° 3;
- [44] NAVFAC DM 7.1, 1982 Edition, May 1982 - SOIL MECHANICS;
- [45] Palmstom A., 1995, A rock mass characterization system for rock engineering purposes. J. of Rock Mech. & Tunnelling Tech, Vol. I No 2, 1-40.
- [46] Priest S.D., Hudson J.A. (1981), Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline survayes; Volume 18, Issue 3, Pages 183-197;
- [47] Schnaid F., Lehane B.M., Fahey M. (2004) "In situ test characterisation of unusual geomaterials" Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto 1:49-74;
- [48] Shioi Y., Fukuni J. (1982). Application of the N-value to design of foundation in Japan. Proceedings of the second European symposium on penetration testing, Amsterdam;
- [49] Skempton A.W. (1986) "Standard penetration procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n. 3;
- [50] Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York;
- [51] Yoshida Y., Motonori I. (1988) "Empyrical formulae of SPT Blow-counts for gravely soils" Proc. ISOPT I, Orlando FLA;

3. SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito l'elenco dei simboli dei parametri geotecnici utilizzati nella presente relazione:

ρ	densità del terreno;
γ / γ'	peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
w_n	contenuto d'acqua naturale
w_L	limite di liquidità
w_P	limite di plasticità
IP	indice di plasticità
D_r	densità relativa
ϕ'	valore dell'angolo di resistenza al taglio efficace (f di picco)
ϕ'_k	valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace (f di picco)
ϕ'_R	valore dell'angolo di attrito residuo
c'	valore della coesione in condizioni drenate efficace
c'_k	valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace
c_u	valore della coesione in condizioni non drenate
$c_{u,k}$	valore caratteristico coesione in condizioni non drenate
σ_c	Resistenza a compressione della roccia
$G_{max} = G_0$	modulo di taglio alle piccole deformazioni
E_0	modulo di Young alle piccole deformazioni
E_{25}	modulo con riferimento ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima a taglio pari al 25-30% e una deformazione dell'ordine di 1×10^{-3})
E_m	modulo di elasticità dell'ammasso roccioso
$E_{op, fondaz dirette}$	modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione dirette)
$E_{op, fondaz profonde}$	modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione profonde – opere di sostegno)
M	modulo edometrico confinato
$M_{fondaz dirette}$	modulo edometrico operativo per fondazioni dirette
$M_{fondaz profonde}$	modulo edometrico operativo per fondazioni profonde
r	rapporto tra il modulo elastico di ricompressione e di compressione vergine
$\Delta\sigma$	intervallo tensionale relativo alla prova edometrica
OCR	grado di sovraconsolidazione
e_o	indice dei vuoti iniziale
c_c	indice di compressione
c_R	indice di ricompressione
c_v	coefficiente di consolidazione verticale
k	coefficiente di permeabilità
V_s	velocità delle onde di taglio
v	coefficiente di Poisson
z	profondità dal piano campagna

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'itinerario stradale di progetto attraversa trasversalmente, da Ovest a Est:

L'area pianeggiante della terminazione occidentale della Val di Chiana, tra le loc. Boscherino e San Zeno, una depressione originatesi nel Villafranchiano, colmata da sedimenti continentali fluviali pleistocenici coperti da sedimenti fluvio-palustri olocenici; la catena di M. Lignano appartenente alla porzione occidentale della catena Sub-Appenninica Tosco-Umbra, costituita dalla formazione torbiditica del Macigno del Chianti (Oligocene Sup. – Miocene Inf.). In realtà il tracciato di progetto in questa porzione attraversa una piccola vallecchia colmata in parte da alluvioni recenti (Olocene) ma intercetta un rilievo formato dalle Arenarie del Cervarola, la Piana di Arezzo caratterizzata come per il primo tratto da depositi alluvionali olocenici.

Le litologie presenti nell'area sono quelle elencate di seguito.

Arenarie del Cervarola (AC), formate da un'alternanza di siltiti, arenarie fini e marne argillose con locali intercalazioni di calcari marnosi e noduli di selce. È presente una coltre di alterazione rappresentata da un ammasso costituito da uno scheletro di clasti e blocchi arenacei e marnosi in matrice sabbiosa-argillosa. Il tratto sud-occidentale presenta una prevalenza di arenarie, in cui si riconoscono banchi spessi fino oltre 5 m, seguite in alto da alternanze di marne, talora calcaree, e arenarie, con rare intercalazioni argillitiche. Nel tratto centrale si registra un'alternanza di strati marnosi e strati arenacei; le marne sono frequentemente calcaree. Nel settore nord-orientale (fino al margine con la piana di Arezzo) si registra ancora un'alternanza di strati di marne frequentemente calcaree e strati arenacei: tale sequenza verso il basso passa ad arenarie prevalenti che si presentano talora in strati e banchi molto spessi come si registra presso il margine del tratto.

Marne di San Polo (MP), si incontrano soltanto a fine lotto del Tratto dell'Asse principale, al di sotto delle coperture Alluvionali, sono marne giallastre e grigie a frattura scheggiosa.

Depositi continentali fluvio-lacustri (FL), argille sabbiose con frequenti intercalazioni, generalmente di estensione limitata, di lenti o banchi di sabbie giallastre, ghiaie e cottoli silicei derivante dallo smantellamento del flysch arenaceo che ricoprono le Arenarie del Cervarola. Essi vengono intercettati nella prima metà del tratto San Zeno-Arezzo e da entrambe le strade di collegamento, la SR 73-Raccordo A1 e la E78-SR71;

Depositi alluvionali recenti ed attuali (AT), depositi alluvionali recenti di ambiente fluviale, costituiti da litotipi rappresentati da limi argillosi, limi sabbiosi, argille limose, con spessi banchi di sabbie e strati ghiaiosi, di età olocenica;

Depositi eluviali (E), sono la coltre detritica e di alterazione superficiale ad opera degli agenti esogeni che possono essere trasportati per intervento della gravità o agenti di trasporto (colluvio), oppure possono rimanere in posto, nella loro sede originaria (eluvio);

Detriti di versante e di falda-conoidi (DT), materiale litoide a granulometria molto variabile, da qualche centimetro al metro, immerso in una matrice sabbioso-argillosa talora, per aree limitate, in assetto stratificato;

Terreni di riporto (R), data l'intensa urbanizzazione dell'area, sono presenti terreni di riporto rappresentati da materiali eterogenei, da limi sabbiosi e/o argillosi a sabbie limose, con ghiaia o ciottoli di varia composizione, spesso clasti di marna, arenaria e laterizi; talora vi è presente sostanza organica.

Dal punto di vista idrogeologico i depositi alluvionali hanno una permeabilità che dipende dalla porosità e vengono alimentati dall'infiltrazione delle acque piovane, dagli alvei fluviali e in qualche caso a laterale e profonda delle rocce confinanti. La soggiacenza della falda nei settori di piana alluvionale è variabile da pochi metri a profondità intorno ai 10 m dal p.c..

Per quanto riguarda gli ammassi rocciosi la loro permeabilità è medio-bassa e dipendente dal loro grado di fratturazione.

5. CAMPAGNE DI INDAGINE ESEGUITE

Di seguito vengono elencate, in sintesi, tutte le campagne di indagine, le relative indagini e prove di laboratorio eseguite nell'area del progetto. Per quanto riguarda la loro ubicazione si rimanda agli elaborati di progetto T00GE00GEOPU01-07_B.

5.1. CAMPAGNA DI INDAGINE 1994 – TRATTO “SAN ZENO-PALAZZO DEL PERO”, SUB TRATTO “SAN ZENO-AREZZO”

La campagna nell'anno 1994 è stata eseguita dalla ditta Geotecnica ANGELI ANGELO e costituita da n. 13 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1÷S13 spinti fino profondità variabile tra 10 e 20 m.

Nell'ambito dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche del tipo Standard Penetration Test (SPT), prelevati campioni di terreno indisturbato, eseguite prove di permeabilità Lefranc a carico variabile, Lugeon e sono stati posti in opera dei piezometri per il monitoraggio della falda (S1, S2, S5, S6, S8, S12).

I campioni di terreno indisturbato sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico: prove di classificazione, analisi granulometriche, limiti di Atterberg, prove di taglio, prove triassiali e prove edometriche.

Nella Tabella seguente sono riportate schematicamente le indagini eseguite nel 1994

SONDAGGIO / ANNO	PROFONDITA' (m)	N. CAMPIONI INDISTURBATI	N. SPT	N. PROVE LEFRANC	PROFONDITÀ PIEZOMETRI (m)
S1-1994	19.0	10	3		19.0
S2-1994	18.3	6	3		18.3
S3-1994	20.0	12	3	1	
S4-1994	10.0	2	2		
S5-1994	12.2	3	2		12.0
S6-1994	10.0				10.0
S7-1994	10.0	3	1		
S8-1994	10.0		1		10.0
S9-1994	10.0		1	1	
S10-1994	10.0	2			
S11-1994	20.0	6	3		
S12-1994	20.0	7	2		18.7
S13-1994	10.0	1	1		

Tabella 5-1 - Lista delle indagini eseguite nel 1994

Per i risultati relativi alla campagna di indagine dell'anno 1994 si rimanda agli elaborati T00GE00GEORE01-02_A.

5.2. CAMPAGNA DI INDAGINE 1999-2000 – TRATTO “SAN ZENO - PALAZZO DEL PERO”, SUB TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”

La campagna degli anni 1999-2000 è stata eseguita dalla ditta ANGELO SICILIA (Nov. 1999- Mar. 2000) ed è costituita da n. 20 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1÷S20 spinti fino profondità variabile tra 10 e 30 m da p.c..

Nel corso delle perforazioni sono stati eseguite prove penetrometriche dinamiche del tipo Standard Penetration test (SPT) e prelevati campioni di terreno indisturbato.

I campioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico dalla ditta LAGIC Sas. E consistono in: prove di classificazione, analisi granulometriche, limiti di Atterberg, prove di taglio, prove triassiali e prove edometriche, prove a espansione laterale libera (ELL).

Nella Tabella seguente sono riportate schematicamente le indagini eseguite nel 1999-2000.

SONDAGGIO/ ANNO	PROFONDITÀ (m)	N. CAMPIONI INDISTURBATI	N. SPT
S1-1999 - 2000	10.0	2	3
S2-1999 - 2000	10.0	2	3
S3-1999 - 2000	20.7	1	4
S4-1999 - 2000	16.0	2	2
S5-1999 - 2000	15.5	2	3
S6-1999 - 2000	26.0	1	2
S7-1999 - 2000	25.0	2	5
S8-1999 - 2000	22.0	3	4
S9-1999 - 2000	17.0	2	3
S10-1999 - 2000	10.0	2	3
S11-1999 - 2000	15.0	2	3
S12-1999 - 2000	17.0	1	3
S13-1999 - 2000	30.0	4	7
S14-1999 - 2000	30.0	1	2
S15-1999 - 2000	10.0	1	3
S16-1999 - 2000	30.1	2	6
S17-1999 - 2000	29.0	2	3
S18-1999 - 2000	15.2	2	3
S19-1999 - 2000	30.0	3	6
S20-1999 - 2000	28.0	4	7

Tabella 5-2 - Lista delle indagini eseguite nel 1999

Per i risultati relativi alla campagna di indagine dell'anno 1999-2000 si rimanda agli elaborati T00GE00GEORE01-02_A.

5.3. CAMPAGNA DI INDAGINE 2006 – STRADA DI COLLEGAMENTO S.R. 73- RACCORDO A1 AREZZO-BATTIFOLLE”.

La campagna dell'anno 2006 è stata eseguita dalla ditta TECNECO S.r.l. ed è costituita da n. 8 sondaggi a carotaggio continuo, denominati S1÷S8 spinti fino profondità variabile tra 6.5 e 30 m da p.c..

Nel corso delle perforazioni sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche del tipo Standard Penetration test (SPT), prelevati campioni di terreno indisturbato e installati piezometri per il monitoraggio della falda, è disponibile soltanto la lettura piezometrica eseguita a seguito dell'esecuzione della perforazione.

I campioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico dalla ditta ELLETIPI srl. e consistono in: prove di classificazione, analisi granulometriche, limiti di Atterberg, prove di taglio, prove triassiali e prove edometriche, prove a espansione laterale libera (ELL).

Nella Tabella seguente sono riportate schematicamente le indagini eseguite nel 2006.

SONDAGGIO/ ANNO	PROFONDITÀ (m)	CAMPIONI INDISTURBATI E DISTURBATI	N. SPT	PROFONDITÀ PIEZOMETRI (m)
S1-2006	30.0	2+4	5	30
S2-2006	30.0	2+2	5	27
S3-2006	25.0	3+2	4	24
S4-2006	6.5		1	6
S5-2006	30.0	0+5	5	28.5
S6-2006	30.0	1+5	7	28.7
S7-2006	25.0	2+2	1	23.5
S8-2006	25.0	2+4	7	21

Tabella 5-3 - Elenco delle indagini eseguite nel 2006

Sono state eseguite anche:

- n. 8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica tipo CPTE (denominate CPTE2÷CPTE8, CPTE8b) spinte alla max profondità di 19.20 metri dal piano campagna

- n. 2 prospezioni sismiche a rifrazione (ml 240) (Stesa AB ml 96, distanza intergeofonica 4 m, Stesa CD ml 144, distanza intergeofonica 6 m)

Per i risultati relativi alla campagna di indagine dell'anno 2006 si rimanda agli elaborati T00GE00GEORE05_A e T00GE00GEORE06_A.

5.4. CAMPAGNA DI INDAGINE 2008 – TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”

La campagna dell’anno 2008 è stata eseguita dalla ditta Geotecnica Lavori S.r.l. ed è costituita da n. 6 sondaggi a carotaggio continuo, denominati SD, SI, SL, SE, SK, SM, spinti fino a profondità variabile tra 20 e 29.5 m da p.c. e n. 1 sondaggio a distruzione di nucleo denominato SLD e spinto fino alla profondità di 12 m dal p.c.

Nel corso delle perforazioni sono stati eseguite prove penetrometriche dinamiche del tipo Standard Penetration test (SPT), eseguite prove pressiometriche (SK D1- 9.5 m; SE D1- 10.30; SI D1 – 10.70; SD D1- 12 m) e sono stati posti in opera dei piezometri per il monitoraggio della falda e un inclinometro per il monitoraggio di un dissesto (Terra Snc).

I campioni sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico dalla ditta Geoanalisi S.r.l. e consistono in: prove di classificazione, analisi granulometriche, limiti di Atterberg, prove di taglio, prove triassiali e prove edometriche, prove a espansione laterale libera (ELL).

Ad integrazione dei sondaggi sono stati eseguiti anche n 12 pozzetti esplorativi (denominati PZ1-PZ2, PZ4-PZ11, PZ13, PZ18) spinti fino a profondità compresa tra m 1.70 e m 3.50 e nell’ambito dei quali sono state eseguite n. 8 prove di carico su piastra (nei pozzetti esplorativi PZ1-PZ2, PZ4-PZ5, PZ7, PZ9-PZ11).

Nella Tabella seguente sono riportate schematicamente le indagini eseguite nel 2008.

SONDAGGIO / ANNO	PROFONDITÀ (m)	CAMPIONI INDISTURBAT I	N. SPT	N. PROVE PRESSIOMETRICHE	PROFONDITÀ INCLINOMETRO (m)	PROFONDITÀ PIEZOMETRO (m)
SD - 2008	25.0	10	2	1		20
SE - 2008	20.0	2	1	1		15
SI - 2008	20.0	7		1	20	
SL - 2008	20.0	3	3			15
SK - 2008	20.0	5		1		15
SM - 2008	29.5	4	6			15
SlD - 2008	12.0					12

Tabella 5-4 - Elenco delle indagini eseguite nel 2008

Per i risultati relativi alla campagna di indagine dell’anno 2008 si rimanda agli elaborati T00GE00GEORE03/04_A.

5.5. CAMPAGNA DI INDAGINE 2021 – TRATTO “SAN ZENO - AREZZO”

La campagna dell’anno 2021 è stata eseguita dalla RTI 3TI Progetti Italia - Geoconsol Srl – Geofisica Misue Snc- Pizzi Terra rl – Geoplanning e servizi S.r.l. ed è costituita da n. 23 sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino a profondità variabile da 15 e 35 m da p.c..

I sondaggi sono stati eseguiti sull’asse principale e sono stati denominati con una sigla corrispondente al tratto di appartenenza (A per l’Asse principale, C per la Strada di collegamento SR73-Raccordo A1 Arezzo Battifolle, D per la strada di collegamento E78-SR71) seguita da un numero progressivo: i 10 sondaggi eseguiti sulla “Strada di collegamento S.R. 73-Raccordo A1 Arezzo-Battifolle” (Ramo C) sono stati denominati con la sigla CS, i 3 sondaggi eseguiti sulla “Strada di collegamento E78-S.R. 71” (ramo D) sono stati denominati con la sigla DS, mentre per il restante tratto A la sigla è AS.

Durante le perforazioni sono state eseguite n. 32 prove penetrometriche del tipo Standard Penetration Test (SPT) e prelevati n. 9 campioni indisturbati e n. 13 rimaneggiati. Sono inoltre stati installati dei piezometri per il monitoraggio della falda.

I campioni di terreno indisturbato sono stati sottoposti a prove di laboratorio da parte del laboratorio geotecnico GEOPLANNING Srl. e consistono in: consistenti in: analisi e prove di classificazione, prove di taglio, prove edometriche, prove triassiali e prove ad espansione laterale libera (ELL).

Nella Tabella seguente sono riportate schematicamente le indagini eseguite nel 2021.

SONDAGGIO/ANNO	PROFONDITÀ (m)	CAMPIONI INDISTURBATI E RIMANEGGIATI	N. SPT	DOWN-HOLE (m)	PROFONDITÀ PIEZOMETRI (m)
AS01 - 2021	20	3-1	3		
AS02 - 2021	15	2- 2	3		15
AS03 - 2021	20	1- 1	3		19,5
AS04 - 2021	15	1- 1	3		15
AS05 - 2021	20	1- 1	3		
AS06 - 2021	20	0-2	3		20
AS07 - 2021	25	0-2	3		25
AS08 - 2021	35	0-1	3	35	
AS09 - 2021	15	1-0	2		15
AS10 - 2021	25	0-2	6		
CS01 - 2021	35	3-0	3	35	
CS02 - 2021	30	3-0	3		30
CS03 - 2021	35	3-0	3	35	
CS04 - 2021	35	3-0	3	35	
CS05 - 2021	30	3-0	3		30
CS05bis - 2021	30	3-0	3		30
CS06 - 2021	35	2-0	3	35	
CS07 - 2021	30	3-0	3		30

CS08 - 2021	30	3-0	3		30
CS09 - 2021	35	3-0	3	35	
DS01 - 2021	20	1-0	3		20
DS02 - 2021	30	3-0	3		30
DS03 - 2021	20	1-0	3		20

Tabella 5-5 - Elenco delle indagini eseguite nel 2021

In corrispondenza di tutti i punti di esecuzione di carotaggi sono state eseguite propedeuticamente ai lavori delle indagini elettromagnetiche finalizzate alla individuazione di eventuali corpi sepolti.

Sono state eseguite, inoltre, le seguenti indagini:

- n. 4 prospezioni Multichannel Analysis of Surface Waves, MASW (A_MASW1/2/3/4);
- n. 10 prospezioni di sismica a rifrazione (A_Sism 01-02-03-04 e C_Sism 01-02-03 e D_Sism 01-02-03);
- n. 6 prove Down-hole nei fori dei sondaggi AS08, CS01, CS03, CS04, CS06, CS09.
- n. 16 pozzetti geognostici eseguiti con escavatore meccanico, denominati APZ_01, 02, 03, 04, 05, 08, 09, 10, 12, CPZ01, 02, 03, 05, 08, DPZ_01, 02 e spinti fino alla profondità di 4 m dal p.c. All'interno di tutti i pozzetti è stata eseguita una prova di carico su piastra e sono stati prelevati campioni di terreno rimaneggiato per le prove di classificazione di laboratorio (granulometrie e limiti di Atterberg).

Per i risultati relativi alla campagna di indagine dell'anno 2008 si rimanda agli elaborati T00GE00GEORE07÷10_A.

6. PROVE IN SITO

6.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)

La prova penetrometrica SPT consiste nell'infissione a percussione di un campionatore standard, del peso di 63,5 kg, che consente di valutare la resistenza meccanica, valutata come numero di colpi N del maglio per ottenere un avanzamento di 300 mm. Tale prova si esegue a varie profondità lungo una verticale di sondaggio e consente di determinare il grado di addensamento attraverso la resistenza che il terreno offre alla penetrazione. Il campionatore può essere a punta aperta (tipo Raymond) oppure, per terreni grossolani e con presenza di ciottoli, a punta conica.

Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione del campionatore pari a 300 mm (dopo 150 mm di infissione preliminare), è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione (N_{SPT}). I valori di N_{SPT} possono essere normalizzati per tener conto dell'influenza della pressione efficace del terreno, riferendoli ad un valore unitario della pressione verticale efficace $\sigma'_{Rif} = 1 \text{ kg/cm}^2$, mediante l'espressione:

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT}$$

dove N è il numero di colpi (N_{SPT}) misurati con la prova standard e C_N è un coefficiente di correzione che dipende dalla tensione efficace litostatica σ'_v normalizzata ($\sigma'_{v0}/\sigma'_{Rif}$) ed è ricavabile dalla:

$$C_N = 1/\sigma_v^{(n)}$$

con $n=0.5$ (Liao e Whitman, 1985) e $\sigma'_{Rif} = 1 \text{ kg/cm}^2$.

È inoltre possibile tenere conto anche dell'efficienza del dispositivo di infissione e riferire il numero di colpi N ad un rendimento medio identificato tradizionalmente pari al 60%.

Il valore normalizzato di N, che tenga conto sia della pressione del terreno sovrastante che del rendimento del sistema di infissione, può essere quindi calcolato come:

$$(N_1)_{60} = \frac{ER \times N_{SPT}}{60 \times \sigma_v^{(n)}}$$

dove ER è il rendimento medio misurato del sistema di infissione, assunto mediamente pari al 60% per gli apparecchi SPT italiani.

L'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ha incluso la prova SPT nelle Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche (1977), mentre la prova è compresa negli standard ASTM (D4633-16 e D1586/D1586M-18) e negli standard europei UNI EN ISO (22476-3:2012).

6.2. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Per l'inquadramento idrogeologico dell'area si rimanda alla Relazione geologica (T00GE01GEORE01_A) e agli elaborati di progetto della Carta idrogeologica (T00GE01GEOCI01÷7_A).

Allo scopo di indagare l'effettiva presenza di falde idriche sotterranee e il relativo andamento della superficie piezometrica, nel corso delle campagne di indagini geognostiche sono stati acquisiti dati di monitoraggio relativi alle strumentazioni piezometriche installate.

Si riportano in seguito le Tabelle relative ai monitoraggi piezometrici eseguiti nel corso delle campagne geognostiche eseguite per il progetto e le letture del livello di falda eseguite durante i sondaggi.

SONDAGGIO	TIPOLOGIA PIEZOMETRO	LETTURA 16/11/1994 (m DA P.C.)	LETTURA 27/10/1994 (m DA P.C.)	LETTURE ESEGUITE DURANTE L'ESECUZIONE DEI SONDAGGI (m DA P.C.)
S1	Tubo aperto	3.1	3.95	
S2	Tubo aperto	9.5	9.95	
S3	-			7.5
S4	-			assente
S5	Tubo aperto	5.4		
S6	Tubo aperto	9	9.4	
S7	-			assente
S8	Tubo aperto	9.95	9.9	
S7	-			4
S9	-			4
S10	-			0.5
S11	-			6.85
S12	Tubo aperto	7.8	8.1	
S13	-			5.4

Tabella 6-1 - Livelli del livello di falda misurati in occasione della campagna di indagine del 1994

SONDAGGIO	LETTURE ESEGUITE DURANTE L'ESECUZIONE DEI SONDAGGI (m DA P.C.)
S1	7.6
S2	6.8
S3	6.5
S4	2.7
S5	5.5
S6	5.3

SONDAGGIO	LETTURE ESEGUITE DURANTE L'ESECUZIONE DEI SONDAGGI (m DA P.C.)
S7	4.8
S8	3.5
S9	5.5
S10	5.9
S11	6.7
S12	8.4
S13	0.8
S14	4.7
S15	4.3
S16	4
S17	3.5
S18	2.4
S19	3.1
S20	2.9

Tabella 6-2 - Livelli del livello di falda misurati in occasione della campagna di indagine del 1999-2000

PIEZOMETRO	TIPOLOGIA PIEZOMETRO	LETTURE (m s.l.m.)
S1	fessurato da 6-9 e da 21-27 m	9.5
S2	fessurato da 6-9 e da 18-27 m	10.5
S3	fessurato da 3-9 e da 15-24 m	8.7
S4	fessurato da 3-6 m	>6.5
S5	fessurato da 3-27 m	12.4
S6	fessurato da 4.7-7.7 e da 16.7-28.7 m	12.4
S7	fessurato da 2.5-8.5 e da 11.5-23.5 m	3.4
S8	fessurato da 3-21 m	10.6

Tabella 6-3 - Livelli piezometrici misurati in occasione della campagna di indagine del 2006

PIEZOMETRO	TIPOLOGIA PIEZOMETRO	LETTURA 13/03/2008 (m DA P.C.)
SD-08	Tubo aperto	0.07
SE-08	Casagrande	11.36
SL-08	Tubo aperto	2.57
SK-08	Tubo aperto	13.05
SM-08	Tubo aperto	2.42

PIEZOMETRO	TIPOLOGIA PIEZOMETRO	LETTURA 13/03/2008 (m DA P.C.)
SK-08	Tubo aperto	13.05
SId-08	Tubo aperto	7.53

Tabella 6-4 - Livelli piezometrici misurati in occasione della campagna di indagine del 2008

PIEZOMETRO	TIPOLOGIA PIEZOMETRO	LETTURA (m DA P.C.)									
		02/03/2021	13/04/2021	04/06/21	08/06/2021	07/07/2021	29/09/2021	04/11/2021	14/12/2021	14/01/2022	17/02/2022
AS02	Tubo aperto	8.00	5.25				7.32	7.15	5.52	5.19	5.76
AS03	Tubo aperto	4.00	2.53				5.56	5.28	3.53	3.00	3.18
AS04	Tubo aperto	1.00	0.29				5.58	5.11	1.66	0.20	0.47
AS06	Tubo aperto	13.00	11.86				13.52	13.45	12.88	12.35	12.63
AS07	Tubo aperto	7.50	6.29				13.28	13.67	13.15	12.44	12.45
AS09	Tubo aperto	2.00	1.29				5.82	3.00	1.29	1.14	1.15
CS02	Tubo aperto			4.00		3.20	11.42	11.08	10.88	10.91	10.85
CS05	Tubo aperto			3.27		3.00	10.15	10.23	10.19	9.69	9.75
CS05bis	Tubo aperto			5.52		4.13	11.40	11.50	11.47	11.13	11.09
CS07	Tubo aperto			6.23		5.20	10.14	9.63	9.45	8.95	9.15
CS08	Tubo aperto			7.50		9.30	10.36	10.84	10.44	9.96	9.80
DS01	Tubo aperto			2.64	2.10		2.54	2.59	1.24	0.94	1.07
DS02	Tubo aperto			3.20	2.65		2.94	2.95	1.88	1.38	1.30
DS03	Tubo aperto			2.79	1.70		11.15	9.35	5.14	3.42	4.00

Tabella 6-5 - Livelli piezometrici misurati in occasione della campagna di indagine del 2021

6.3. PROVE DI CARICO SU PIASTRA

La prova di carico su piastra (PLT) simula il comportamento di un terreno sottoposto a un carico ed è in grado di fornire informazioni riguardo il rapporto carico/cedimento e il modulo di deformazione del terreno M_d .

La prova è di rapida e semplice esecuzione: si tratta per lo più di disporre di una superficie di prova debitamente rullata e regolarizzata, sulla quale la piastra (comunemente del diametro di 300 mm, ma anche di diametri decisamente superiori) possa aderire nel modo più uniforme possibile. Il carico, trasmesso tramite un martinetto idraulico, viene applicato alla piastra sfruttando una massa di contrasto, comunemente data da un macchinario pesante (trattore, escavatore, autocarro, ecc.).

La prova PLT è condotta rispettando la norma CNR BU N. 146 del 14 dicembre 1992.

Nell'ambito delle indagini sono state realizzate 8 prove PLT nella campagna dell'anno 2008 e 16 nella campagna del 2021 all'interno di pozzetti.

Nella seguente Tabella sono presentati i valori del modulo di deformazione M_d ottenuti e specificata la classificazione delle terre secondo la norma UNI 11531-1:2014 sui campioni estratti durante l'esecuzione dei pozzetti.

POZZETTO	ANNO	PROFONDITA' CAMPIONE z (m)	CLASSIFICAZIONE CAMPIONI secondo UNI 11531-1:2014	M_d (MPa)
A PZ01 (A S01)	2021	2	A7-6	24.9*
A PZ01 (A S01)	2021	4	A4	
A PZ02 (A S02)	2021	2	A6	25.6*
A PZ02 (A S02)	2021	4	A6	
A PZ03 (A S03)	2021	2	A6	27.8*
A PZ03 (A S03)	2021	4	A6	
A PZ04 (A S04)	2021	2	A6	21.5*
A PZ04 (A S04)	2021	4	A7-6	
A PZ05 (A S05)	2021	2	A7-6	18.5*
A PZ05 (A S05)	2021	4	A6	
A PZ06 (A S06)	2021	2	A6	
A PZ06 (A S06)	2021	4	A6	
A PZ07 (A S07)	2021	2	A2-6	
A PZ07 (A S07)	2021	4	A2-6	
A PZ08 (A S08)	2021	2	A2-4	34.6*
A PZ08 (A S08)	2021	4	A6	
A PZ09 (A S09)	2021	2	A6	15.7*
A PZ09 (A S09)	2021	4	A7-6	
A PZ010 (A S10)	2021	2	A4	13.1*
A PZ010 (A S10)	2021	4	A4	
D PZ01 (D S01)	2021	2	A6	30.0*
D PZ01 (D S01)	2021	4	A6	
D PZ02 (D S02)	2021	2	A6	26.8*

POZZETTO	ANNO	PROFONDITA' CAMPIONE z (m)	CLASSIFICAZIONE CAMPIONI secondo UNI 11531-1:2014	Md (MPa)
D PZ02 (D S02)	2021	4	A2-6	
D PZ03 (D S03)	2021	2	A6	
D PZ03 (D S03)	2021	4	A6	
C PZ01 (C S01)	2021	2	A7-6	22.0*
C PZ01 (C S01)	2021	4	A6	
C PZ02 (C S02)	2021	2	A6	22.1*
C PZ02 (C S02)	2021	4	A7-6	
C PZ03 (C S03)	2021	2	A6	22.1*
C PZ03 (C S03)	2021	4	A6	
C PZ04 (C S04)	2021	2	A6	
C PZ04 (C S04)	2021	4	A4	
C PZ05 (C S05)	2021	2	A2-4	28.3*
C PZ05 (C S05)	2021	4	A2-4	
C PZ07 (C S07)	2021	2	A7-6	
C PZ07 (C S07)	2021	4	A4	
C PZ08 (C S08)	2021	2	A2-4	30.7*
C PZ08 (C S08)	2021	4	A4	
C PZ09 (C S09)	2021	2	A6	
C PZ09 (C S09)	2021	4	A7-6	
C PZ05bis (C S09)	2021	2	A7-6	
C PZ05bis (C S09)	2021	4	A2-4	
C PZ06 (C S09)	2021	2	A2-4	
C PZ06 (C S09)	2021	4	A2-4	
Pz01cp	2008	0.8		25.4
Pz02cp	2008	0.95		24.8
Pz04cp	2008	0.8		28.3
Pz05cp	2008	0.85		69.8
Pz6	2008	0.8		2.4
Pz09cp	2008	1.2		9.6
Pz10cp	2008	1		19.7
Pz11cp	2008	1		18.5

* Le prove di carico su piastra (PLT) della campagna del 2021 sono state eseguite alla profondità di 0.2-0.3 m da p.c.

Tabella 6-6 – Valori del Modulo di deformazione Md e classificazione UNI 11531-1:2014 per i pozzetti delle campagne di indagini del 2008 e del 2021.

6.4. INDAGINI SIMICHE

Nell'ambito del presente Progetto definitivo è stata eseguita una campagna di indagini geofisiche nel 2021 che ha compreso l'esecuzione di prove sismiche in foro di tipo Down-hole, prospezioni sismiche a rifrazione, prove sismiche di onde superficiali di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

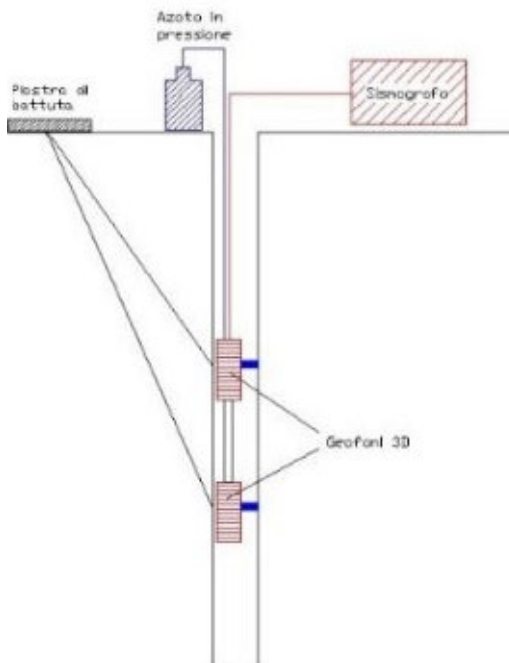
Sono state eseguite, inoltre, indagini con metodo elettromagnetico nel dominio della frequenza di tipo FDEM, all'individuazione di eventuali elementi metallici sepolti in corrispondenza dei siti dei previsti carotaggi e saggi di scavo.

6.4.1. PROVE SISMICHE IN FORO (DOWN HOLE)

Sono state eseguite misure con tecnica Down-Hole, che hanno consentito, nei sondaggi A_S08 per il Tratto dell'Asse principale e CS01, CS03, CS04, CS06 e CS09 per il Tratto Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo Battifolle, la misura di dettaglio del profilo di velocità delle onde di compressione e di taglio grazie alle quali è possibile ottenere i valori dei moduli elastici dinamici del terreno fino a 35 m di profondità.

Nella seguenti Figure una immagine che rappresenta il funzionamento della tecnica Down-hole e un esempio di restituzione delle velocità V_s e V_p con la profondità (DH- AS08).

SCHEMA DI DOWN-HOLE A DUE RICEVITORI



Velocità di intervallo onde P ed S

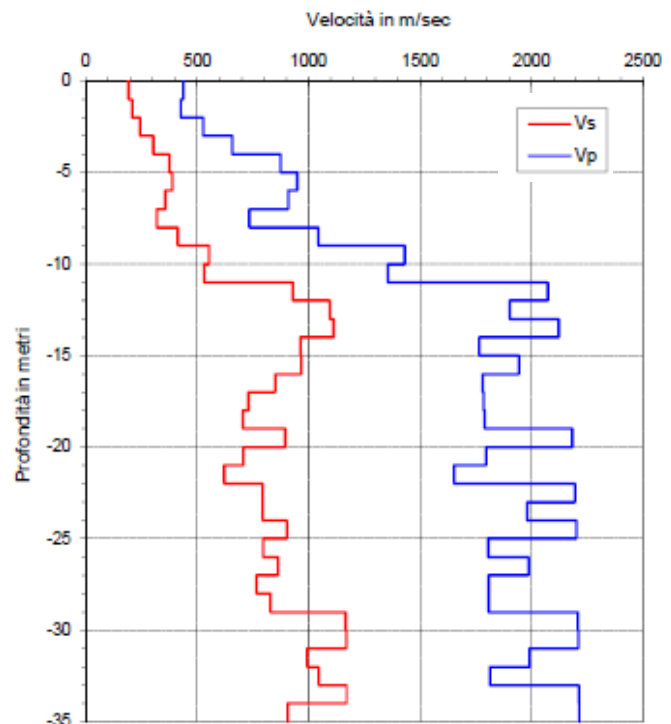


Figura 6-1 Schema del funzionamento della tecnica Down – hole e esempio della restituzione delle velocità V_s e V_p con la profondità

6.4.2. PROSPEZIONI SIMICHE A RIFRAZIONE

Sono state eseguite 4 prove di sismica a rifrazione ad onde P e S nel Tratto Asse principale (A_Sism01, A_Sism02, A_Sism03, A_Sism04), 3 nel Tratto Strada collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo Battifolle (C_Sism01, C_Sism02, C_Sism03) e 3 nel Tratto Strada collegamento E78-SR71 (D_Sism01, D_Sism02, D_Sism03).

Di seguito un esempio della restituzione dei dati in onde S e P per la A_Sism1.

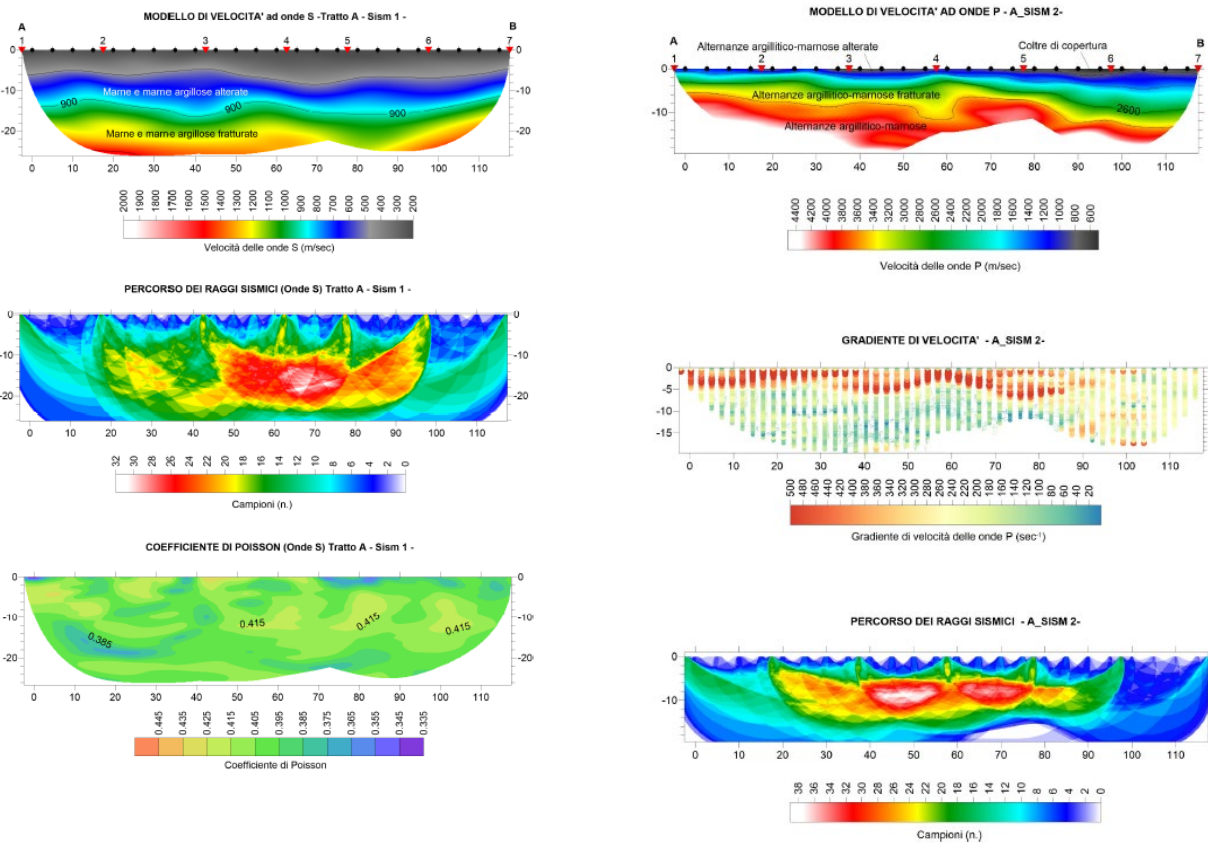


Figura 6-2 Esempio della restituzione dei dati in onde S e P per la A_Sism1.

6.4.3. MASW

Lungo il tracciato sono state realizzate 4 prospezioni sismiche con metodologia MASW nel Tratto Asse principale (A_Masw01, A_Masw02, A_Masw03, A_Masw04).

La tecnica di analisi si basa sullo studio della dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di tipo Rayleigh (R).

Nella seguente Figura l'esempio della A_Masw2: la curva di dispersione, la curva di inversione e della restituzione della velocità delle onde S.

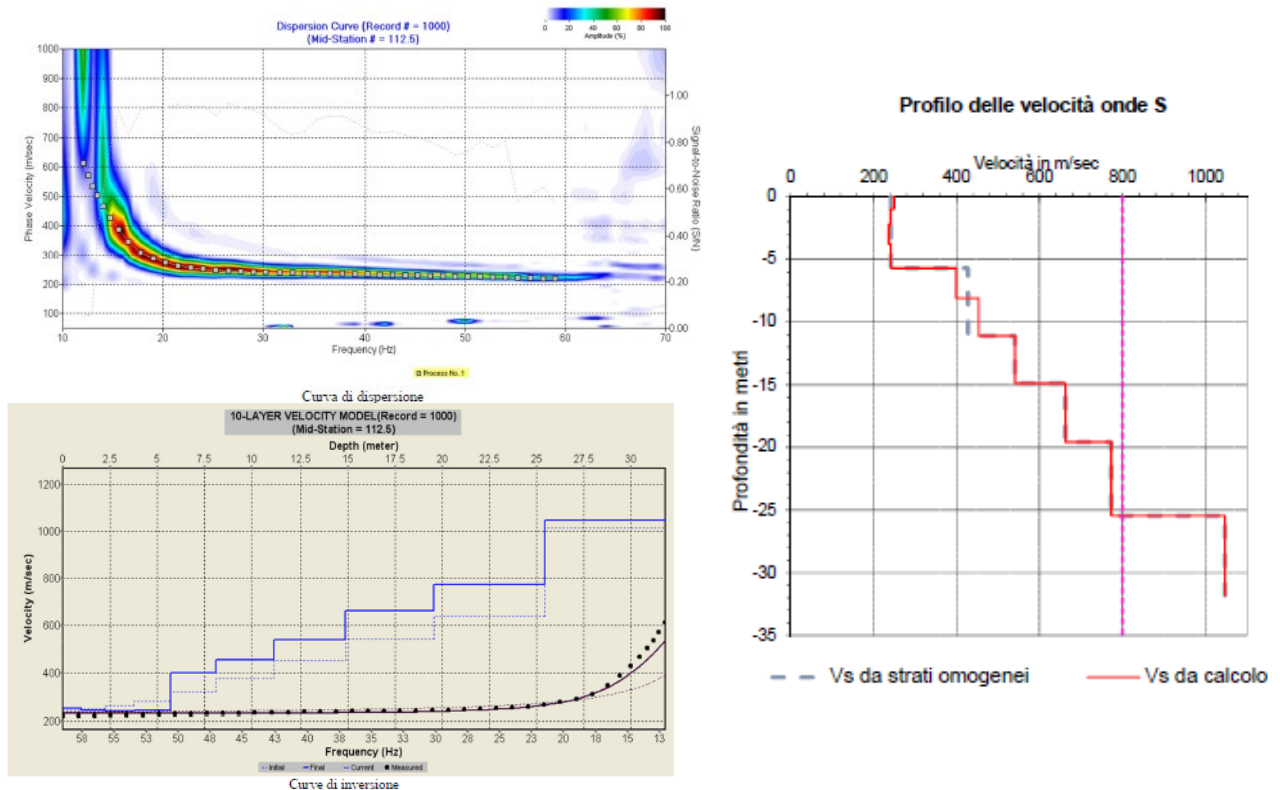


Figura 6-3 A_Masw2: esempio delle curve di dispersione e inversione e della restituzione della velocità delle onde S

6.5. PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati durante i sondaggi sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Parametri fisici e classificazione (fusi granulometrici, limiti di Atterberg, indice plasticità, pesi di volume naturale, grado di saturazione, contenuto di acqua naturale, indice dei vuoti iniziale);
- Prova di taglio diretto e prova di taglio residuo;
- Prova triassiale consolidata drenata (CID);
- Prova triassiale non consolidata non drenata (UU);
- Prova triassiale consolidata non drenata (CIU);
- Prova ad espansione laterale libera (ELL);
- Prova edometrica;
- Point Load Test;
- Prova di compressione uniassiale;
- Prova permeabilità diretta cella triassiale;

I risultati delle prove di laboratorio vengono riportati nelle tabelle in Allegato 1.

7. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a prevalente comportamento coesivo;
- materiali a prevalente comportamento incoerente;
- substrato roccioso.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati inoltre utilizzati i risultati ottenuti dalle prove N_{SPT} e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da prove geofisiche Down-Hole e sismica a riflessione.

7.1. PROPRIETÀ FISICHE

7.1.1. IDENTIFICAZIONE DEI TERRENI

La classificazione dei terreni è stata ottenuta dai risultati delle prove di laboratorio in termini di fusi granulometrici.

7.1.2. PARAMETRI FISICI

La determinazione dei parametri fisici è stata effettuata facendo riferimento ai risultati alle prove di laboratorio in termini di:

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

7.1.3. DENSITÀ RELATIVA

I valori di densità relativa D_r dei terreni granulari sono stati valutati in funzione dei risultati delle prove penetrometriche Standard Penetration Test, mediante diverse correlazioni in base alla natura dei terreni.

In presenza di terreni sabbiosi i valori sono stati valutati mediante l'impiego della relazione introdotta da Terzaghi e Peck (1948) e successivamente modificata da Skempton (1986), riportata di seguito:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}}$$

dove:

- $(N_1)_{60}$ è la resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della tensione litostatica che del rendimento del sistema di infissione
- $A \cong \begin{cases} 60/65 \text{ sabbie grosse} \\ 55/60 \text{ sabbie fini} \end{cases}$

In presenza di terreni di natura ghiaioso-sabbiosa invece i valori della densità relativa sono stati stimati secondo la relazione proposta da Yoshida et al. (1988):

$$D_r = 25 \cdot N_{SPT}^{0.44} \cdot (\sigma'_{vo})^{-0.13}$$

nella quale la pressione verticale effettiva σ'_{vo} è espressa in kPa.

7.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO

7.2.1. TERRENI COESIVI

7.2.1.1. Resistenza a taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni a grana fine è stata valutata facendo riferimento all'interpretazione delle prove in sito (SPT, Pocket Penetrometer e Torvane) e alle prove di laboratorio di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL).

Valutazione di c_u da prove SPT

La coesione non drenata c_u è stata stimata, in funzione della resistenza compressione semplice q_u , secondo quanto proposto nel manuale del NAV-FAC 7.1 Soil Mechanics (1982) come riportato nel grafico seguente.

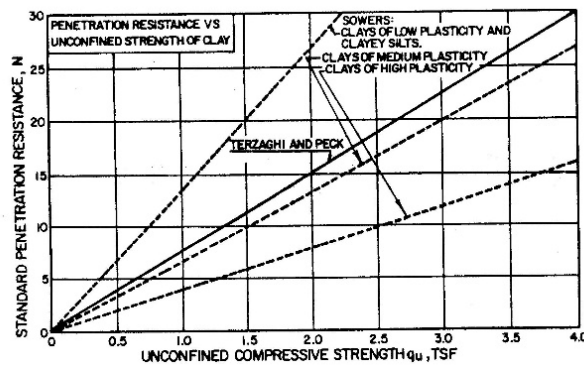


Figura 7-1 - Resistenza a compressione semplice e N_{spt} (Nav-Fac D.M. 7.1 1982)

Dal quale si ottiene la seguente relazione:

$$c_u (kPa) = A \times N_{SPT}$$

dove:

- $A = 4$ per argille di bassa plasticità e limi;
- $A = 6$ per argille di media plasticità;
- $A = 12$ per argille alta plasticità.

Valutazione di c_u da prove con Pocket Penetrometers e Torvane

La resistenza al taglio non drenata è stata stimata anche a partire dai risultati delle prove di Pocket Penetrometers e Torvane eseguite durante l'esecuzione dei sondaggi, dividendo per due la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione (PP) confrontata con la resistenza al taglio fornita dalla prova scissometrica Torvane.

I risultati di entrambe le prove sono stati elaborati, restituendo un valor medio tra entrambe le prove lungo uno spessore significativo.

Valutazione di c_u da prove di laboratorio

Inoltre, sono a disposizione i risultati delle prove di espansione libera (ELL) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

7.2.1.2. Resistenza a taglio in condizioni drenate

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

7.2.2. TERRENI INCOERENTI

Valutazione di ϕ' da prove SPT

L'angolo di resistenza al taglio è stato stimato a partire dalle prove SPT con la correlazione proposta dalla Japanese National Railway, valida per sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose:

$$\phi' = 0,3 \times N_{SPT} + 27^\circ \quad (\text{Japanese-National-Railway})$$

Per sabbie fini o limose invece è stata utilizzata la correlazione proposta da Shioi e Fukuni (1982):

$$\phi' = \sqrt{15 \times N_{SPT}} + 15^\circ \quad (\text{Road-Bridge-Specification})$$

Valutazione di ϕ' da prove di laboratorio

Inoltre, sono a disposizione i risultati delle prove di taglio diretto (TD), triassiali consolidate drenate (TX-CID) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

7.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

7.3.1. MODULI ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI

Il modulo G_0 è stato valutato in base alla velocità delle onde di taglio V_s , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (Down Hole, Sismiche a rifrazione), utilizzando le seguenti equazioni:

PROGETTAZIONE ATI:

Pag. 33 di
210

$$G_0 = \frac{\rho}{g} (V_s)^2$$

dove:

- ρ è la densità del terreno;
- V_s è la velocità delle onde di taglio.

Per la valutazione di v_s si può riferimento, inoltre, alle formule di Yoshida et al. (1988):

$$V_s = k \times N_{SPT}^{0.25} \times \sigma_{vo}^{0.14}$$

in cui k rappresenta un coefficiente compreso tra 49÷60, in funzione del tipo di terreno analizzato.

TERRENO	SABBIA FINE	25% GHIAIA	50% GHIAIA	QUALSIASI TERRENO
k	49	56	60	55

Tabella 7-1 – Coefficiente k in funzione del tipo di terreno Yoshida et al. (1988)

Dal modulo di taglio è possibile ricavare il modulo elastico E_0 alle piccole deformazioni definito come:

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

dove:

- ν è il coefficiente di Poisson assunto pari 0.25 per i terreni granulari e pari a 0.30 per i terreni coesivi

7.3.2. MODULI OPERATIVI

Essendo il comportamento dei terreni non lineare, i moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso sono essenzialmente i moduli elastici iniziali e le curve di degrado del modulo in funzione del livello deformazionale indotto.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari il modulo viene stimato ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale.

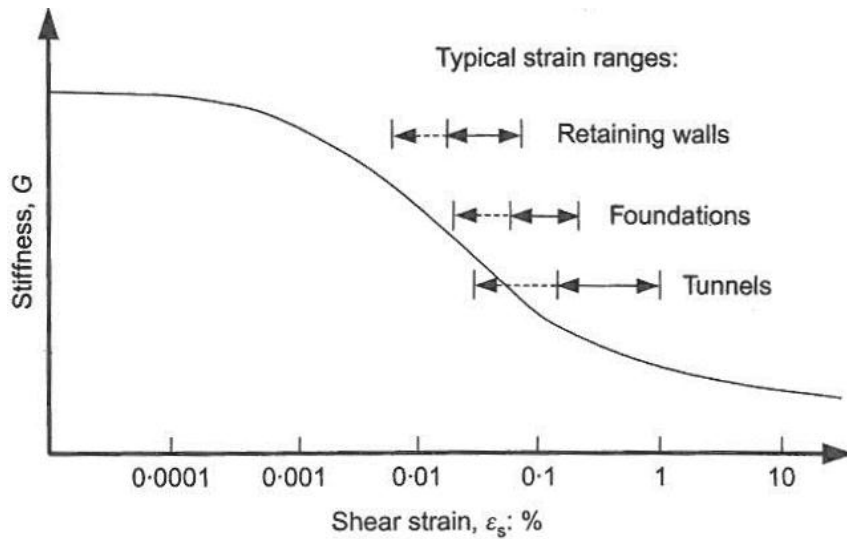


Figura 7-2 - Variazione tipica del modulo di rigidezza in funzione della deformazione unitaria, Mair (1993).

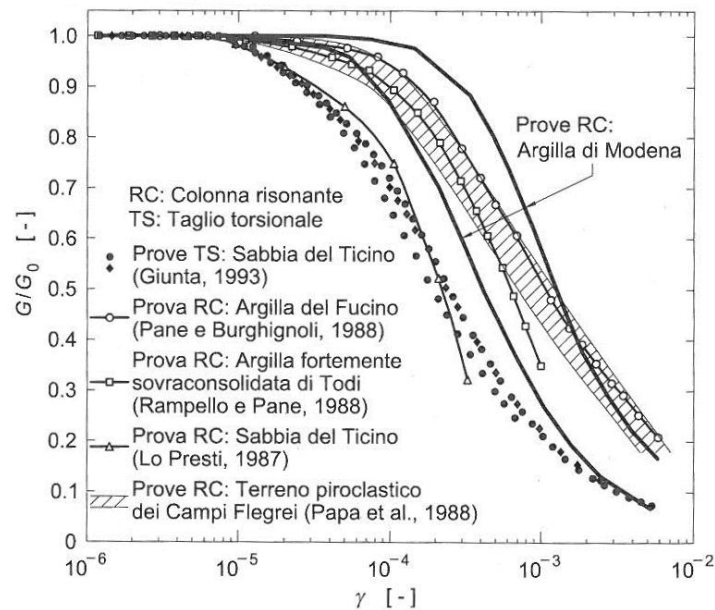


Figura 7-3 - Dipendenza del modulo di taglio dal livello deformativo, Lancellotta (2012).

7.3.2.1. Terreni incoerenti

Nel caso di problematiche di cedimento di fondazioni superficiali e di utilizzo delle note espressioni ricavate dalla teoria dell'elasticità per aree di carico rettangolari, il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a circa $1/10 \div 1/8 E_0$, valore significativo di deformazioni di taglio unitarie dell'ordine di 0.1% inoltre, si può far riferimento al modulo E_{25} (modulo con riferimento ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima a taglio pari al 25-30% e una deformazione dell'ordine di 1×10^{-3}) determinato con la correlazione di Jamiolkowski et al. (1988) in funzione della densità relativa D_r e di N_{SPT} :

$$E_{25} = (1.05 - 0.35 D_r) \times N_{SPT}$$

Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie, tirantate e non, e di opere di fondazione di tipo profondo il modulo di Young “operativo” può essere assunto pari a 1/5÷1/8 di quello iniziale, valore significativo di deformazioni di taglio unitarie minori di 0.1%, al pari si può far riferimento al modulo compressibilità E valutato tramite la correlazione di D’Appollonia (1970):

$$E = 0,756 \times N_{SPT} + 18,75$$

7.3.2.2. Terreni coesivi

I parametri di deformabilità dei terreni coesi (indice di compressione c_c , indice di ricomprensione c_r , coefficiente di compressione secondaria C_α , coefficiente di consolidazione C_v e grado di sovraconsolidazione OCR) sono stati definiti a partire dai risultati delle prove Edometriche condotte nelle varie campagne di indagine.

Inoltre, per ulteriore confronto, l’indice di compressione è stato ricavato a partire dall’indice di plasticità (Kulhawy and Mayne, 1990).

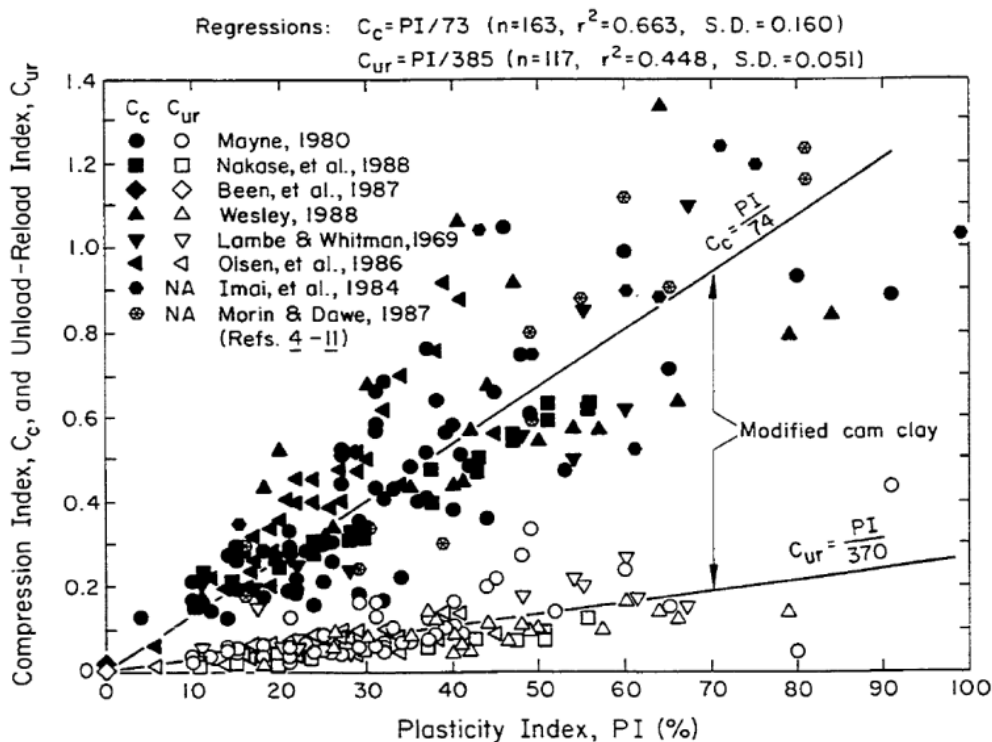


Figura 7-4 - Dipendenza dell’indice di compressione C_c da IP (Kulhawy and Mayne, 1990).

Inoltre, per il dimensionamento delle opere di fondazione diretta è stato definito il modulo confinato $M_{fond. Dirette}$, valutato sulla base di:

- le correlazioni proposte da Stroud et Butler nel 1975, per depositi coesivi di origine glaciale con presenza di inclusioni di ghiaia e ciottoli:

$$M(MPa) = f \times N_{SPT}$$

con f pari a 0,6 nel caso di terreni limosi e 0,5 nel caso di terreni prevalentemente argillosi.

- i risultati delle prove edometriche condotte sui campioni prelevati in sito.

Per il dimensionamento delle opere di sostegno e di fondazioni profonde il modulo confinato operativo è stato valutato a partire dai corrispondenti moduli M a deformazioni elevate (definiti per il dimensionamento delle opere di fondazione dirette) considerando un incremento della rigidità del doppio circa.

7.4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEL SUBSTRATO ROCCIOSO

L'intero tracciato è caratterizzato dalla presenza di un substrato roccioso che è affiorante in alcuni tratti (tratta Asse Principale: pk: 2+975 ÷ 3+175, tratta Strada di collegamento SR73-Raccordo A1 Arezzo - Battifolle: pk: 2+275÷2+600) mentre, generalmente si trova al di sotto dei terreni alluvionali per il resto del tracciato del progetto.

Il substrato non è stato rilevato nel tratto Asse Principale alle pk: 0+000 ÷ 0+575, 3+450 ÷ 5+260; nella tratta Strada di collegamento SR73-Raccordo A1 Arezzo – Battifolle alle pk: 0+000 ÷ 0+075, 1+025÷1+525, 3+050÷3+875, mentre nella Strada di collegamento E78-SR71 è stato rilevato soltanto nel sondaggio DS02.

In ambito della Relazione Geologica (T00GE01GEORE01_A) sono stati eseguiti 5 rilievi geomeccanici affrontati nella Relazione – Geologia – Rilievi geomeccanici (T00GE01GEORE02_A).

7.4.1. CLASSIFICAZIONE DELLA QUALITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Il Rock Quality Designation (RQD) è un parametro di classificazione delle rocce proposto nel 1963 da D. U. Deere. Su ogni spezzone di roccia estratto in ciascuna manovra di carotaggio è possibile effettuare il calcolo del parametro RQD come il rapporto di seguito illustrato:

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{lunghezza spezzoni materiale fresco} > 10 \text{ cm}}{\text{lunghezza totale della manovra di carotaggio}} \cdot 100$$

Dai valori di RQD ottenuti è possibile classificare la qualità della roccia come illustrato nella seguente Tabella, proposta da Deere (1963).

RQD (%)	QUALITÀ
<25	Molto scarsa
25-50	Scarsa

50-75	Discreta
75-90	Buona
90-100	Eccellente

Tabella 7-2 - Classificazione della qualità dell'ammasso roccioso tramite il calcolo del parametro RQD, Deree (1963).

In alternativa l'RQD può essere ricavato durante un rilievo geomeccanico basandosi sui parametri di densità delle discontinuità, utilizzando un approccio monodimensionale con la relazione di Priest e Hudson (1981):

$$RQD = 100e(0.1n)0.1n + 1)$$

dove n= numero medio di giunti per unità di lunghezza (metro);

oppure con l'approccio bidimensionale proposto da Palmstom (1982):

$$RQD = 115 - 3.3 J_V$$

dove J_V = numero di fratture per metro cubo di roccia.

I valori dell'RQD sono stati ricavati durante i rilievi geomeccanici e variano tra il 9.1 e il 73.6% indicando una forte variabilità della qualità della roccia, da molto scarsa a buona.

7.4.2. PARAMETRI DI RESISTENZA A ROTTURA E DI DEFORMABILITÀ

La classificazione dell'ammasso roccioso tramite il metodo GSI può essere utilizzata per la stima dei principali parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso.

In questa sezione si illustra brevemente il procedimento per la determinazione della resistenza dell'ammasso roccioso di fondazione in accordo con i criteri di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

Il criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato per ammassi rocciosi (Hoek et al., 2002) è definito dalla seguente relazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

- σ'_1 e σ'_3 sono rispettivamente gli sforzi efficace principale massimo e minimo;
- σ_{ci} è la resistenza a compressione uniassiale della roccia. Per il valore della resistenza a compressione si è fatto riferimento alle prove eseguite durante i rilievi geomeccanici riportati nella seguente Tabella;

N. STAZIONE GEOMECCANICA	RESISTENZA A COMPRESIONE UNIASSIALE (MPa)
Stazione geomeccanica SG1	38.4
Stazione geomeccanica SG2	36.8
Stazione geomeccanica SG3	40.7
Stazione geomeccanica SG4	36.8
Stazione geomeccanica SG5	30.6

Tabella 7-3 Resistenza a compressione semplice (MPa) calcolate durante i rilievi geomeccanici (T00GE01GEORE02_A)

- m_i è una costante del materiale intatto, calcolabile a partire dai risultati delle prove di laboratorio o, in assenza di esse, in base alla natura della roccia tramite l'utilizzo di tabelle proposte da vari autori. Nella Tabella seguente si riporta la proposta di Hoek (2006). Per il caso di studio è stato scelto il valore conservativo pari a 7.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (23 ± 3)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Tabella 7-4 - Determinazione della costante m_i (Hoek, 2006) in funzione della granulometria e della struttura cristallina.

- GSI (Geological Strength Index) è un indice per la classificazione dell'ammasso roccioso proposto da Hoek et al. (1994). Questo metodo è basato sul grado di fratturazione dell'ammasso e sulle caratteristiche dei giunti. A seguito della raccolta dei dati durante i rilievi geomeccanici sono stati ricavati i valori di GSI, di seguito riportati.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	GSI
Stazione geomeccanica SG1	47.4
Stazione geomeccanica SG2	58.9
Stazione geomeccanica SG3	47.6
Stazione geomeccanica SG4	57.2
Stazione geomeccanica SG5	47.1

Tabella 7-5 - Valori di GSI stimati durante i rilievi geomeccanici (T00GE01GEORE02_A)

- il valore della costante m_b viene ricavato dalla costante m_i del materiale intatto secondo la seguente relazione:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

dove D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso, ed è variabile da 0 per rocce indisturbate ad 1 per rocce molto disturbate. I valori di D proposti da Hoek (2002) sono riportati nella seguente Tabella.



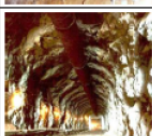
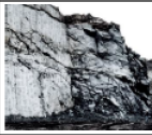

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Tabella 7-6 - Determinazione del fattore di disturbo D (Hoek, 2006)

PROGETTAZIONE ATI:

- Le costanti s e a sono definite dalle seguenti equazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/15})$$

Una volta determinati i parametri di resistenza del criterio di rottura di Hoek-Brown, le seguenti relazioni permettono di ricavare la coesione e l'angolo di resistenza al taglio per la determinazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}}$$

dove:

- m_b , s ed a sono tre costanti calcolabili dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso descritte precedentemente;
- $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$

il valore σ'_{3max} di rappresenta il limite superiore della tensione di confinamento e definisce l'intervallo nel quale è stata individuata l'equivalenza fra il criterio di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb.

In tale contesto è possibile, perciò, tracciare nello stesso piano degli sforzi i criteri di rottura di Hoek-Brown e quello di Mohr-Coulomb, assumendo che vi sia una relazione lineare in grado di approssimare lo stato di sforzo a rottura nel campo di variazione delle tensioni principali compreso fra $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$, come raffigurato di seguito.

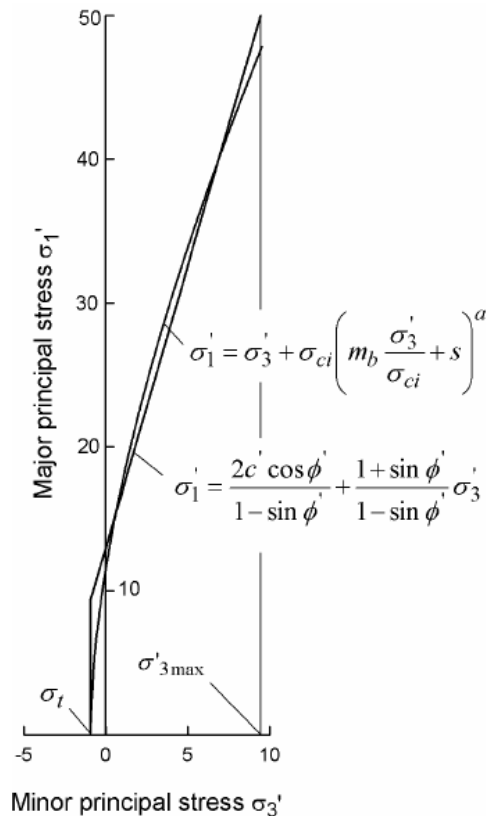


Figura 7-5 Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek- Brown e per quello equivalente di Mohr – Coulomb

Per ricavare σ'_{3max} sui pendii, Hoek (2002) propone la seguente formulazione, utilizzando l'analisi di Bishop:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

dove:

- γ è il peso di volume dell'ammasso roccioso;
- H è l'altezza del pendio;
- σ'_{cm} è la resistenza dell'ammasso roccioso, definita dalla seguente equazione:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)(m_b/4 + s)^{a-1})}{2(1 + a)(2 + a)}$$

Per ricavare σ'_{3max} per opere profonde (tunnel profondi o tunnel profondi meno di 3 volte il diametro del tunnel), Hoek (2002) propone la seguente equazione che fitta i risultati riportati nella Figura 7-6:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

dove:

- γ e σ'_{cm} , come definiti in precedenza per l'equazione dei pendii;
- H è la profondità della galleria al di sotto del piano campagna.

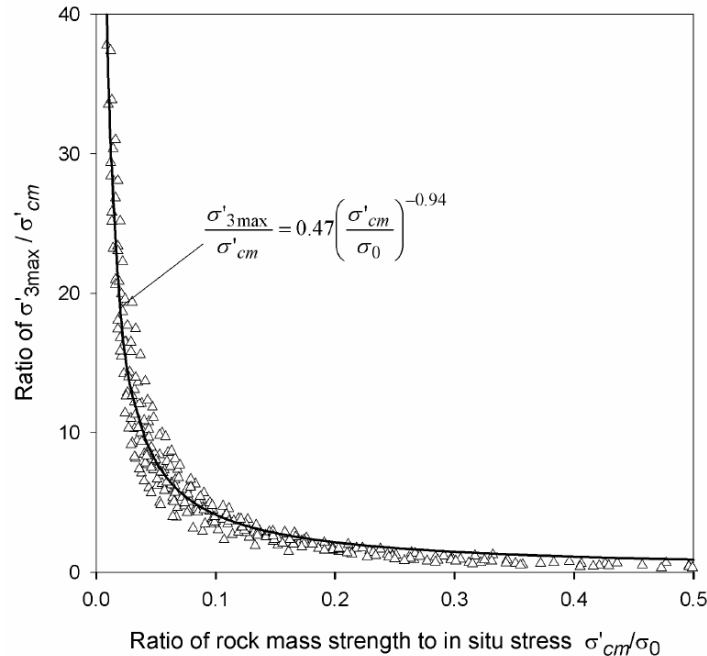


Figura 7-6 Relazione per il calcolo di σ'_{3max} per i parametri equivalenti di Mohr Coulomb e Hoek- Brown per i tunnel

Hoek (2002) sostiene inoltre che nel caso in cui lo sforzo orizzontale è più alto di quello verticale allora al posto di γH dev'essere usato lo sforzo orizzontale.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità è possibile stimare la rigidità dell'ammasso roccioso in base all'esito della classificazione dell'ammasso roccioso (classificazione RMR), dell'indice GSI e sulla base dei risultati delle prove sclerometriche che stimano la resistenza a compressione monodimensionale.

In particolare, secondo Hoek and Brown (1998) è possibile stimare il modulo di elasticità dell'ammasso roccioso E_m con la seguente formulazione che considera in modo esplicito il valore di resistenza a compressione uniaassiale del materiale roccia, σ_c , e l'indice GSI dell'ammasso roccioso, valida per il campo di valori: valori $\sigma_c < 100$ MPa.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-100}{40}\right)}, \text{ per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

8. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nei seguenti paragrafi si presenta la caratterizzazione geotecnica dei terreni coesivi, incoerenti e del substrato roccioso indagati.

Tutte le unità geotecniche fanno riferimento alle unità geologiche descritte nella Relazione geologica (T00GE01GEORE01). Di seguito una Tabella che correla le unità geotecniche suddivise per tratto e le unità geologica corrispondenti.

TRATTO	UNITÀ GEOTECNICA	TIPOLOGIA TERRENO	UNITÀ GEOLOGICA
Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle	A (FL)	Coesivo in prevalenza argilloso	FL
Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle	LS (AT)	Coesivo in prevalenza limoso sabbioso	AT
Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle	S (FL)	Incoerente sabbia	FL
Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle	R	Riporto	R
Asse principale	A (FL)	Coesivo in prevalenza argilloso	FL
Asse principale	L (FL,AT)	Coesivo in prevalenza limoso	FL, AT
Asse principale	S (FL,AT)	Incoerente sabbia	FL, AT
Asse principale	G (FL)	Incoerente ghiaia	FL
Strada di collegamento E79-SR71	L (FL,CA)	Coesivo in prevalenza limoso	FL, CA

Tabella 8-1 Schema riassuntivo delle unità geotecniche e le corrispondenti geologiche

9. Caratterizzazione delle unità geotecniche – Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle

Le tavole di progetto che raffigurano il profilo geotecnico a cui si fa riferimento per il tratto della Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle sono, da sud verso nord:

- T00GE00GETFG04_A, profilo dalla pk 0+000 alla pk 1+400,
- T00GE00GETFG05_A, profilo dalla pk 1+400 alla pk 2+775,
- T00GE00GETFG06_A, profilo dalla pk 2+775 alla pk 4+079,
- T00GE00GETSG03_A, sezione geotecnica GEOT6,
- T00GE00GETSG04_A, sezioni geotecniche GEOT7, GEOT8,
- T00GE00GETSG05_A, sezioni geotecniche GEOT9.

Dalla **pk 0+000 alla pk 1+575** il profilo stratigrafico è caratterizzato dalla presenza di terreni prettamente coesivi da mediamente consistenti a consistenti sino a 20 m circa di profondità (resistenza di punta q_c è variabile tra 1 e 2 MPa). Si rileva la prevalenza di terreni prettamente limosi appartenenti all'unità geotecnica (U.G. L(FL)) di media plasticità con grado di sovraconsolidazione significativo in superficie e decrescente con la profondità.

Fino alla pk 0+700 all'interno dei limi sono presenti, nei primi 14 m da p.c., due lenti di argilla da moderatamente consistenti a consistenti con potenze che arrivano fino a 6 m (U.G. A(FL)).

Lungo tutto il tratto, sempre nei primi 20 m, sono inoltre state rilevate lenti più o meno continue e spesse di sabbie fini limo-argillose con lenti centimetriche di ghiaie medio fine in matrice sabbiosa limosa o inclusi di clasti sporadici (U.G. S(FL)), con discreto grado di addensamento ($q_c > 8$ MPa).

Più in profondità sono state rilevate ghiaie eterometriche da addensate a molto addensate (q_c maggiori di 20 MPa oppure a rifiuto) in matrice sabbioso limosa (U.G. G(FL)). All'interno dell'unità geotecnica G(FL) sono presenti lenti di argilla intercettate dai sondaggi S1-06, CS01, S2-06.

Dalla **pk 1+575 alla pk 2+250** alla base dei terreni superficiali limosi che si trovano sempre fino a profondità di 19-20 m e con caratteristiche simili a quelle del primo tratto, è stato rilevato il substrato roccioso costituito dalle Arenarie del Cervarola.

Dalla **pk 2+250 alla pk 2+650** il substrato è affiorante.

Dalla **pk 2+650 fino alla pk 4+079** i terreni superficiali di natura limosa (U.G. L(FL,AT)) sono presenti sino a 15 m circa di profondità ma la presenza di livelli prettamente incoerenti (U.G. S(AT)) diventa molto più importante in particolare in corrispondenza del Canale Maestro della Chiana laddove diventa predominante.

A profondità superiori a 15 m sino alla pk 2+800 è stato rilevato il substrato roccioso e lungo il resto mentre lungo il resto del tratto l'unità delle ghiaie (U.G. G(FL)).

9.1. Unità geotecnica A (FL)

Questa unità geotecnica ha una litologia prevalentemente argillosa, corrispondente all'unità geologica dei depositi continentali fluvio-lacustri terrazzati "FL". Questi sedimenti sono rappresentati da lenti di argille e argille debolmente limose da moderatamente consistenti a molto consistenti.

I campioni estratti all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			Z _{in}	Z _{fin}
			(m)	(m)
CS01	2021	1	4.40	4.90
S1-06	2006	Sh1	7.00	7.60

Tabella 9-1 Campioni estratti nell'unità A(FL)

9.1.1. N_{SPT}

In questa unità è stata eseguita soltanto una prova penetrometrica di tipo SPT sul sondaggio S1-06 alla profondità di 3 m; il valore di N_{SPT} è 21.

9.1.2. GRANULOMETRIA

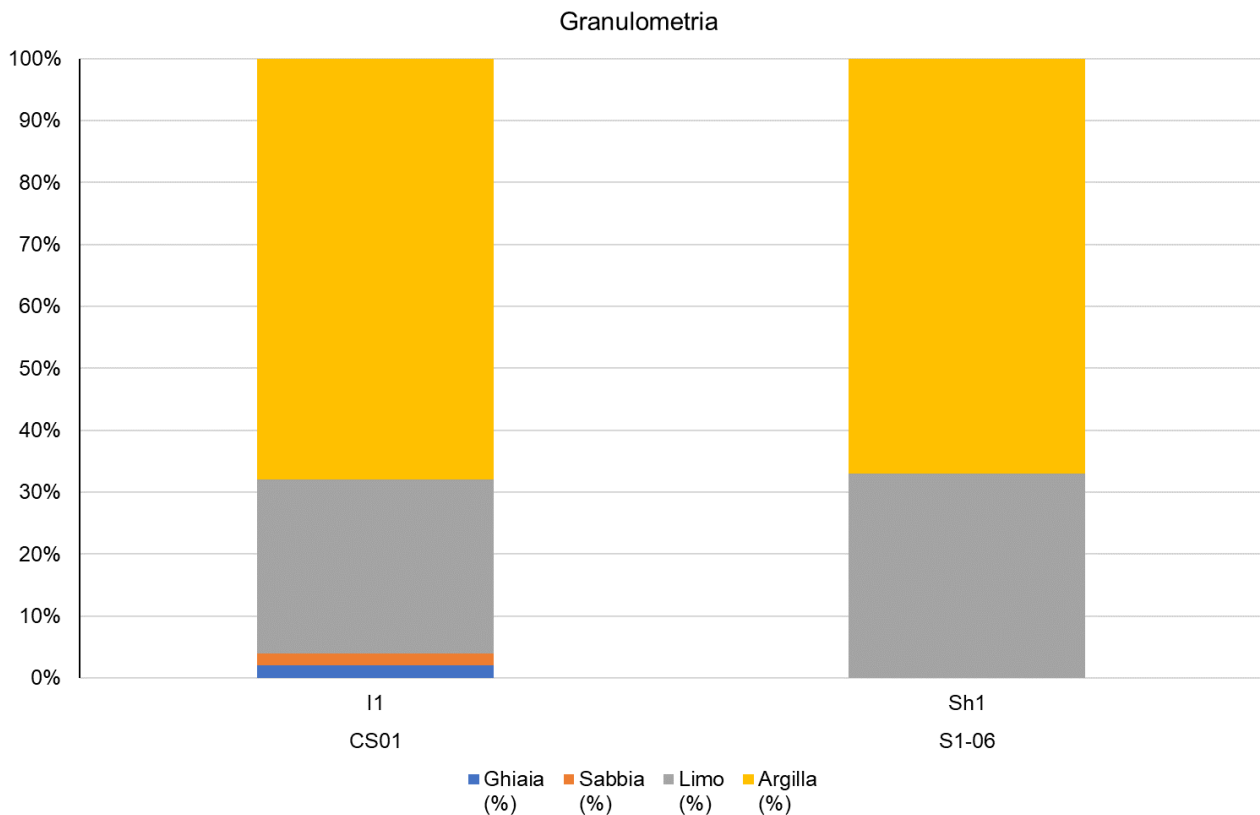


Figura 9-1 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità A (FL)

9.1.3. PESO DI VOLUME DEL TERRENO

Dalle prove di laboratorio, eseguite nei campioni estratti all'interno dell'unità A(FL), è stato stimato un peso di volume del terreno variabile tra 18 e 19 kN/m³.

9.1.4. LIMITI DI ATTERBERG

In laboratorio sono stati misurati i limiti di Atterberg del campione I1 prelevato dal sondaggio CS01 alla profondità di 4.4- 4.9. Il limite di liquidità è risultato pari a 85 l'indice di plasticità pari a 35. Plottando i valori dell'indice di plasticità e del limite di liquidità nel Diagramma di plasticità di Casagrande il campione ricade nella zona dei Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche.

9.1.5. INDICE DEI VUOTI

Dalle prove di laboratorio, eseguite nei campioni estratti all'interno dell'unità A(FL), è stato calcolato un indice dei vuoti variabile tra 0.85 e 0.87.

9.1.6. RESISTENZA AL TAGLIO IN COND. DRENATE

Sono disponibili i risultati di una prova di taglio diretto, eseguita sul campione 1 prelevato alla profondità di 4.4 m del sondaggio CS01, che hanno fornito un'angolo di resistenza al taglio pari a 18° e c' pari a 9 kPa e i risultati di una prova triassiale C.D sullo stesso campione che hanno fornito ϕ' 22° e c' 51 kPa.

9.1.7. COESIONE NON DRENATA

Nel seguente grafico si riporta la stima della coesione non drenata a partire dai valori N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c., i risultati delle prove di espansione laterale libera dei campioni eseguiti in tale unità e i valori medi della coesione non drenata determinata in sito con il Pocket Penetrometer e il Torvane.

La linea blu rappresenta per un rapido confronto la stima di c_u nell'ipotesi di terreno normalmente consolidato, assumendo $c_u = 0.27 \sigma'_v$ in considerazione di I_p .

In rosso viene rappresentato l'andamento del valore caratteristico della coesione non drenata assunto in progetto.

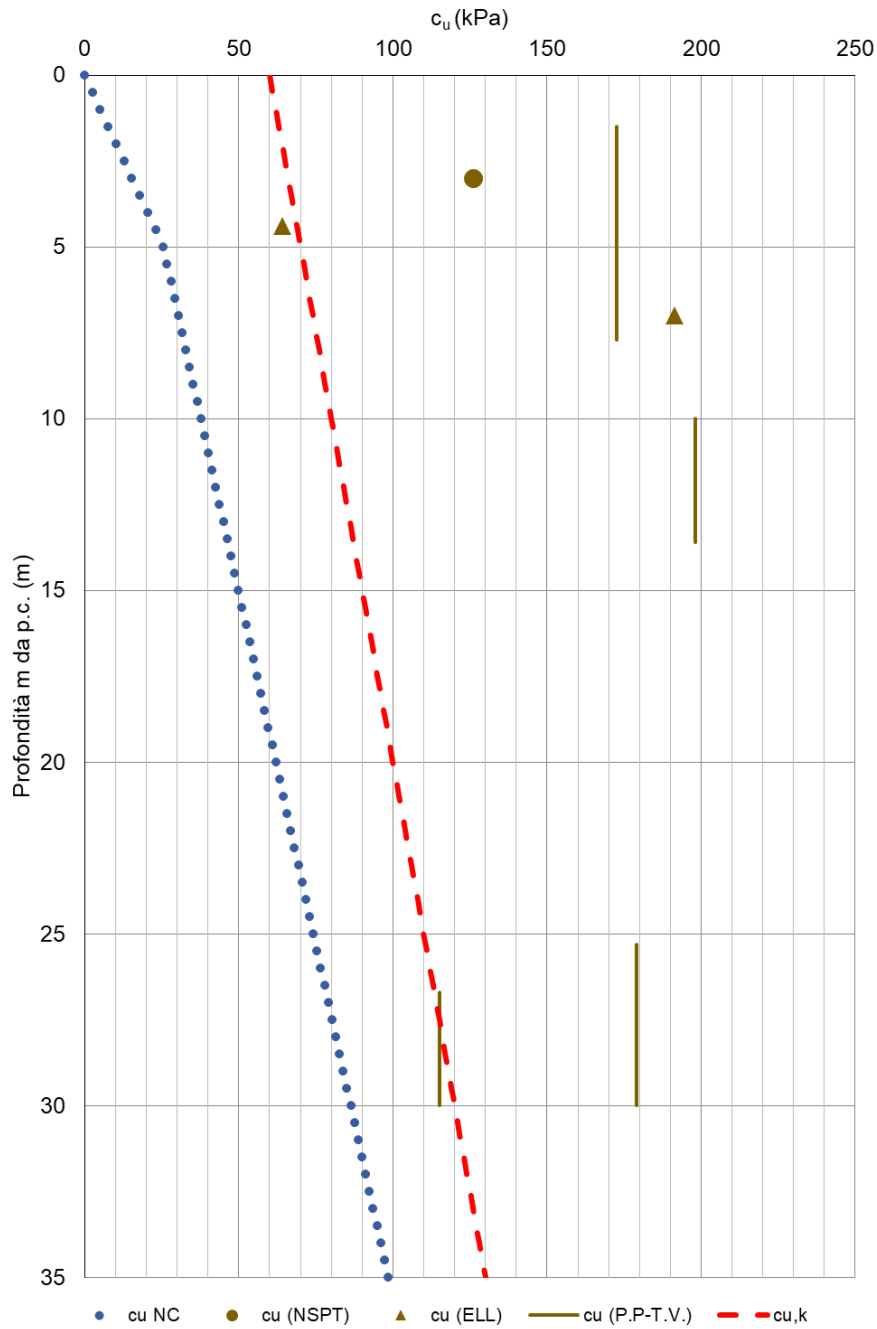


Figura 9-2 - Grafico della stima della coesione non drenata nell' unità A (FL)

9.1.8. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO E MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Nell'unità A (FL) sono stati rilevati valori delle V_s dalla prova down-hole (DH C S01) pari a circa 170÷280 m/s.

La stima del modulo G_0 è stata ricavata a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove down-hole ottenendo un range pari a 60 ÷ 160 MPa.

9.1.9. GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

Sono state eseguite due prove edometriche su entrambi i campioni prelevati nell'unità A(FL) che hanno stimato un grado di consolidazione pari a 2 per la prova eseguita nel campione Sh1 prelevato alla profondità di 4.4 m dal sondaggio S1-06, pari a 5 per la prova eseguita nel campione 1 (7 m) prelevato alla profondità di 7 m dal sondaggio CS01.

9.1.10. INDICE DI COMPRESSIONE

È stato stimato un valore dell'indice di compressione variabile tra 0.302 e 0.336 dalle prove edometriche eseguite sui campioni prelevati sull'unità A(FL), e pari a 0.479 a partire dall'indice di plasticità.

9.1.11. INDICE DI RICOMPRESSIONE

È stato stimato un valore dell'indice di ricomprensione variabile tra 0.047 e 0.073 dalle prove edometriche.

9.1.12. COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE SECONDARIO

È stato stimato un valore del coefficiente di compressione secondario variabile tra 0.002 e 0.01 dalle prove edometriche.

9.1.13. COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE c_v

È stato stimato un valore coefficiente di consolidazione c_v variabile tra 0.0002 e 0.0005 cm^2/s dalle prove edometriche.

9.1.14. MODULO CONFINATO M PER FONDAZIONI DIRETTE

È stato stimato un valore del modulo operativo confinato M per fondazioni dirette variabile tra 5 e 8 MPa dalle prove edometriche eseguite sui campioni prelevati dall'unità A(FL) e un modulo pari a 11 MPa a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Stroud.

9.2. UNITÀ GEOTECNICA L (FL, AT)

Questa unità geotecnica rappresenta la litologia prevalentemente limosa delle unità geologica dei depositi continentali fluvio-lacustri terrazzati “FL” e dei depositi alluvionali recenti ed attuali “AT”. Questi sedimenti sono rappresentati da limi la cui granulometria varia dai limi argillosi a limi sabbiosi.

I campioni prelevati all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI		UNITA' GEOTECNICA
			Z_{in}	Z_{fin}	
			(m)	(m)	
CS01	2021	2	13.70	14.20	U.G. - L(FL)
CS02	2021	1	4.00	4.40	U.G. - L(FL)
CS02	2021	2	12.00	12.50	U.G. - L(FL)
CS02	2021	3	17.00	17.50	U.G. - L(FL)
CS03	2021	1	4.50	4.90	U.G. - L(FL)
CS03	2021	2	9.00	9.50	U.G. - L(FL)
CS03	2021	3	16.00	16.50	U.G. - L(FL)
CS08	2021	2	11.00	11.50	U.G. - L(FL)
CS08	2021	3	17.00	17.50	U.G. - L(FL)
CS09	2021	2	9.60	10.00	U.G. - L(FL)
CS09	2021	3	16.50	17.00	U.G. - L(FL)
S1-06	2006	C3	17.00	17.30	U.G. - L(FL)
S1-06	2006	Sh2	13.00	13.60	U.G. - L(FL)
S2-06	2006	Sh1	11.20	11.80	U.G. - L(FL)
S2-06	2006	Sh2	15.30	16.00	U.G. - L(FL)
S3-06	2006	Sh1	3.00	3.60	U.G. - L(FL)
S3-06	2006	Sh2	12.40	13.00	U.G. - L(FL)
S3-06	2006	Sh3	15.40	16.00	U.G. - L(FL)
S6-06	2006	C2	13.00	13.40	U.G. - L(FL)
S7-06	2006	C2	14.60	15.00	U.G. - L(FL)
S7-06	2006	Sh1	3.00	3.60	U.G. - L(FL)
S7-06	2006	Sh2	10.00	10.60	U.G. - L(FL)
CS06	2021	1	10.00	10.50	U.G. - L(AT)
CS07	2021	2	10.50	11.00	U.G. - L(AT)
CS08	2021	1	3.00	3.50	U.G. - L(AT)

Tabella 9-2 Campioni estratti nell'unità L(FL, AT)

9.2.1. N_{SPT}

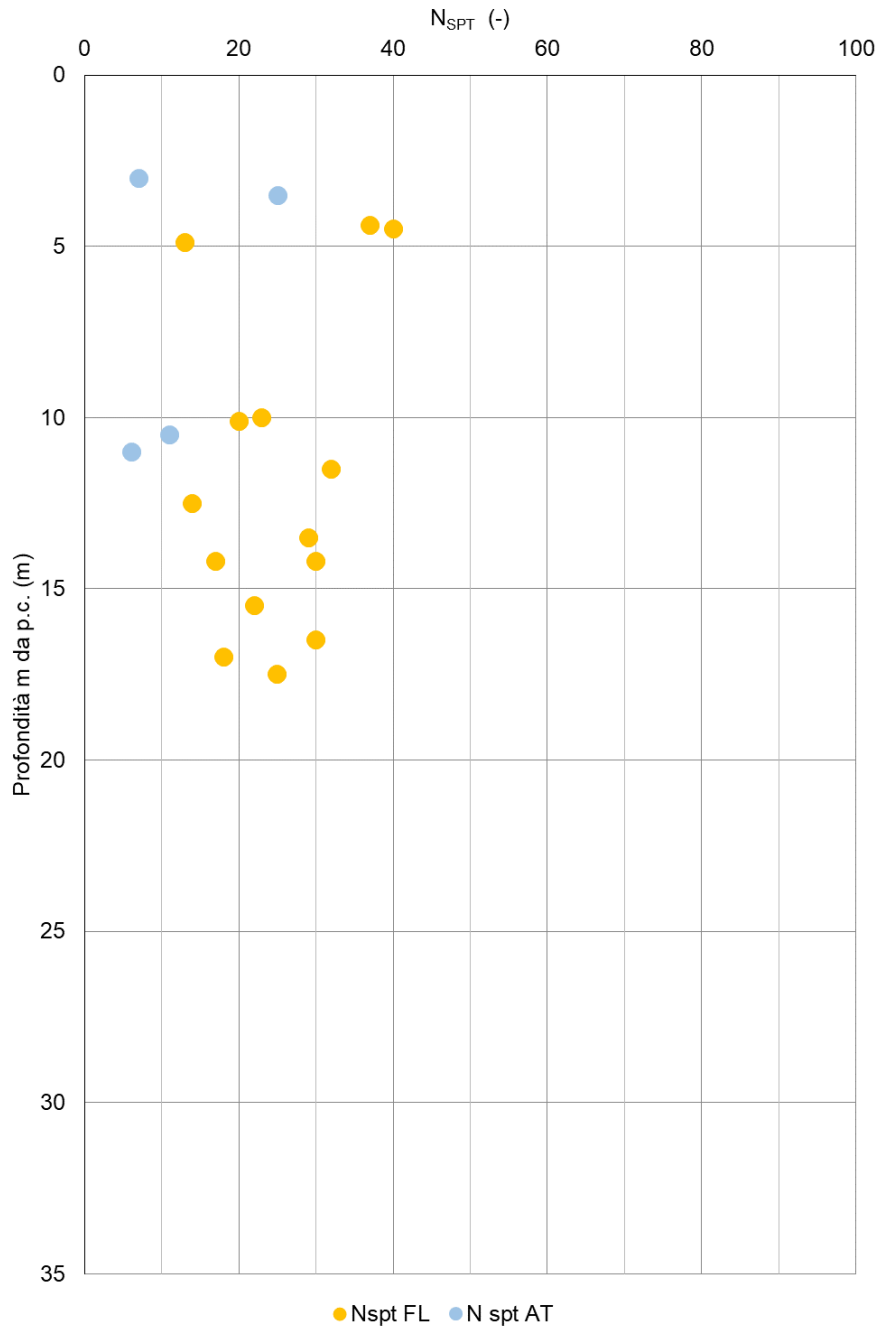


Figura 9-3 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità L (FL, AT)

9.2.2. GRANULOMETRIA

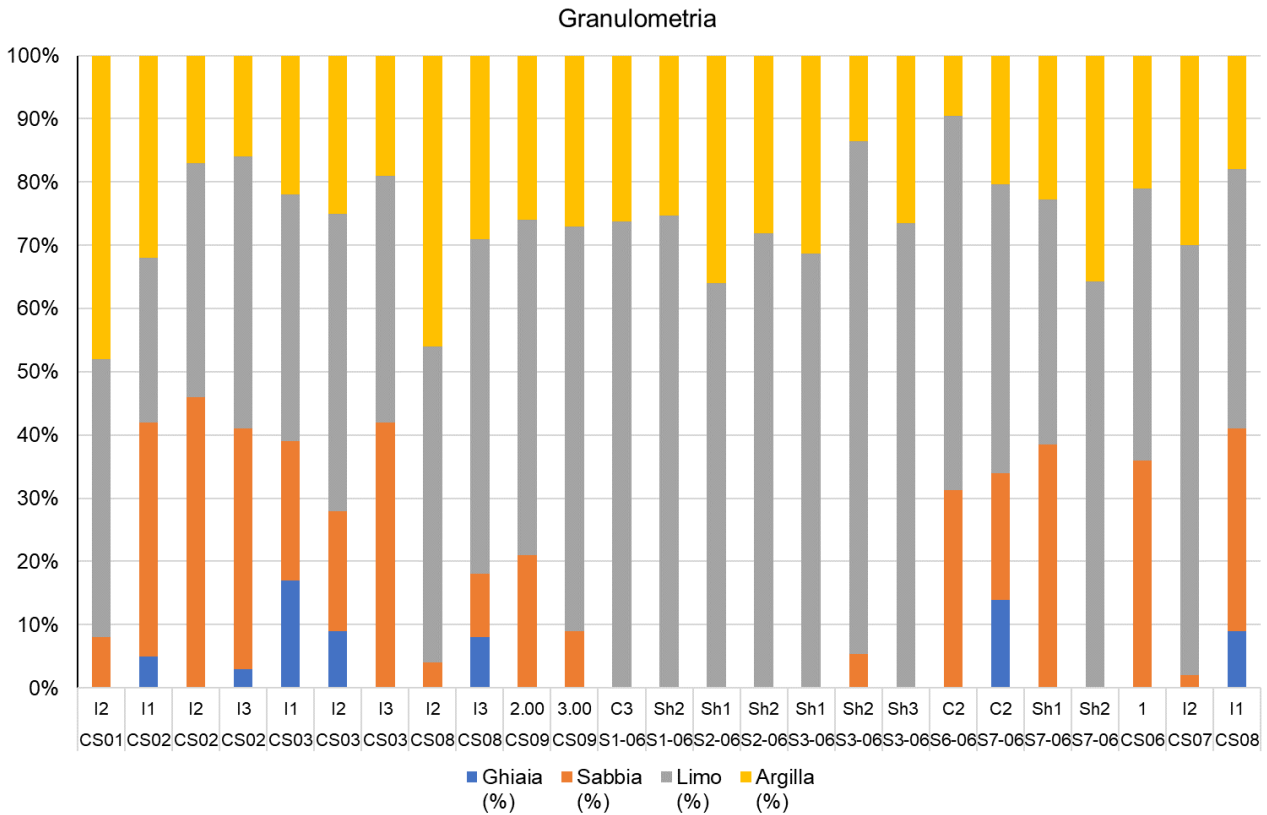


Figura 9-4 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità L (FL,AT)

9.2.3. PESO DI VOLUME DEL TERRENO

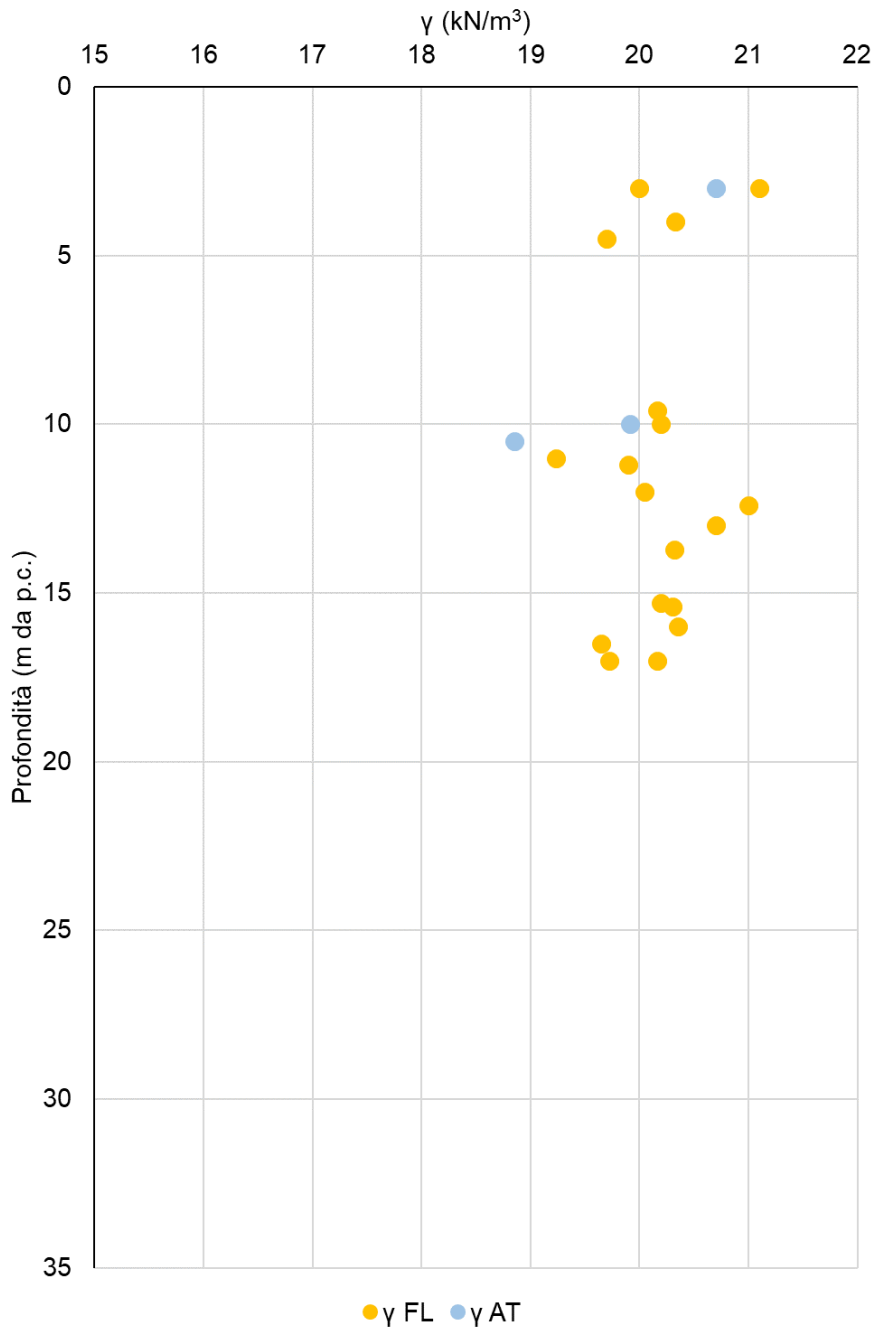


Figura 9-5 - Grafico del peso di volume del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.4. DIAGRAMMA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE

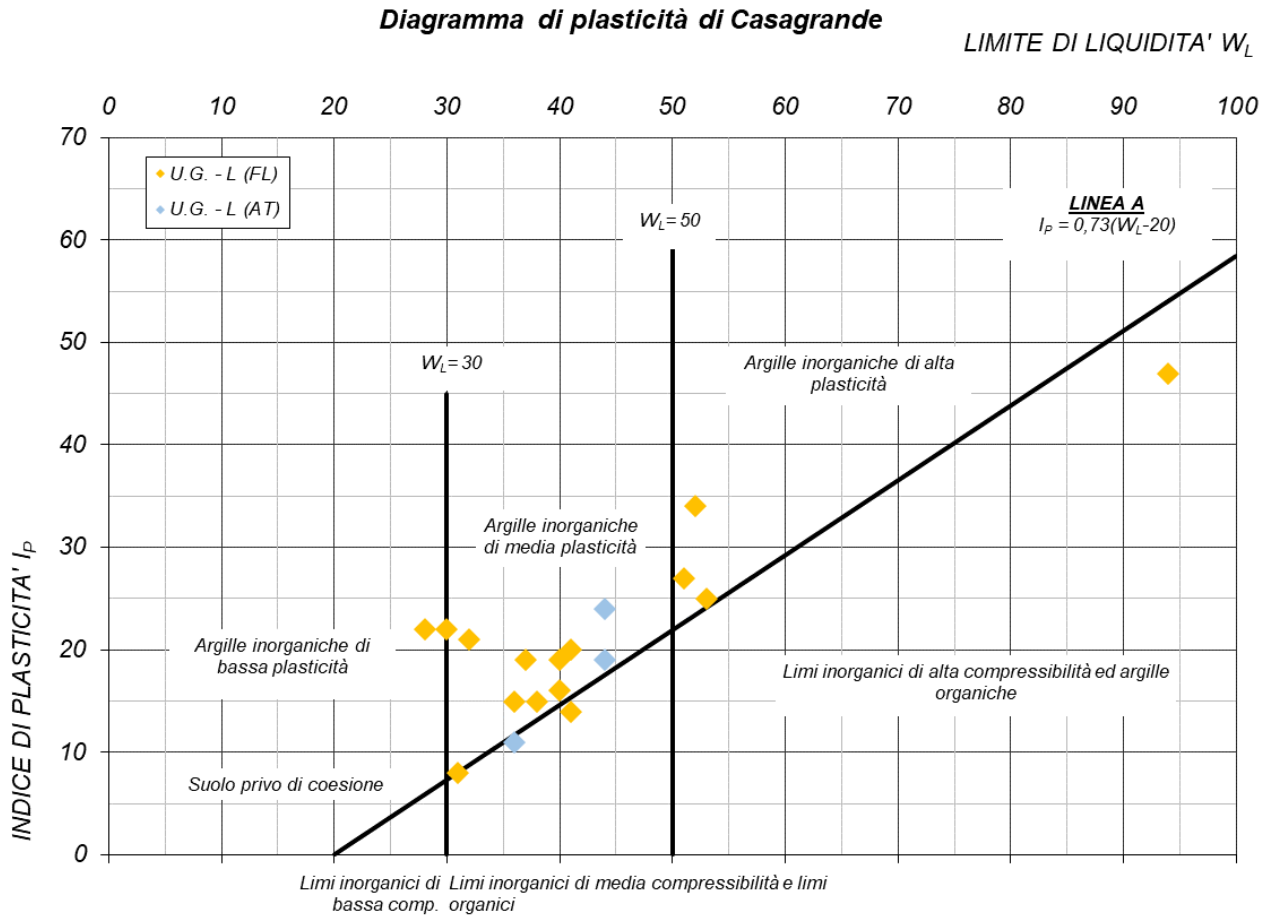


Figura 9-6 - Diagramma di plasticità di Casagrande relativo ai campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.5. LIMITE DI LIQUIDITÀ

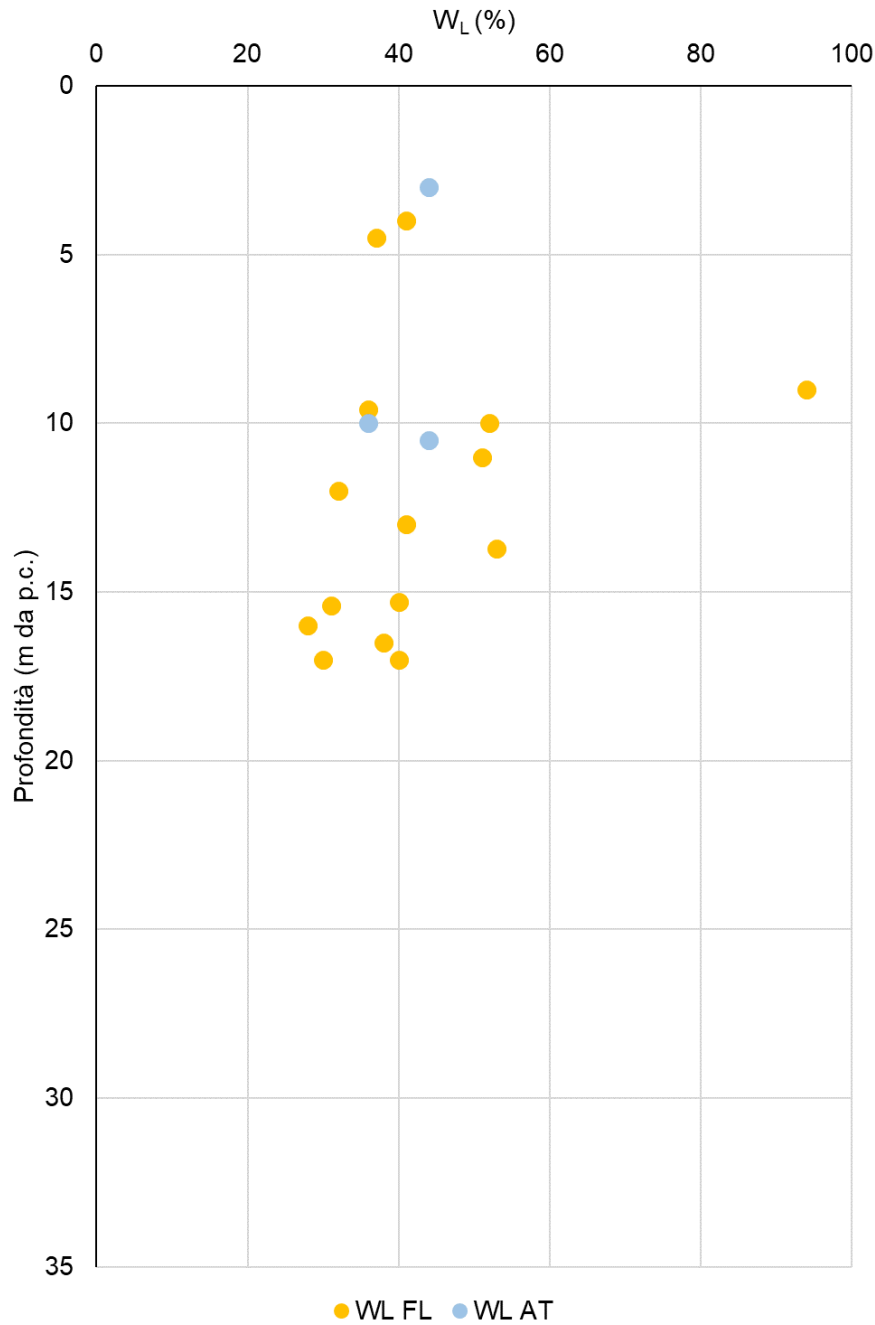


Figura 9-7 - Grafico del limite di liquidità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità A (FL)

9.2.6. INDICE DI PLASTICITÀ

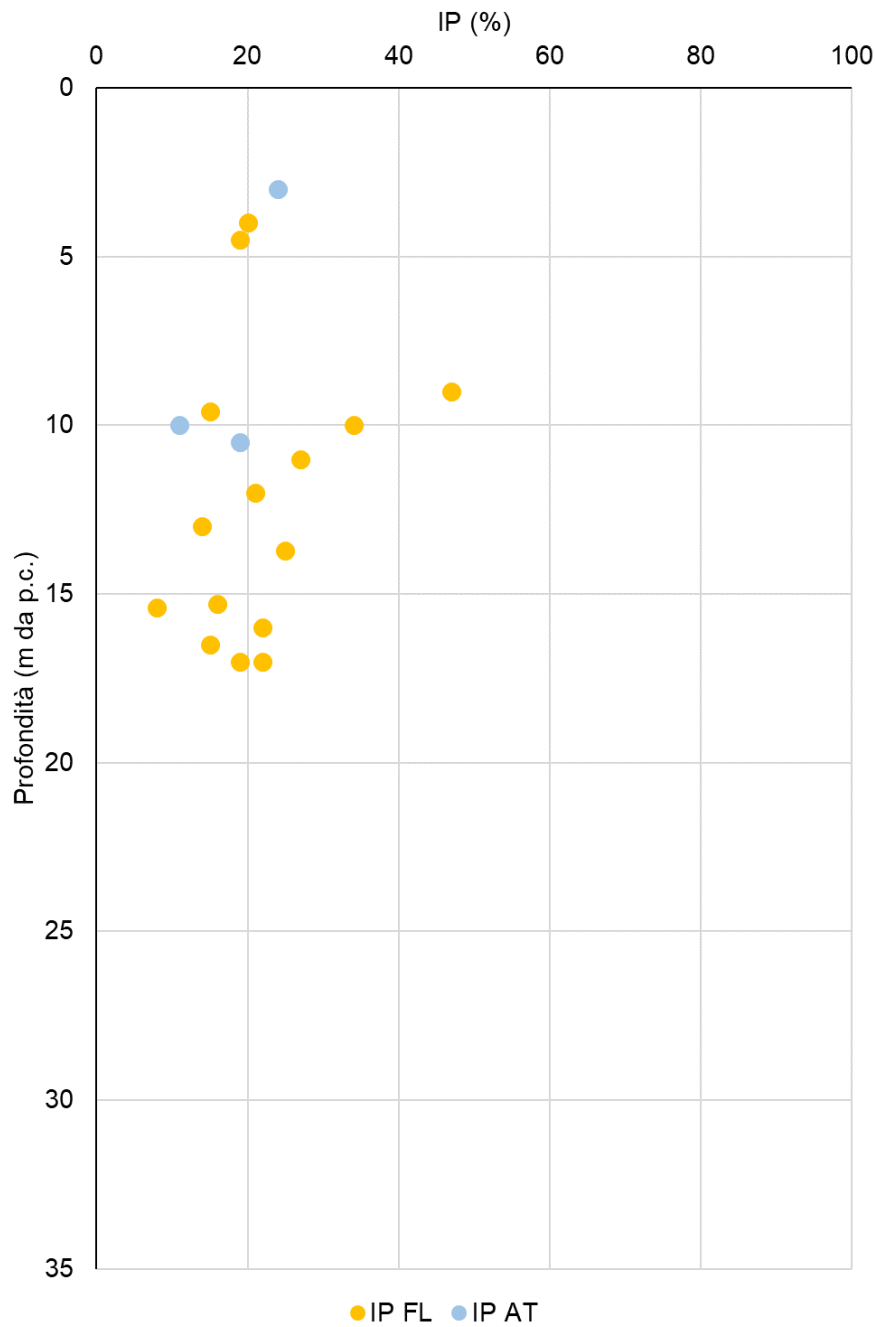


Figura 9-8 - Grafico dell'indice di plasticità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.7. INDICE DEI VUOTI

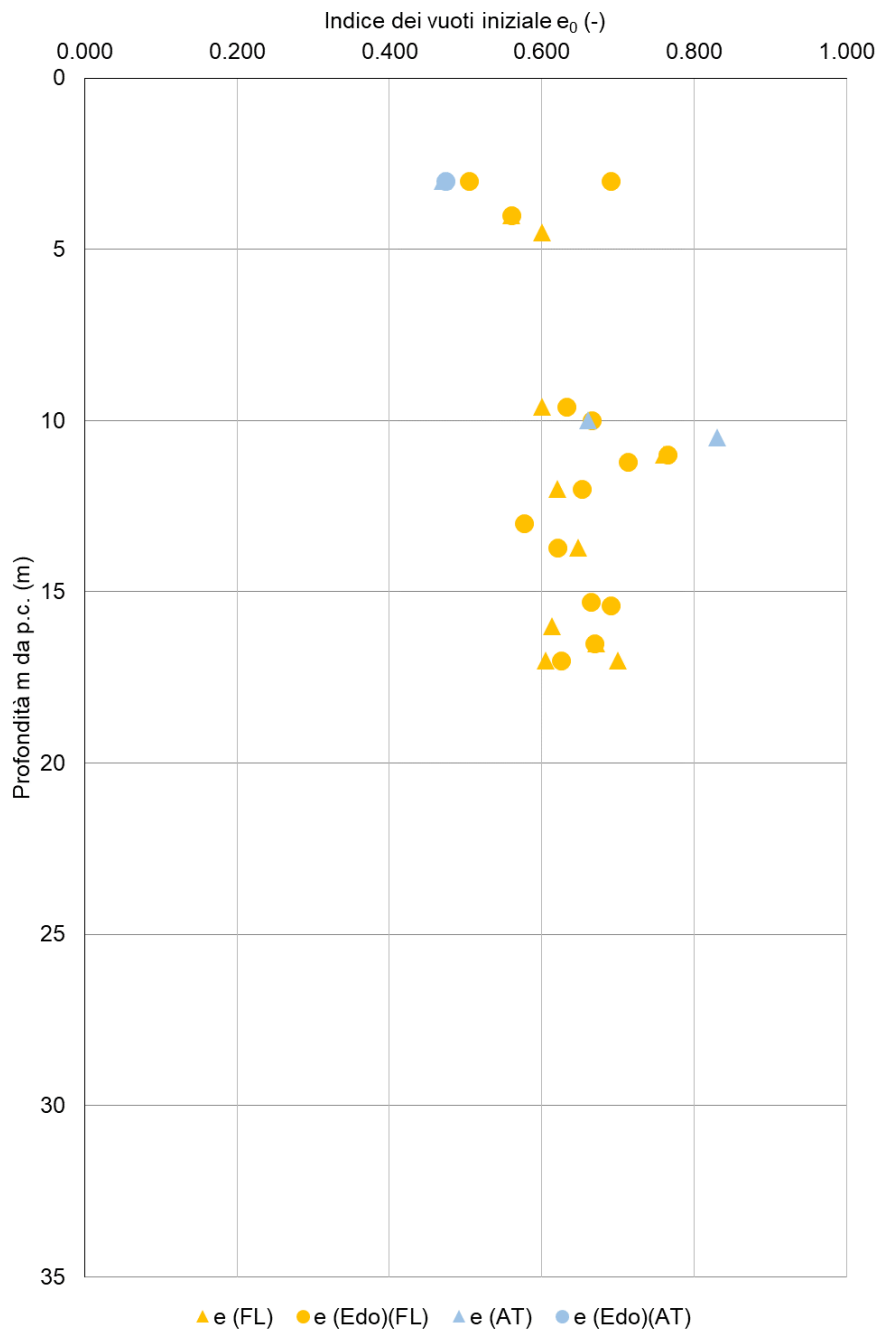


Figura 9-9 - Grafico dell'indice dei vuoti in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.8. RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

Nel seguente grafico si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto e triassiali C.D. dei campioni eseguiti in tale unità L (FL, AT). In rosso è rappresentato il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio assunto per l'unità L(FL,AT).

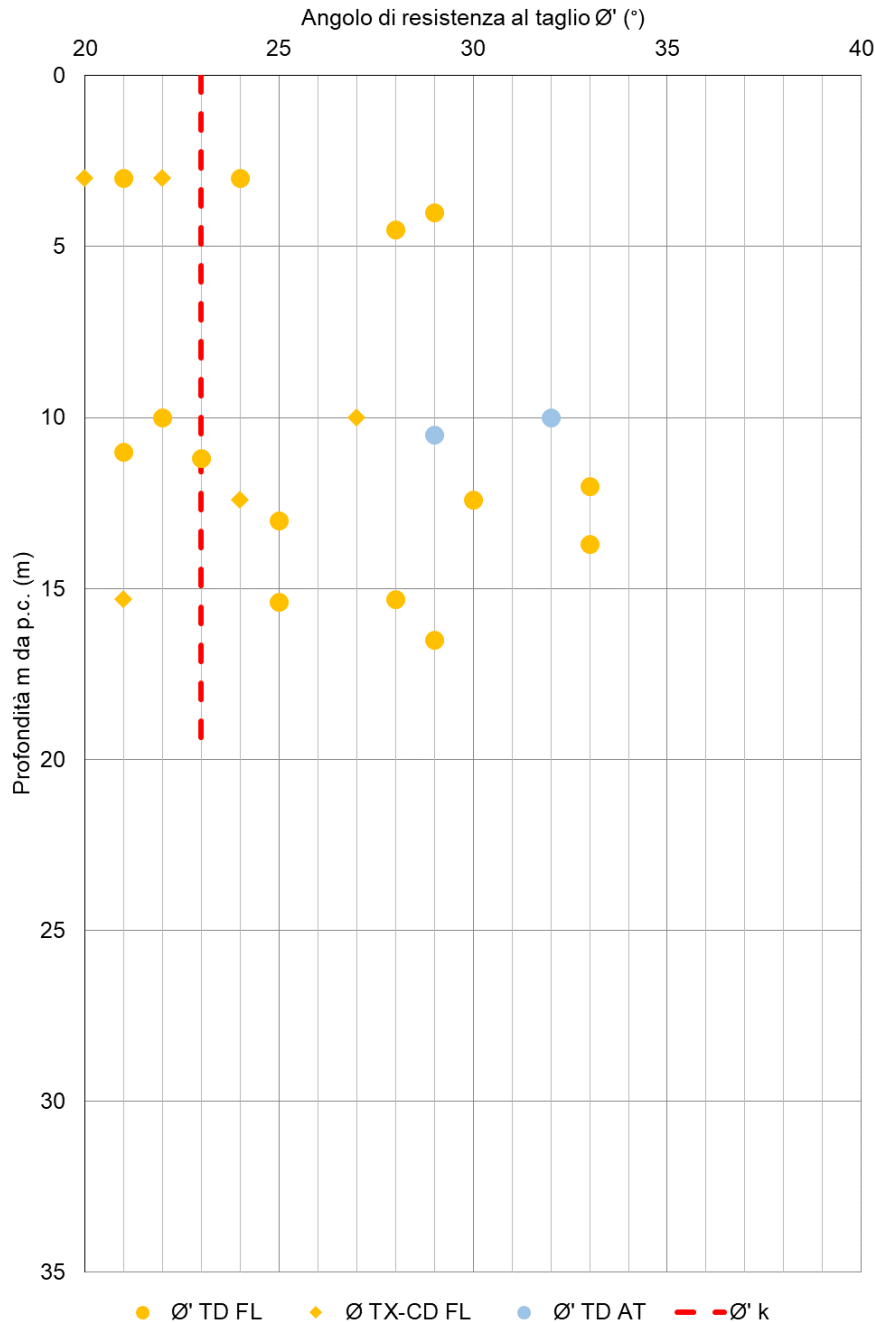


Figura 9-10 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità L (FL, AT)

Il valore caratteristico è stato assunto in via cautelativa ma trascurando i campioni prettamente coesivi con un angolo di resistenza al taglio $\phi \leq 24^\circ$ considerando anche i risultati delle prove di taglio che forniscono valori della coesione c' molto maggiori di quelli di progetto definiti nel seguente grafico. Grafico della stima della coesione efficace con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto e triassiali C.D. dei campioni eseguiti in tale unità L (FL, AT). In rosso è rappresentato il valore caratteristico della coesione efficace assunto per l'unità L(FL,AT).

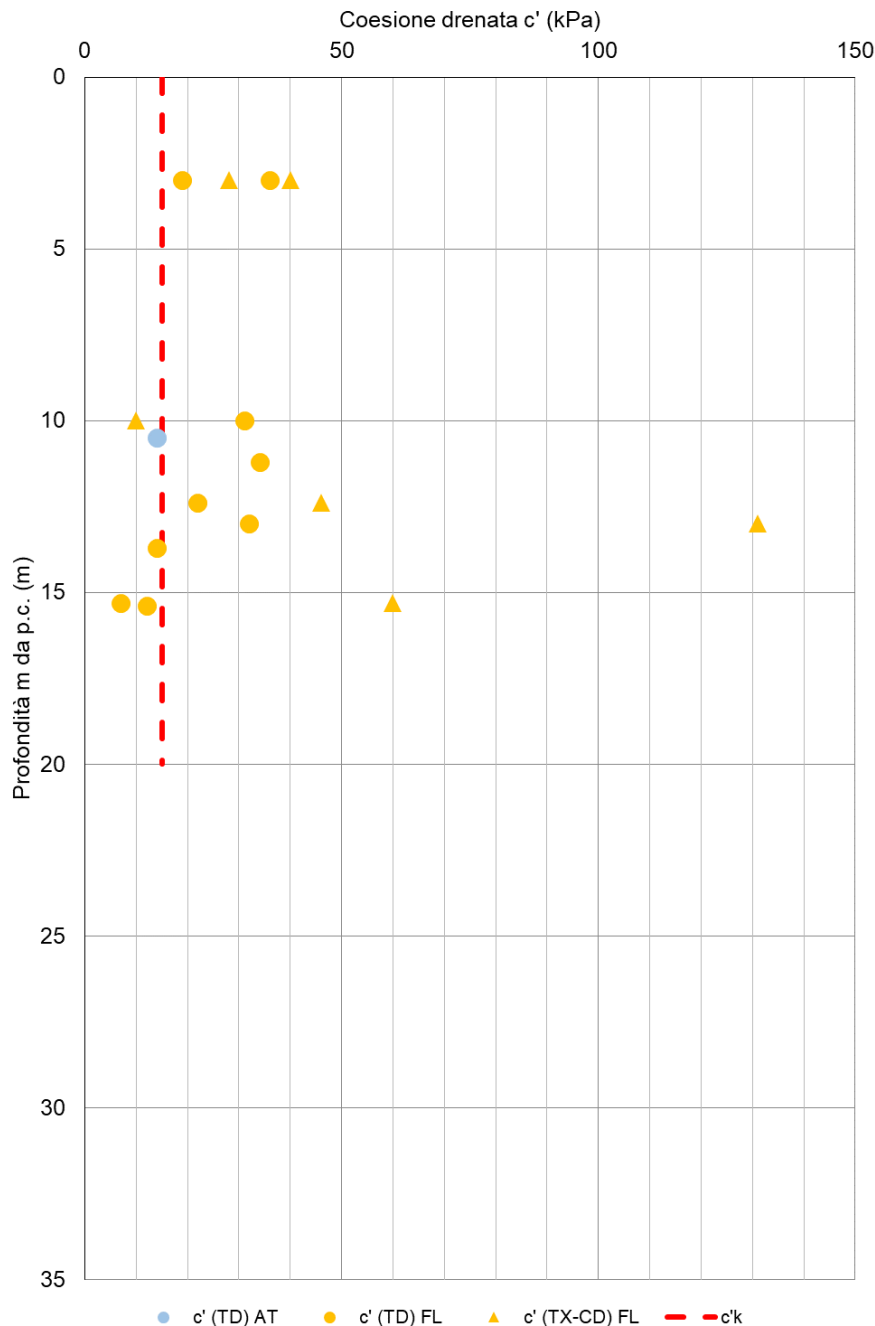


Figura 9-11 - Grafico della stima della coesione efficace nell' unità L (FL, AT)

9.2.9. COESIONE NON DRENATA

Grafico della stima della coesione non drenata a partire dai valori N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità L (FL, AT); sono rappresentati anche i risultati delle prove espansione laterale libera dei campioni eseguiti in tale unità e i valori medi dei pocket penetrometer e dei torvane.

La linea blu rappresenta per un rapido confronto la stima di c_u nell'ipotesi di terreno normalmente consolidato, assumendo $c_u = 0,24 \sigma'_v$ in considerazione di I_p .

In rosso viene rappresentato l'andamento del valore caratteristico della coesione non drenata assunto in progetto.

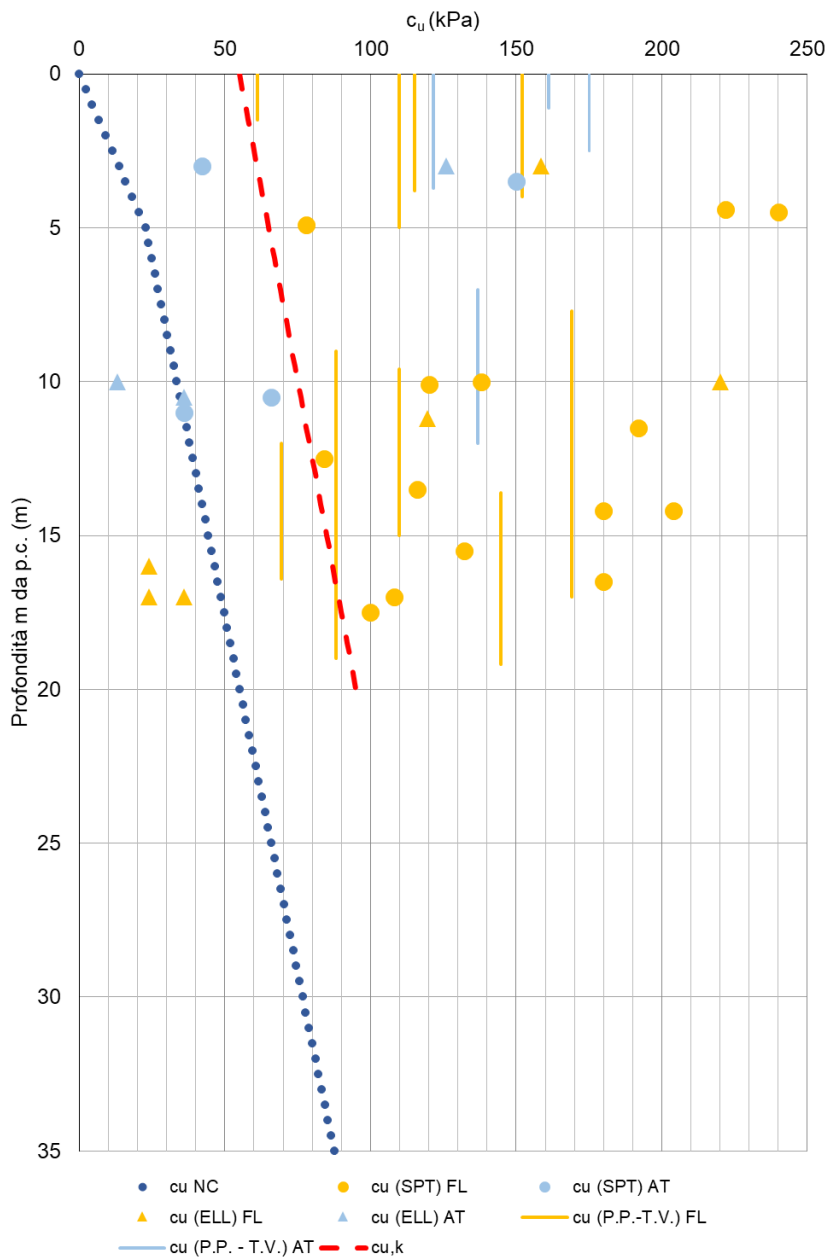


Figura 9-12: Grafico della stima della coesione non drenata nell' unità L (FL, AT)

Nell'assunzione del valore caratteristico non sono stati considerati i risultati delle prove ELL che si pongono al di sotto della linea blu, in quanto valori associati a campioni con contenuto in sabbia, in base alle prove granulometriche, molto elevato e quindi poco rappresentativi del comportamento complessivo dell' U.G. L.

9.2.10. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO E MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Nell'unità L (FL, AT) sono stati rilevati valori delle v_s delle prove Down-Hole pari a circa 200 m/s.

La stima del modulo G_0 è stata ricavata a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove down-hole ottenendo un range pari a 80 MPa.

9.2.11. GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

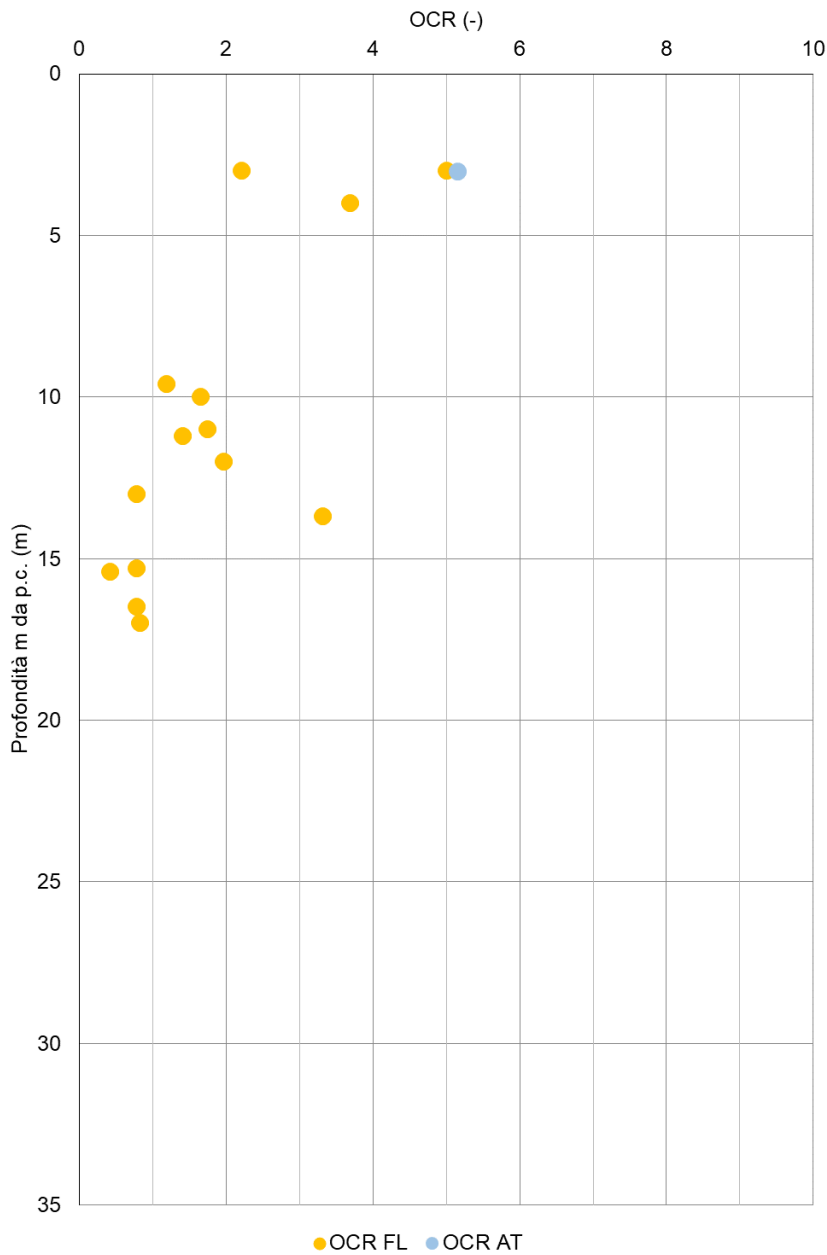


Figura 9-13 - Grafico grado di sovraconsolidazione OCR in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.12. INDICE DI COMPRESSIONE

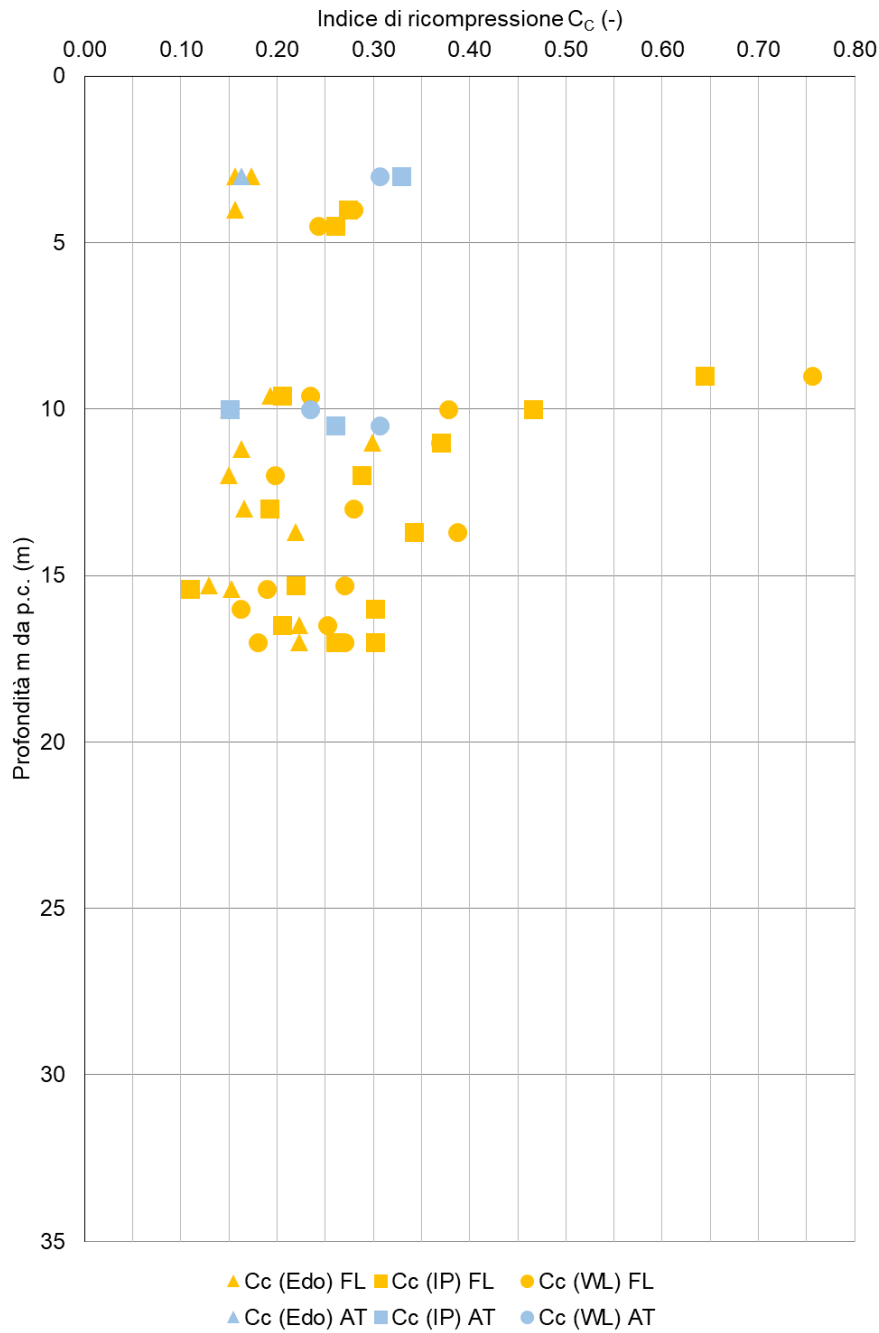


Figura 9-14 - Grafico dell'indice di compressione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.13. INDICE DI RICOMPRESSIONE

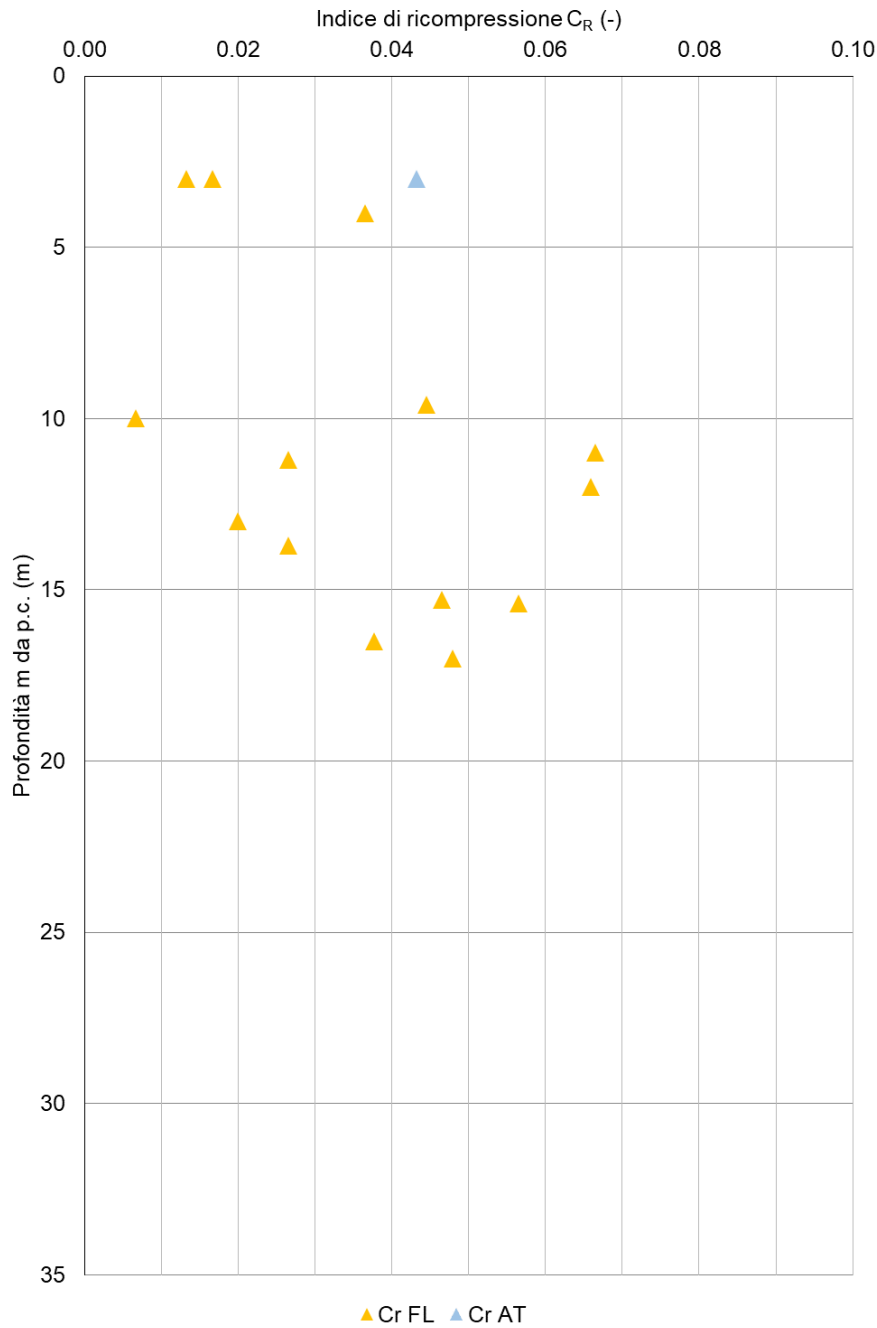


Figura 9-15 - Grafico dell'indice di ricompressione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.14. COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE SECONDARIO

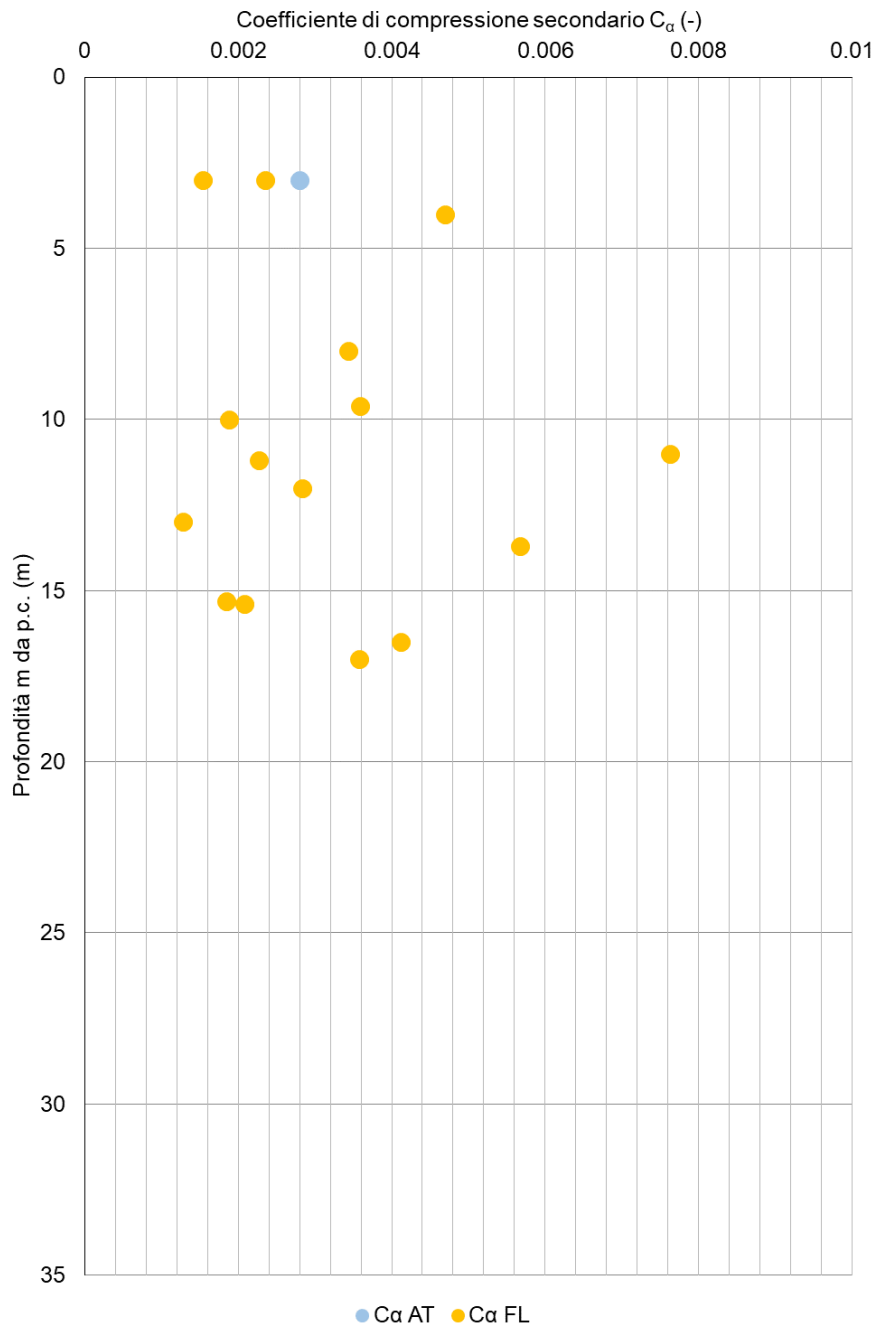


Figura 9-16 – Grafico dell'coefficiente di compressione secondario in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.15. COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE C_v

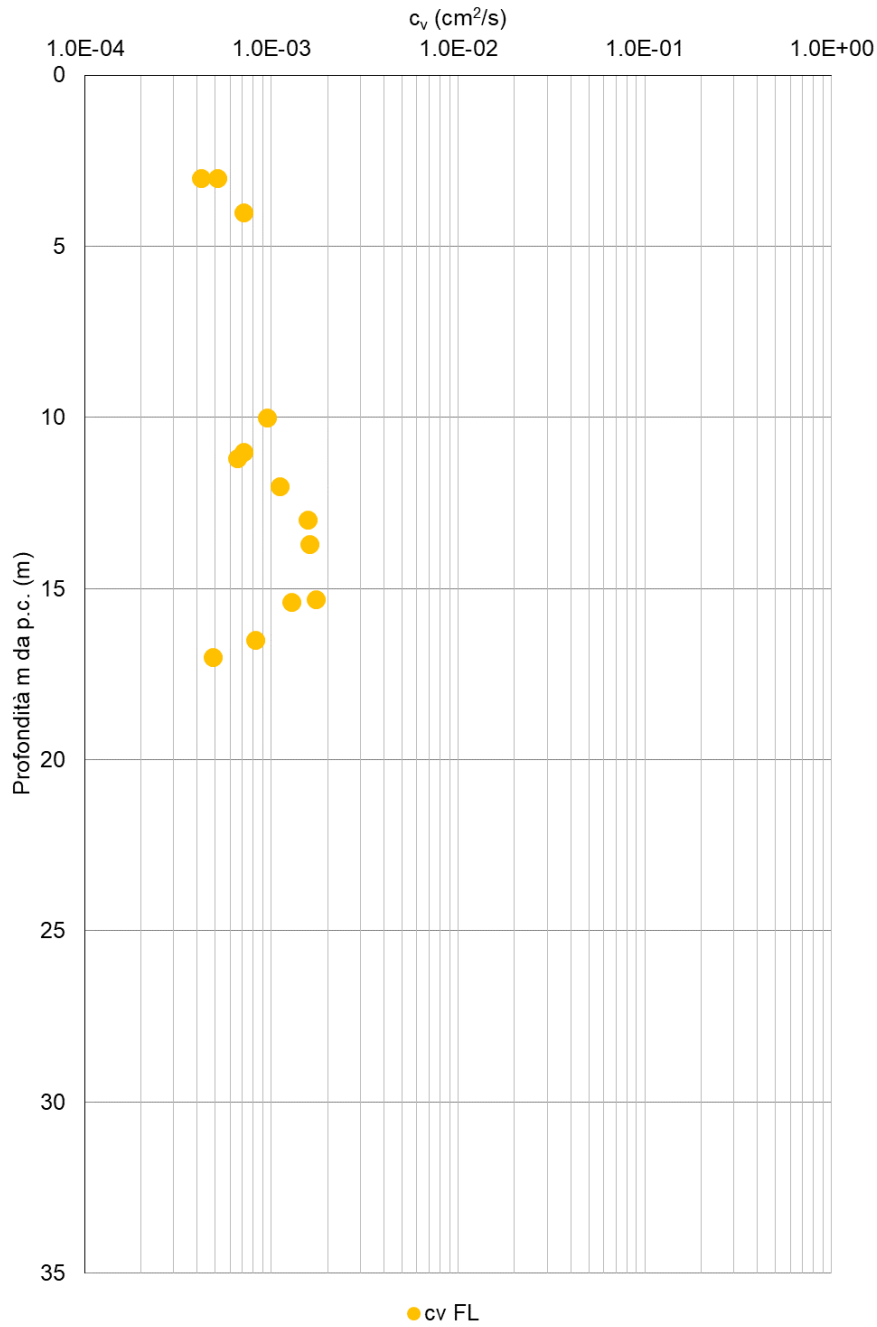


Figura 9-17 – Grafico del coefficiente di consolidazione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL, AT)

9.2.16. MODULO CONFINATO M PER FONDAZIONI DIRETTE

Grafico della stima del modulo operativo confinato M per fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Stroud in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità L (FL, AT); inoltre, sono rappresentati i moduli ricavati dalle prove edometriche eseguite in tale unità. In rosso è rappresentato il valore di riferimento M per fondazioni dirette per l'unità L(FL,AT).

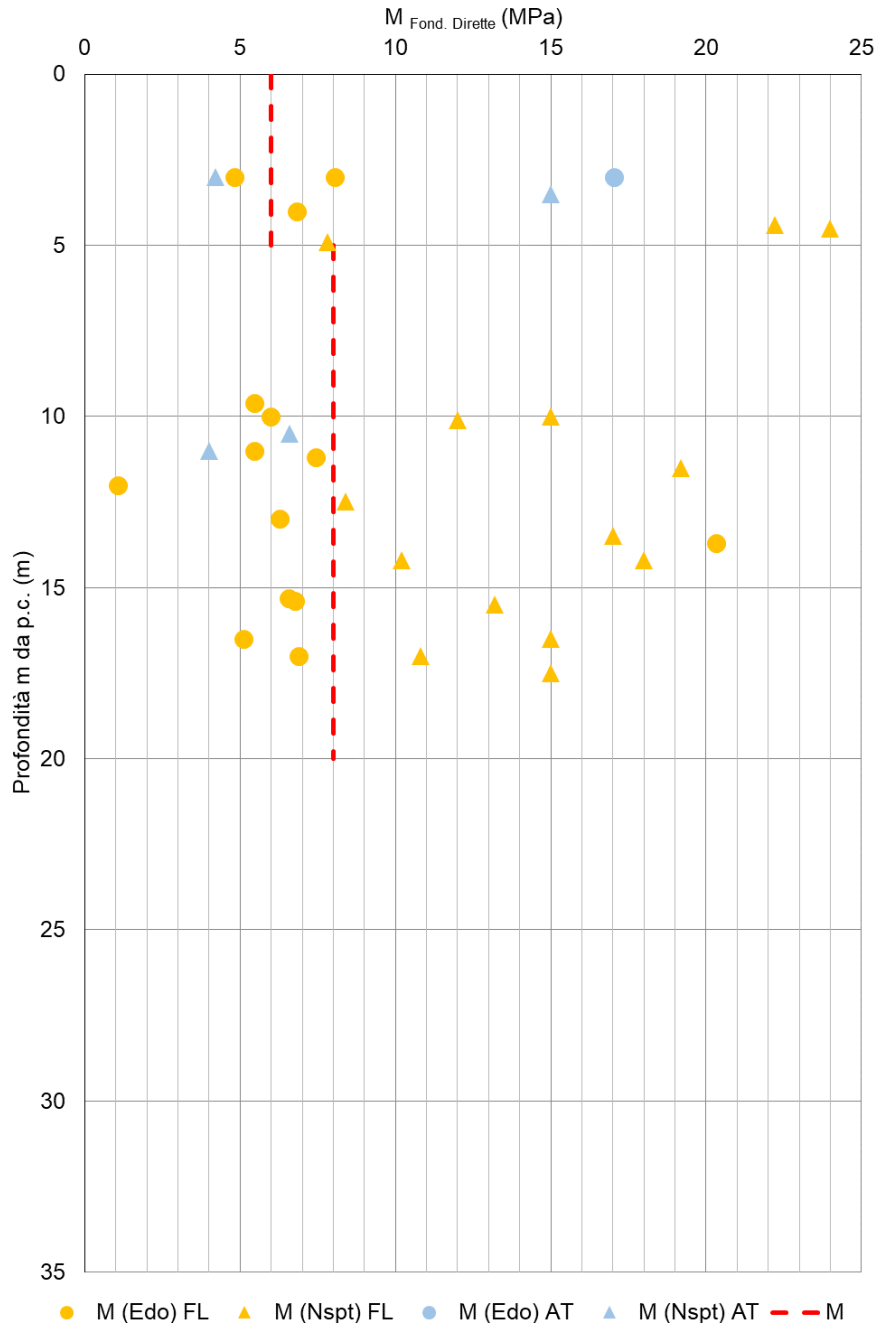


Figura 9-18 - Grafico della stima modulo operativo confinato M per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità L (FL, AT)

9.3. UNITÀ GEOTECNICA S (FL, AT)

L'unità geotecnica S comprende le sabbie fini limo-argillose con lenti centimetriche di ghiaie medio fine in matrice sabbiosa limosa o inclusi di clasti sporadici appartenenti all'unità geologica "FL" e le sabbie medio fini limose e localmente ghiaiose con lenti da cm a dm di ghiaia eterometrica medio fine in matrice sabbiosa-limosa con grado addensamento moderato appartenenti all'unità geologica "AT".

I campioni estratti all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI		UNITA' GEOTECNICA
			Z _{in}	Z _{fin}	
			(m)	(m)	
CS09	2021	1	4.00	4.50	U.G. - S(FL)
S1-06	2006	C2	9.30	9.60	U.G. - S(FL)
S2-06	2006	C1	5.50	5.80	U.G. - S(FL)
S3-06	2006	C1	7.30	7.60	U.G. - S(FL)
S7-06	2006	C1	5.30	5.60	U.G. - S(FL)
CS04	2021	Sh1	7.50	8.00	U.G. - S(AT)
CS05	2021	1	3.00	3.50	U.G. - S(AT)
CS05	2021	2	8.00	8.50	U.G. - S(AT)
CS05bis	2021	Sh2	9.00	9.50	U.G. - S(AT)
CS05bis	2021	Sh1	3.50	4.00	U.G. - S(AT)
CS07	2021	1	6.00	6.50	U.G. - S(AT)
S5-06	2006	C1	4.00	4.50	U.G. - S(AT)
S5-06	2006	C3	11.70	12.00	U.G. - S(AT)
S5-06	2006	C2	8.40	8.80	U.G. - S(AT)
S6-06	2006	C1	6.00	6.30	U.G. - S(AT)
S8-06	2006	C2	9.60	9.90	U.G. - S(AT)
S8-06	2006	C1	3.00	4.00	U.G. - S(AT)

Tabella 9-3 Campioni estratti nell'unità S(FL, AT)

9.3.1. N_{SPT}

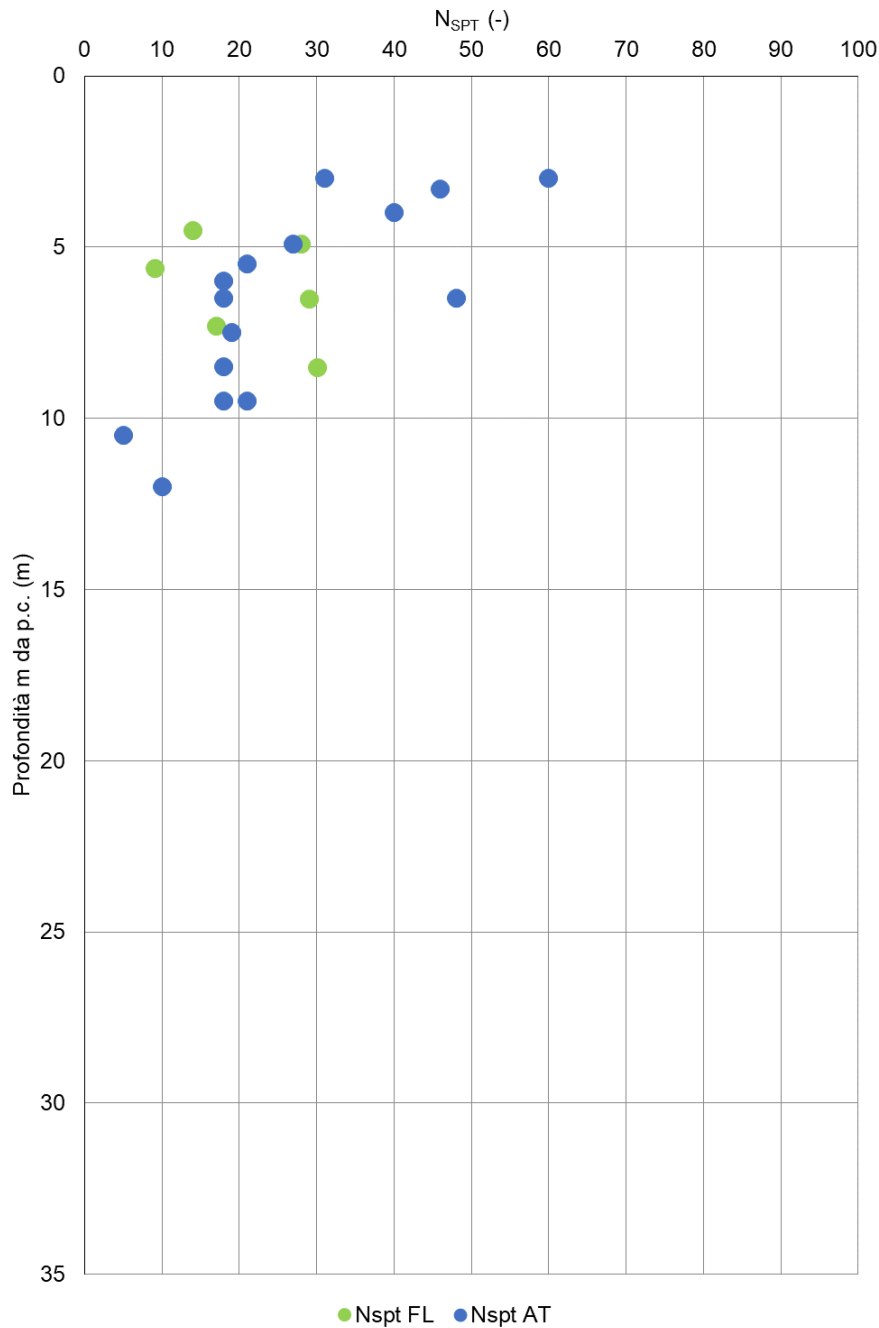


Figura 9-19 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT)

9.3.2. GRANULOMETRIA

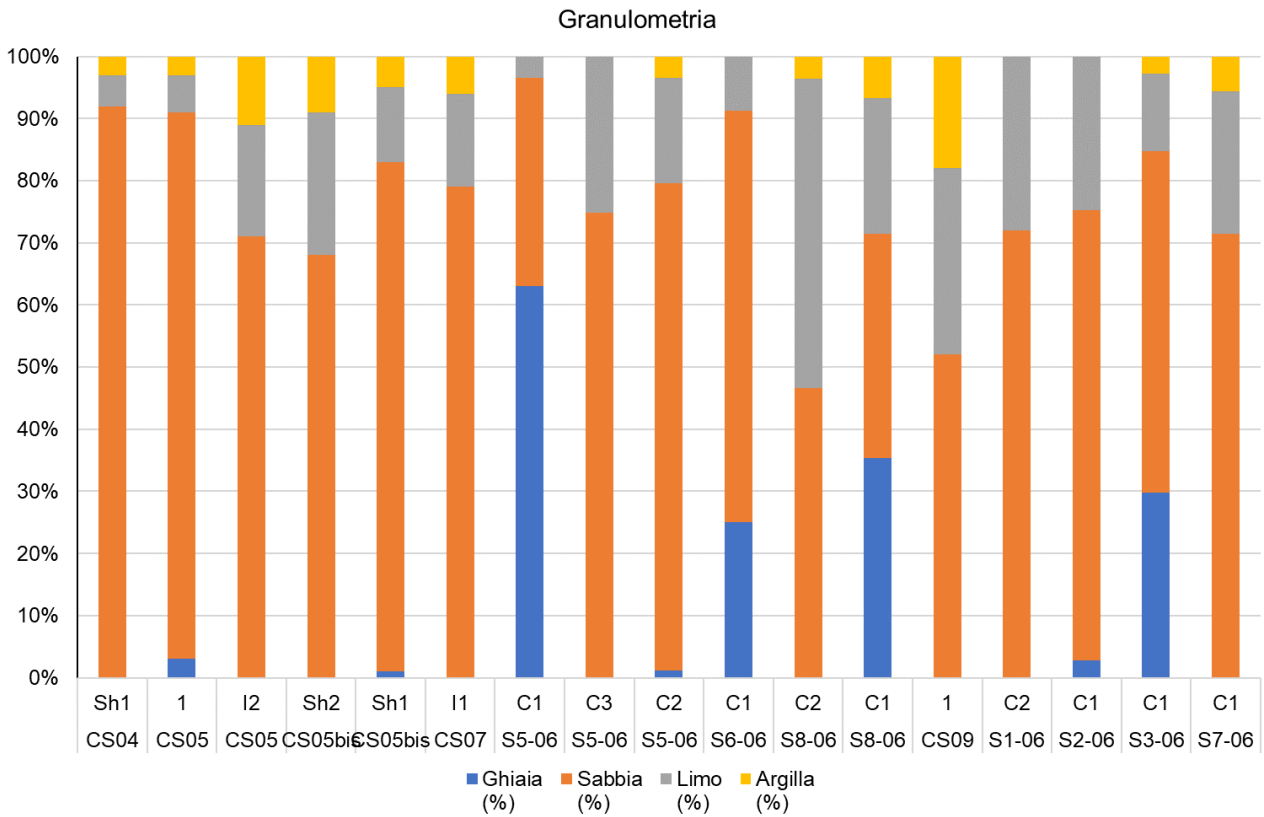


Figura 9-20 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità S (FL, AT)

9.3.1. DENSITÀ RELATIVA

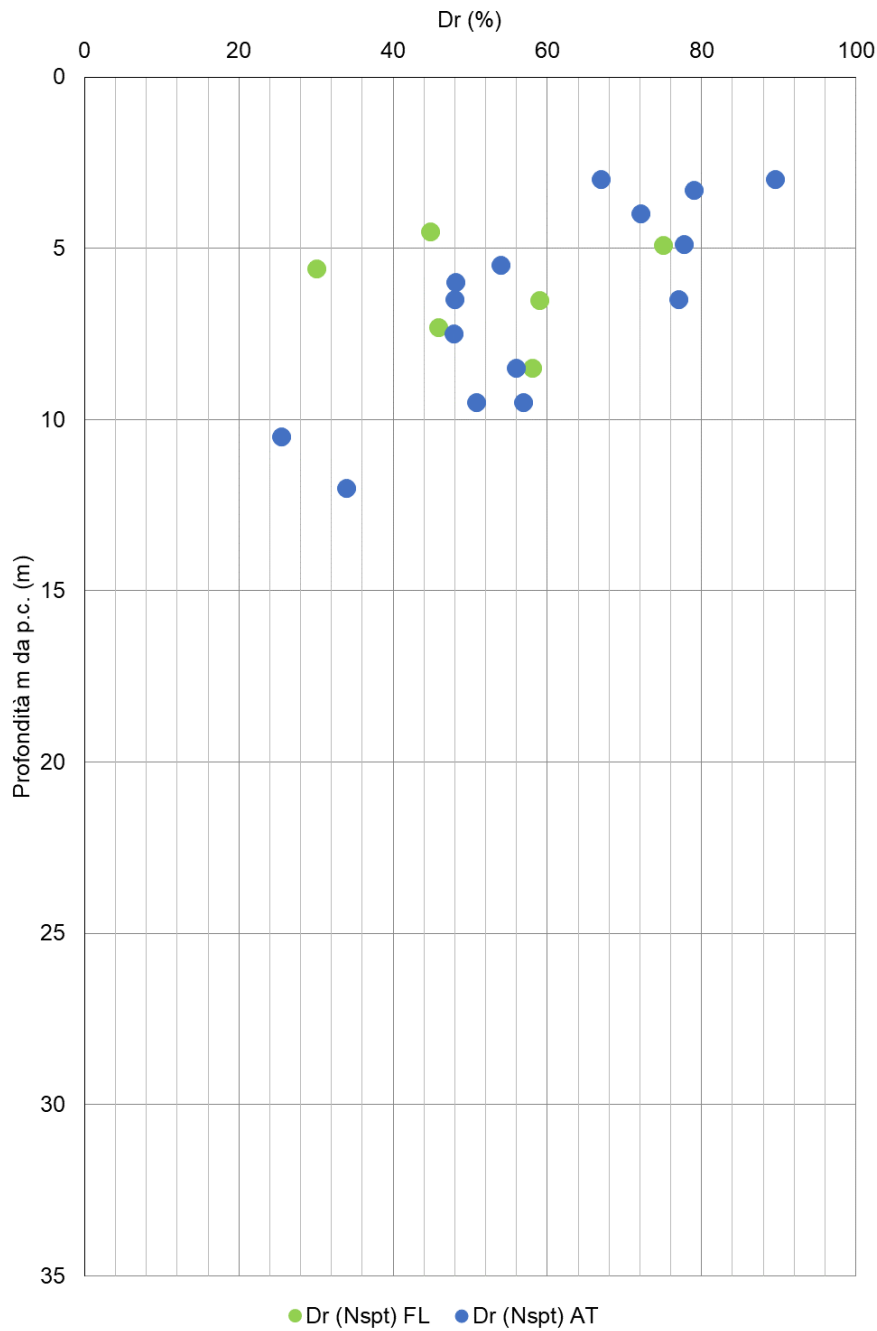


Figura 9-21 - Grafico della stima della densità relativa in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL, AT)

9.3.2. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

Nel seguente grafico si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto dei campioni eseguiti in tale unità S (FL, AT) e i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Shioi e Fukuni (1982). In rosso è rappresentato il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio assunto per l'unità S(FL,AT). Nella valutazione del valore caratteristico sono stati trascurati i valori inferiori a 27° in quanto legati a N_{SPT} molto bassi per la presenza di intercalazioni limoso-argillose.

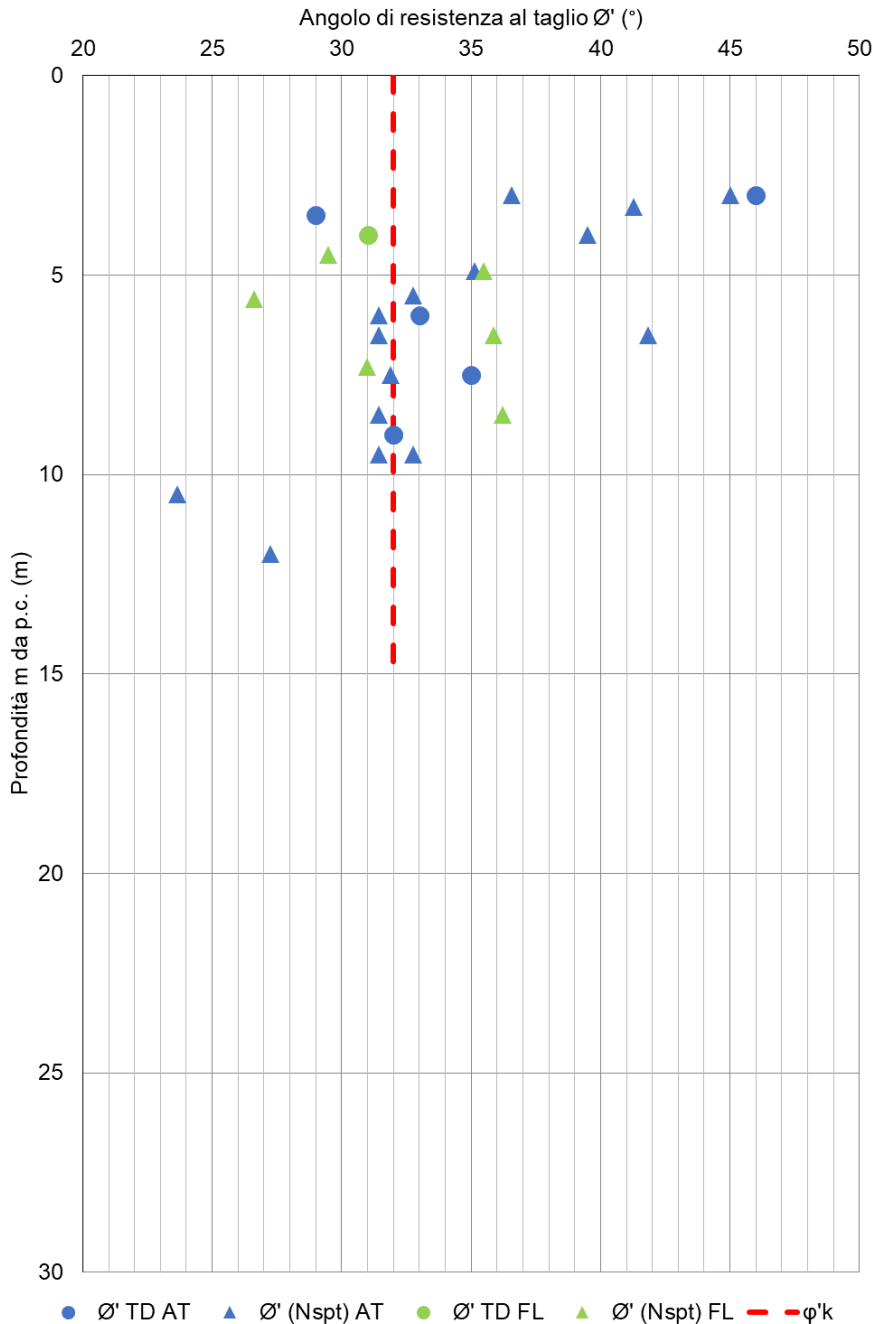


Figura 9-22 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità S (FL, AT)

9.3.3. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO

Di seguito si riportano valori di V_s ricavati dalle prove down-hole in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT); inoltre sono rappresentati i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Yhosida et al. (1988).

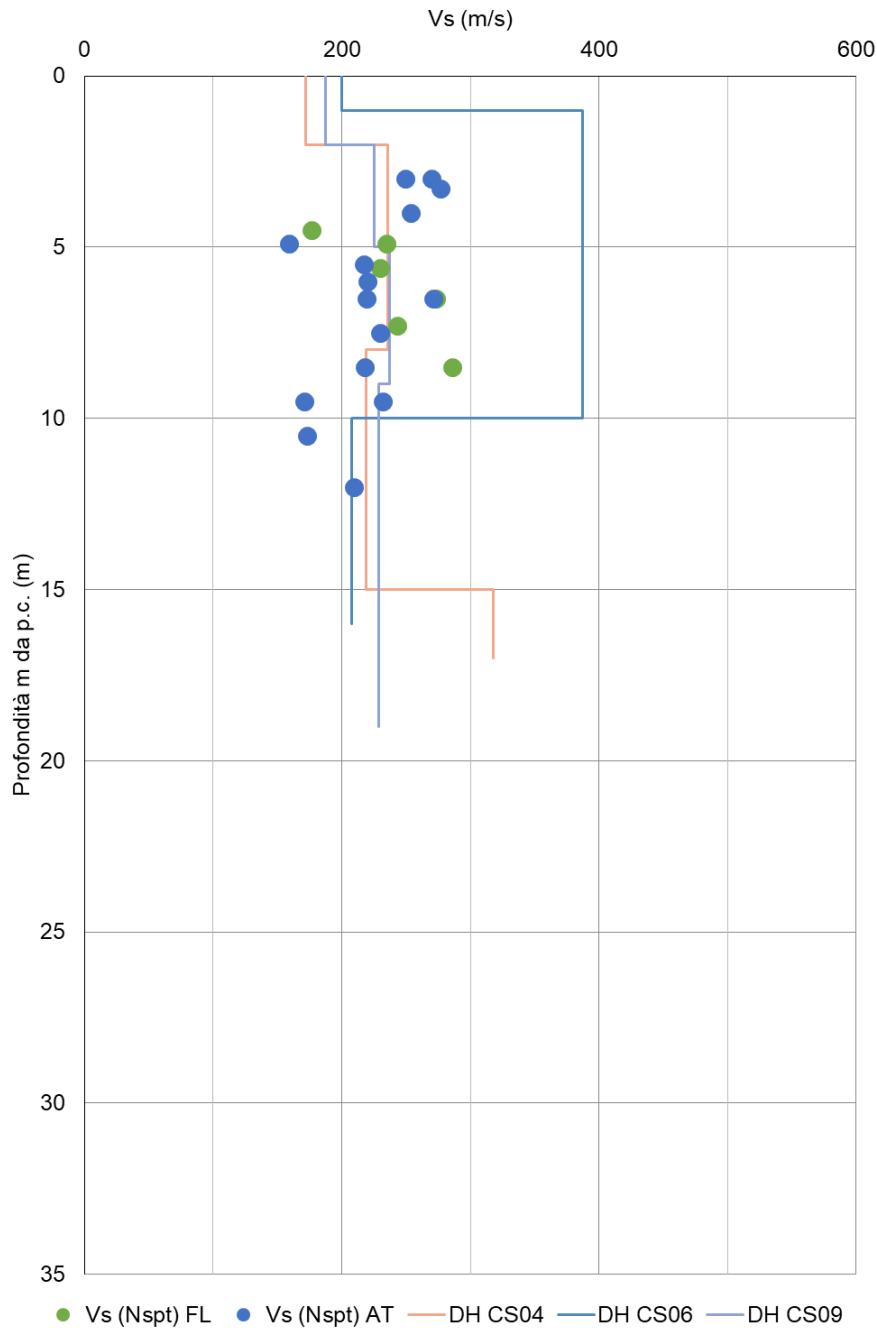


Figura 9-23 - Grafico di v_s in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT)

9.3.4. MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Il seguente grafico riporta la stima modulo G_0 a partire dai valori delle Vs ricavati dalle prove down-hole e dalle prove N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT).

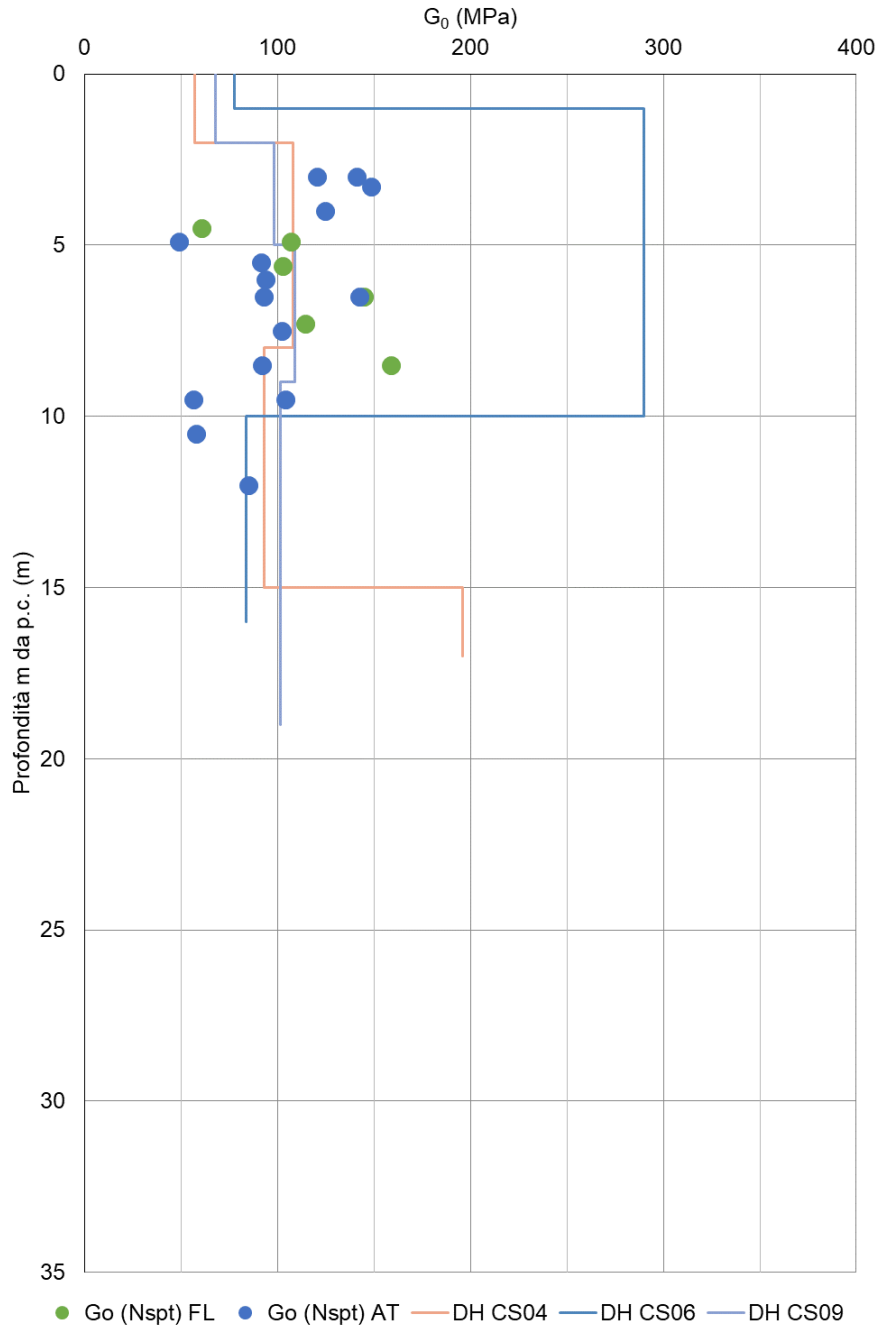


Figura 9-24 - Grafico della stima modulo G_0 a partire dai valori delle Vs in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità A(FL)

9.3.5. MODULO ELASTICO DI YOUNG

Nel seguente grafico si riporta la stima del modulo elastico di Young operativo per le fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Jamiolkowski (E_{25}) e 1/10 del modulo di Young alle piccole deformazioni ottenuto a partire dai valori N_{SPT} ($E_0 / 10$) in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT). In rosso il range dei valori del modulo elastico E per fondazioni dirette di riferimento assunti per l'unità S(FL,AT).

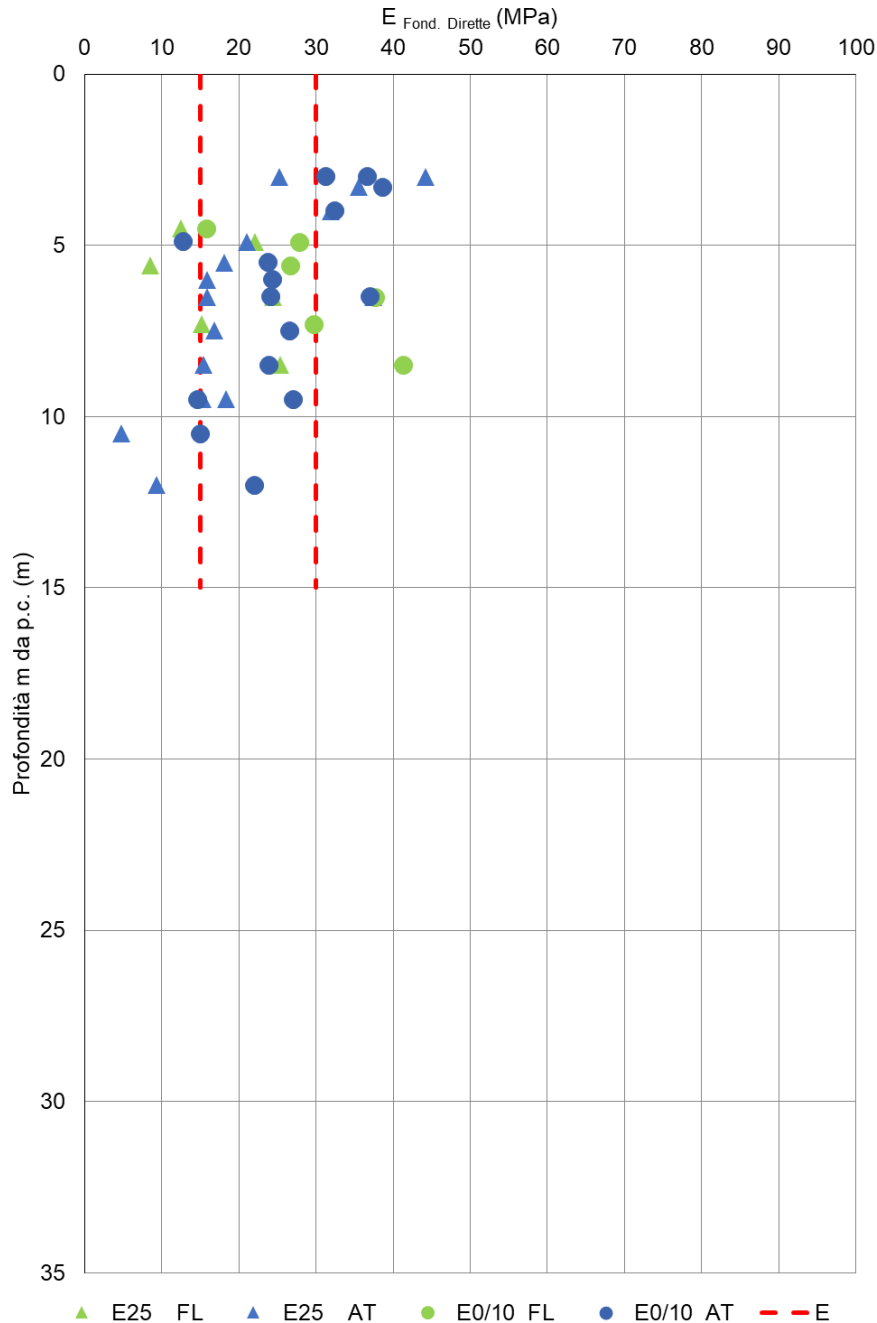


Figura 9-25 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL, AT)

Di seguito invece si riporta la stima del modulo elastico di Young operativo per il dimensionamento delle fondazioni profonde a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da D'Apollonia (E) e 1/8 del modulo di Young alle piccole deformazioni ottenuto a partire dai valori N_{SPT} ($E_0 / 8$) in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL, AT). In rosso il range dei valori del modulo elastico E per fondazioni profonde di riferimento assunto per l'unità S (FL, AT).

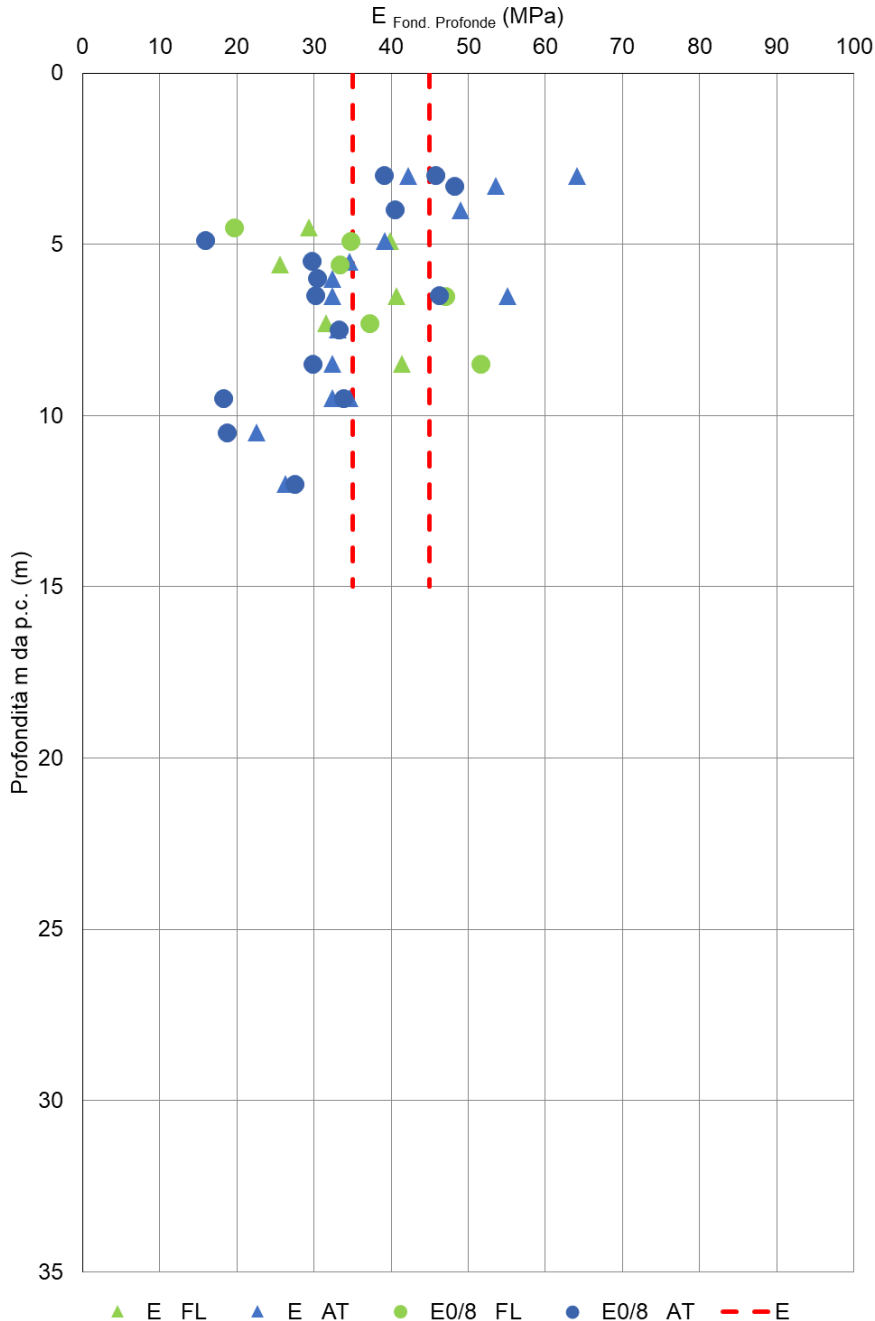


Figura 9-26 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni profonde in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL, AT)

9.4. UNITÀ GEOTECNICA G (FL)

L'unità geotecnica G (FL) presenta un'alternanza di ghiaie eterometriche molto addensate in matrice sabbioso limosa ed è corrispondente all'unità geologica dei depositi continentali fluvio-lacustri "FL".

I campioni estratti all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI		UNITA' GEOTECNICA
			Z _{in}	Z _{fin}	
			(m)	(m)	
S8-06	2006	C4	17.50	18.00	U.G. - G(FL)
CS01	2021	3	18.30	18.80	U.G. - G(FL)
CS04	2021	Sh2	15.00	15.50	U.G. - G(FL)
CS05bis	2021	Sh3	16.00	16.50	U.G. - G(FL)
CS06	2021	2	15.00	15.50	U.G. - G(FL)
CS07	2021	3	15.50	16.00	U.G. - G(FL)
CS09	2021	5	31.50	32.00	U.G. - G(FL)
CS09	2021	4	26.50	27.00	U.G. - G(FL)
S1-06	2006	C4	23.60	24.00	U.G. - G(FL)
S2-06	2006	C2	22.70	23.00	U.G. - G(FL)
S5-06	2006	C4	15.50	15.80	U.G. - G(FL)
S6-06	2006	C3	17.60	17.90	U.G. - G(FL)
S6-06	2006	C5	29.30	29.80	U.G. - G(FL)
CS05	2022	3	16.00	16.50	U.G. - G(FL)

Tabella 9-4 Campioni estratti nell'unità G(FL)

9.4.1. N_{SPT}

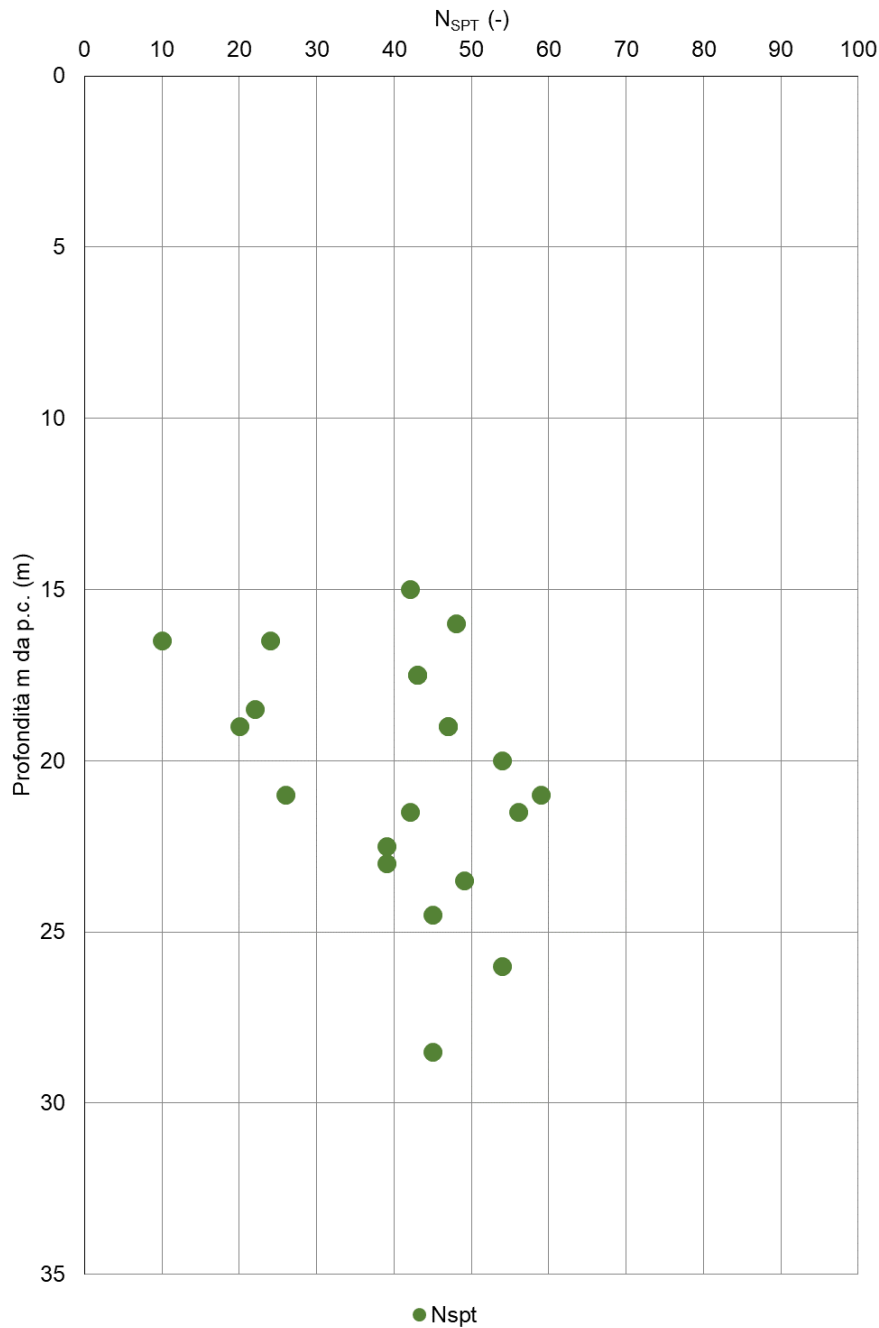


Figura 9-27 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL)

9.4.2. GRANULOMETRIA

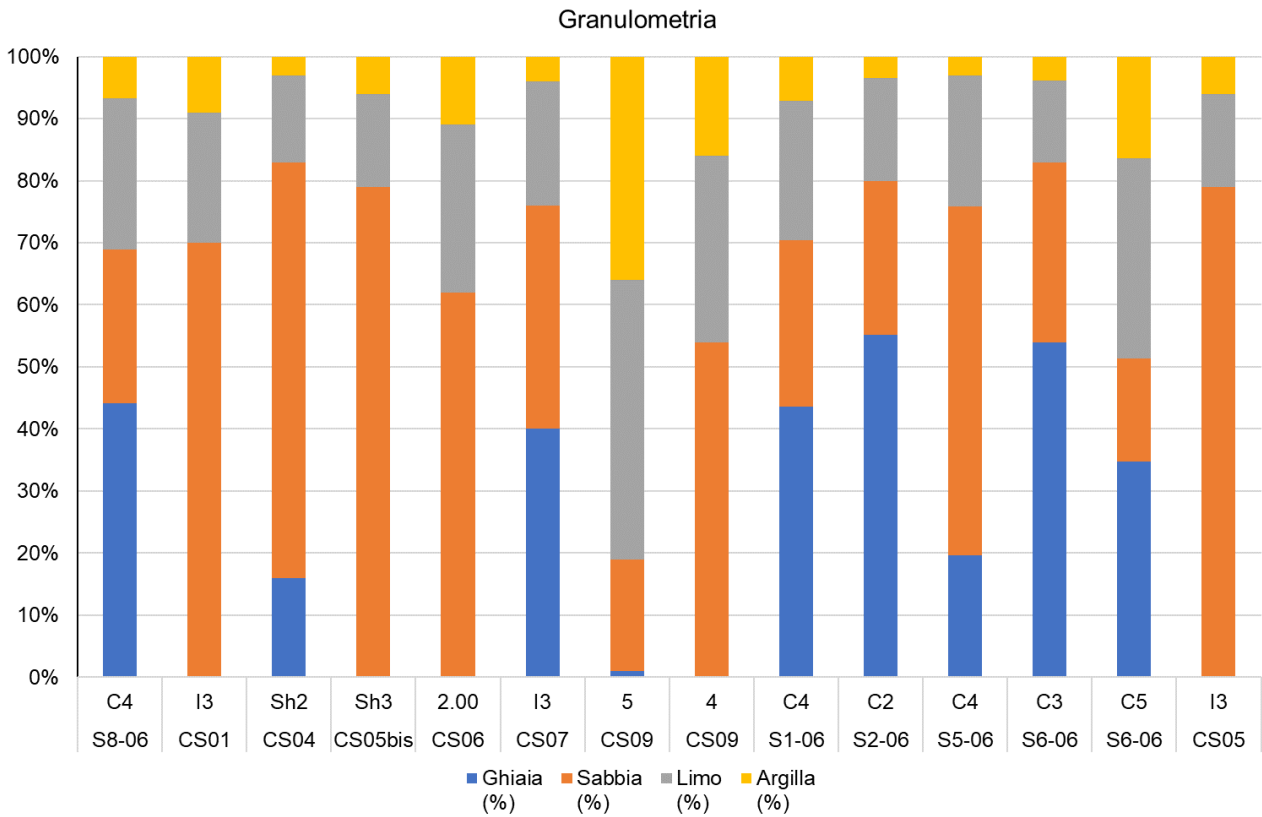


Figura 9-28 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità G (FL)

9.4.3. DENSITÀ RELATIVA

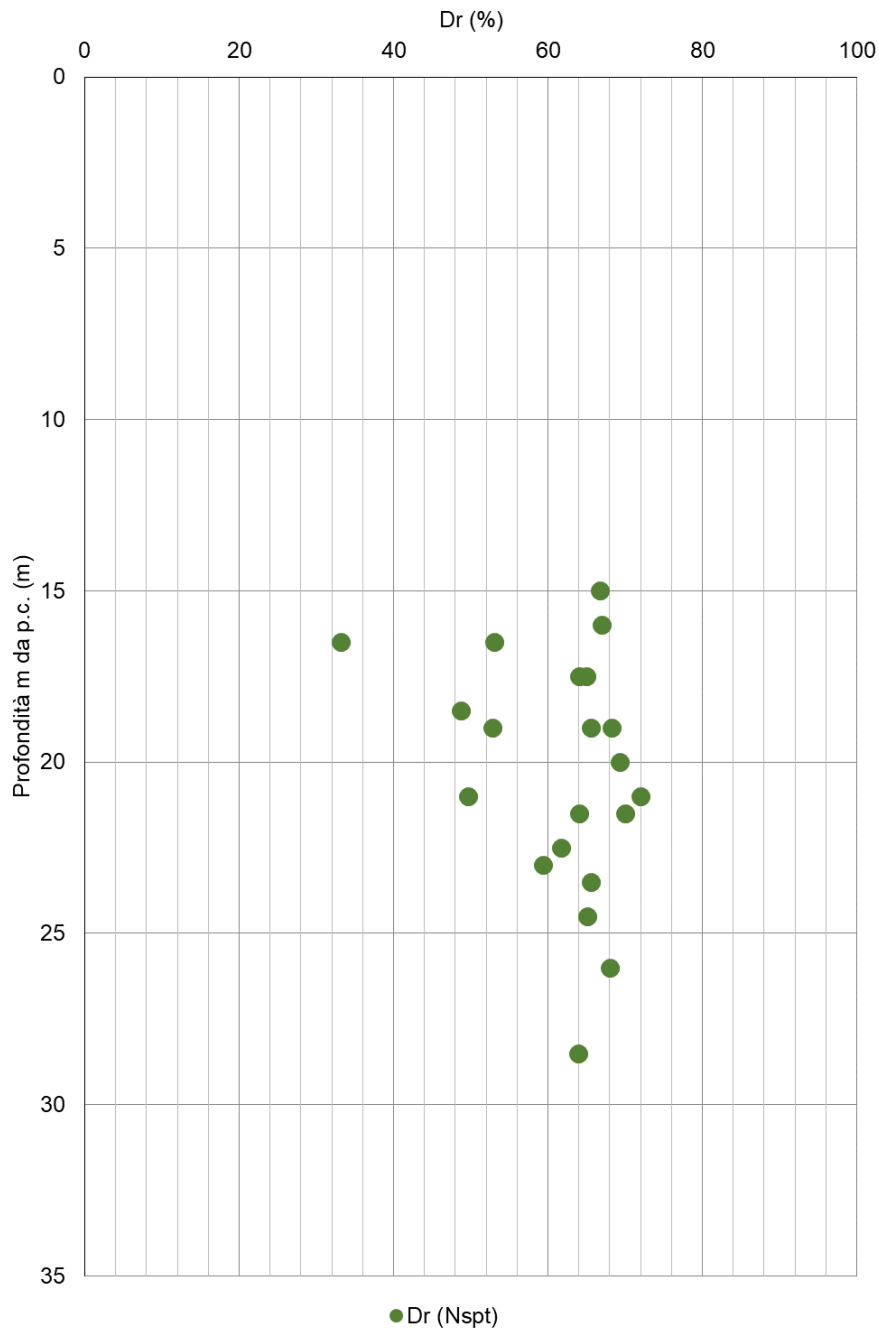


Figura 9-29 - Grafico della stima della densità relativa in funzione della profondità dal p.c. nell'unità G (FL)

9.4.4. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

Di seguito si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto dei campioni eseguiti in tale unità G (FL) e i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta dalla Japanese National Railway. In rosso il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio assunto per l'unità G(FL). Nella stima del valore caratteristico si è ritenuto opportuno dare un peso minore ai risultati delle prove di taglio diretto condotte su campioni prevalentemente sabbiosi e non ghiaiosi.

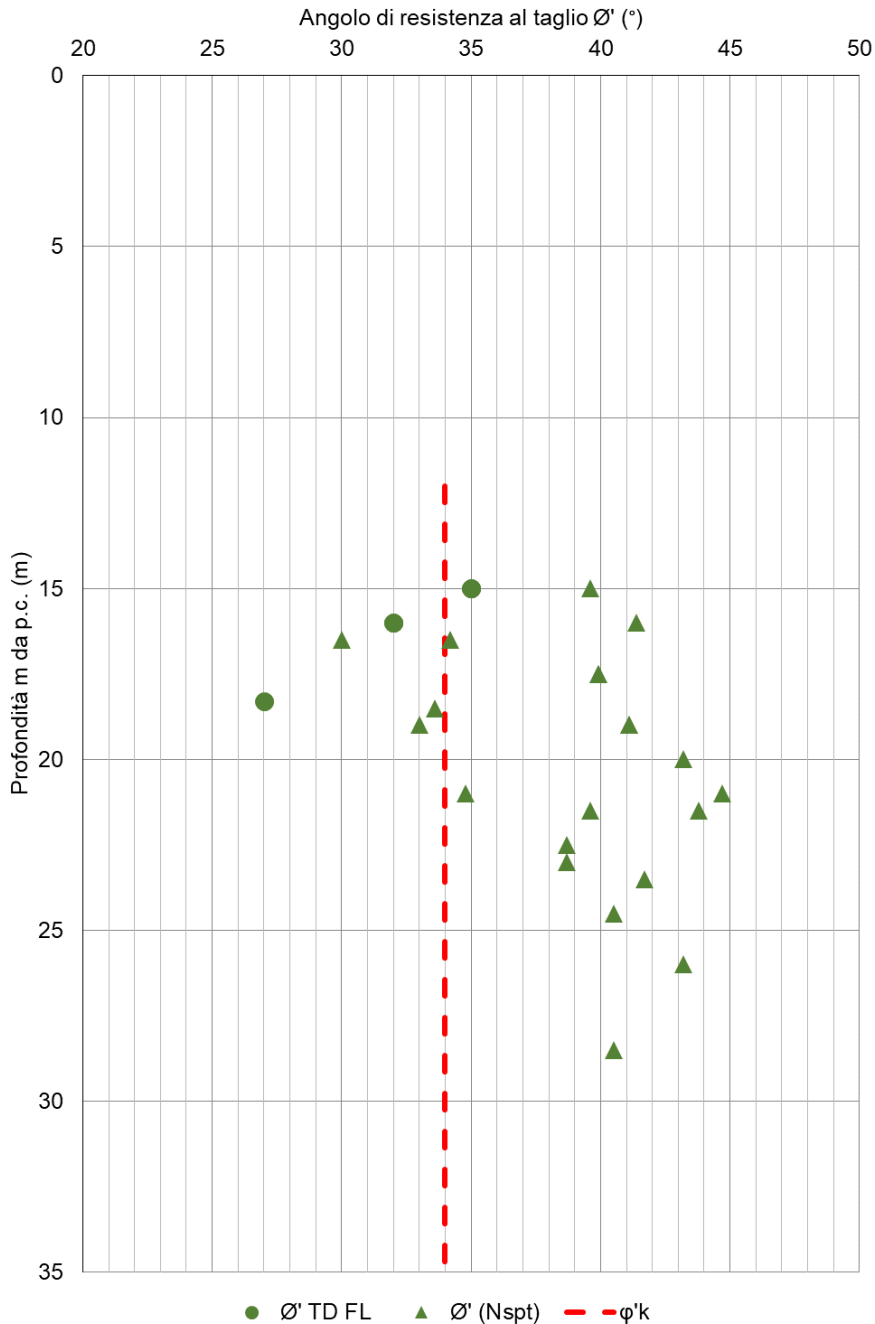


Figura 9-30 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità G (FL)

9.4.5. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO

Grafico della stima dei valori delle Vs ricavati dalle prove down-hole in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL); inoltre sono rappresentati i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Yhosida et al. (1988).

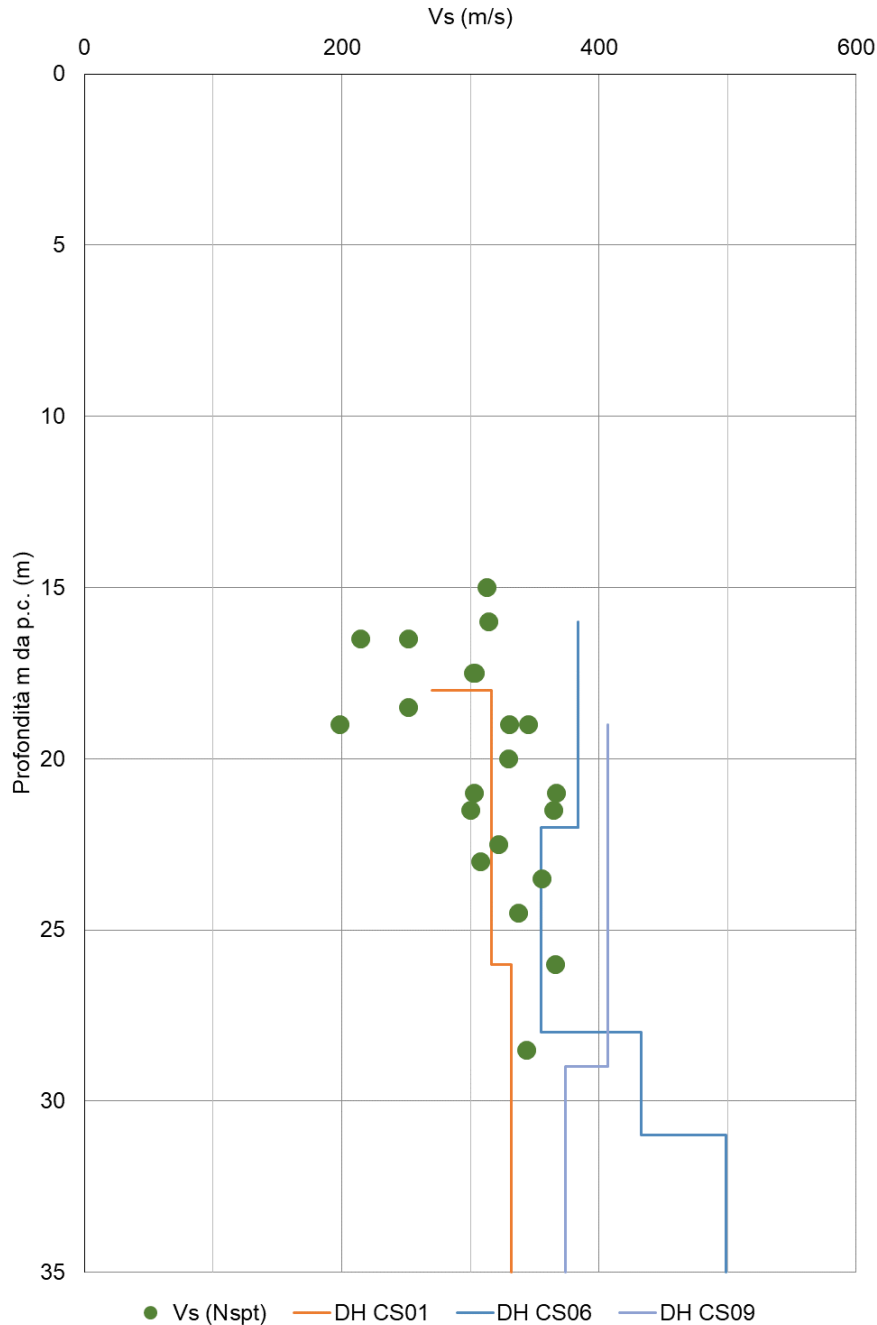


Figura 9-31 - Grafico di Vs in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL)

9.4.6. MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Grafico della stima modulo G_0 a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove down-hole e dalle prove N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL).

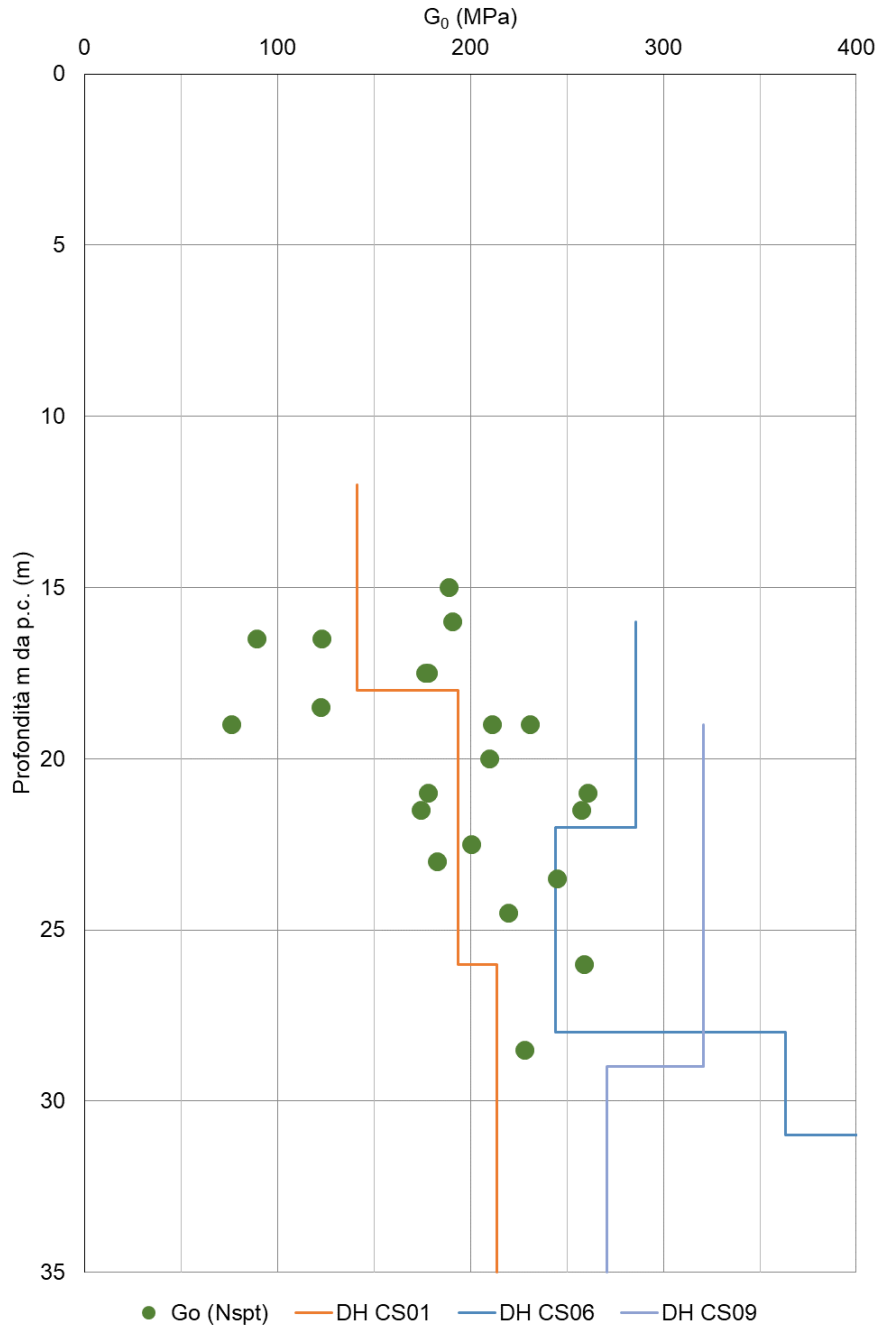


Figura 9-32 - Grafico della stima modulo G_0 a partire dai valori delle V_s in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL)

9.4.7. MODULO ELASTICO DI YOUNG

Nel seguente grafico si riporta la stima del modulo elastico di Young operativo per le fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Jamiolkowski (E_{25}) e 1/10 del modulo di Young alle piccole deformazioni ottenuto a partire dai valori N_{SPT} ($E_0/10$) in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL). In rosso il range del valore di riferimento del modulo E per fondazioni dirette di progetto indicato per l'unità G(FL).

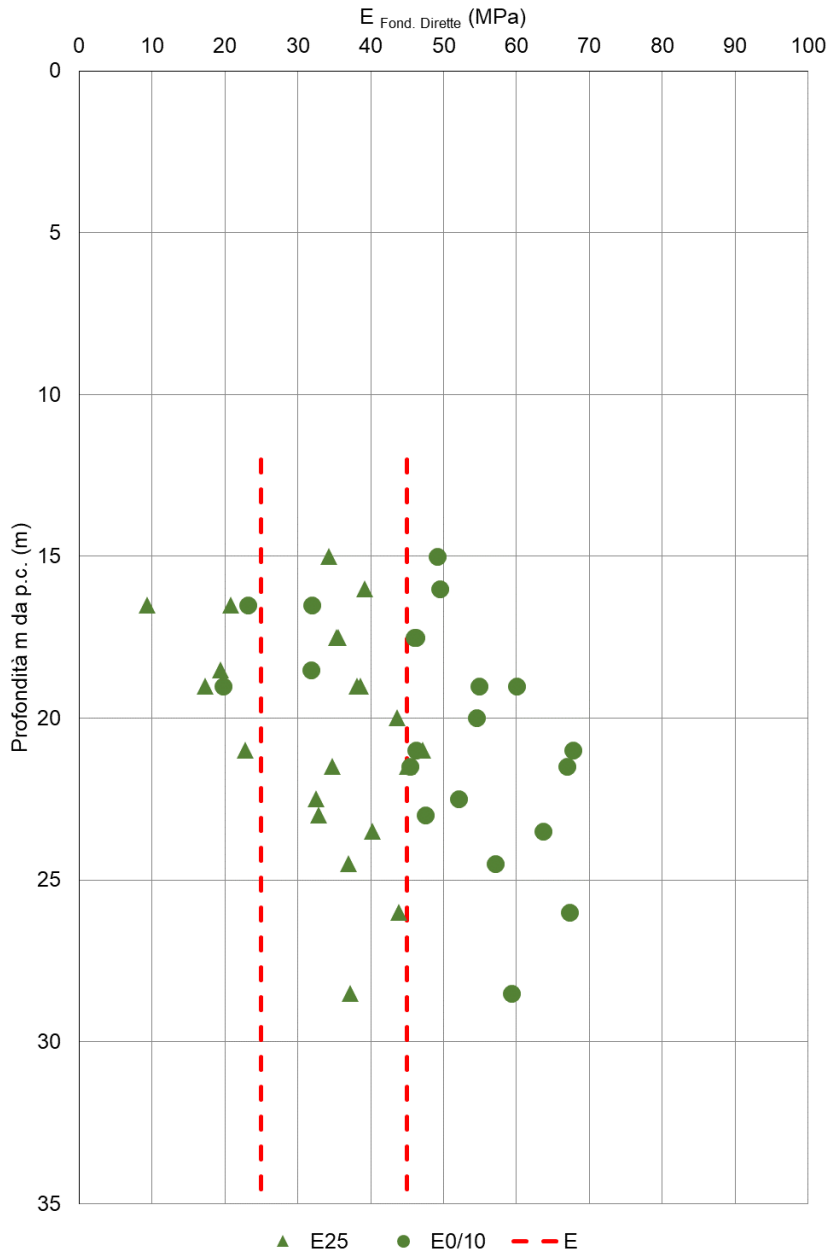


Figura 9-33 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità G (FL)

Di seguito la stima del modulo elastico di Young operativo per le fondazioni profonde a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da D'Apollonia (E) e 1/8 del modulo di Young alle piccole deformazioni ottenuto a partire dai valori N_{SPT} ($E_0 / 8$) in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità G (FL). In rosso il range di valori di riferimento del modulo elastico operativo E per fondazioni profonde-opere di sostegno per l'unità G(FL).

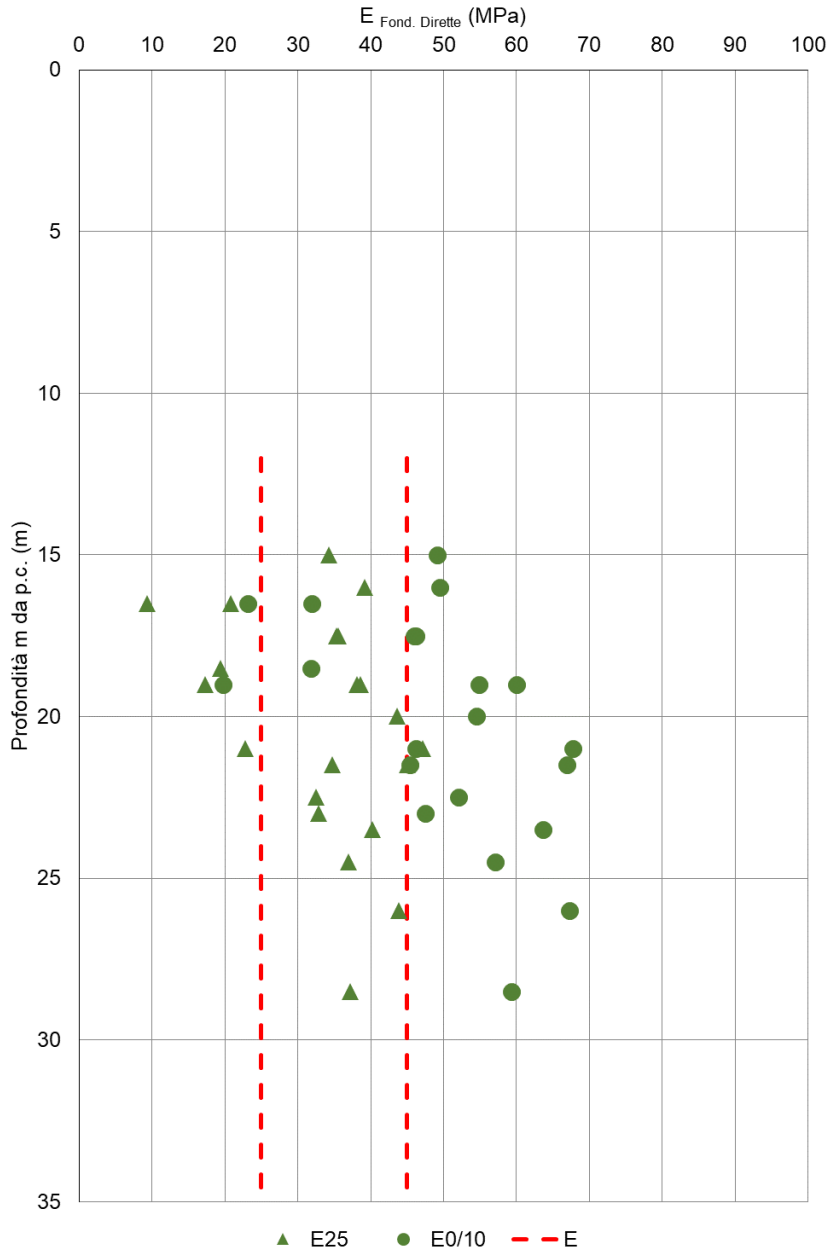


Figura 9-34 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni profonde in funzione della profondità dal p.c. nell'unità G (FL)

9.5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – STRADA DI COLLEGAMENTO SR73 – RACCORDO A1 AREZZO - BATTIFOLLE

Le seguenti Tabelle riportano i parametri per le proprietà fisiche, di resistenza al taglio e le caratteristiche di deformabilità delle unità geotecniche del Tratto Strada di collegamento SR 73, Raccordo A1 Arezzo Battifolle. Gli spessori degli strati sono definiti in funzione delle progressive di progetto nei profili indicati al paragrafo 9.

Unità geotecnica	Unità geologica	γ/γ' (kN/m ³)	WL (%)	IP (%)	e_0 (-)	Dr (%)
A (FL)	FL	19/9	85	35	0.85	-
L (FL, AT)	FL, AT	19.5/9.5	30÷50	10÷30	0.60÷0.70	-
S (FL, AT)	FL, AT	20/10	-	-	-	75÷50
G (FL)	FL	21/11	-	-	-	50÷70

Tabella 9-5 Parametri per le proprietà fisiche delle unità geotecniche

Unità geotecnica	Unità geologica	Valori caratteristici			Variabilità parametri		
		ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
A (FL)	FL	20	25	60+2z*	18÷22	50÷10	50÷150
L (FL, AT)	FL, AT	23	15	55+2z*	20÷28	40÷10	50÷200
S (FL, AT)	FL, AT	32	-	-	29÷35	-	-
G (FL)	FL	34	-	-	32÷38	-	-

* : valore variabile con la profondità z

Tabella 9-6 Parametri caratteristici e variabilità dei parametri per le proprietà di resistenza al taglio delle unità geotecniche

U. geot.	U. geo.	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν (-)	OCR (-)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	c_v (cm ² /s)
A (FL)	FL	z=0÷10 m: 170 z > 10m: 280	z=0-10 m: 60 z > 10m: 160	0.30	<2	0.30	0.06	0.002÷0.006	2÷5E-4
L (FL, AT)	FL, AT	200	80	0.30	4 - 0.3 z *	0.2÷0.6	0.04	0.002÷0.004	1÷2E-5
S (FL, AT)	FL, AT	200÷400	80÷310	0.25	-	-	-	-	-
G (FL)	FL	300÷400	170÷310	0.25	-	-	-	-	-

* : valore variabile con la profondità z

Tabella 9-7 Parametri di deformabilità delle unità geotecniche

Unità geotecnica	Unità geologica	M _{fond. Dirette} (MPa)	M _{fond. Profonde} (MPa)	E _{fond. Dirette} (MPa)	E _{fond. Profonde} (MPa)	r
A (FL)	FL	8÷10	16÷20	-	-	4
L (FL, AT)	FL, AT	z=0÷5m:6, z>5m:8	z=0÷5m:12, z>5m:16	-	-	4
S (FL, AT)	FL, AT	-	-	15÷30	25÷40	2
G (FL)	FL	-	-	25÷45	40÷60	2

z=profondità (m)

Tabella 9-8 Valori di riferimento per i moduli operativi delle unità geotecniche

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del substrato roccioso si rimanda a quanto riportato al paragrafo 12.

10. Caratterizzazione delle unità geotecniche – Asse principale

Le tavole di progetto che raffigurano il profilo geotecnico a cui si fa riferimento per l'Asse principale sono, da ovest vero est:

- T00GE00GETFG01_A dalla pk 0+000 alla pk 1+950;
- T00GE00GETFG02_A dalla pk 1+950 alla pk 3+650;
- T00GE00GETFG03_A dalla pk 3+650 alla 5+260;
- T00GE00GETSG01_A, sezioni geotecniche GEOT1, GEOT2;
- T00GE00GETSG02_A, sezioni geotecniche GEOT3, GEOT4;
- T00GE00GETSG03_A, sezioni geotecniche GEOT5.

Dalla **pk 0+000 alla pk 0+575** il profilo rilevato indica la prevalenza sino ad una profondità di 20-25 m dal p.c di terreni prettamente (U.G. L(FL)) di plasticità medio bassa e di discreta consistenza. Si tratta di terreni generalmente sovraconsolidati sino ad una profondità di 10 m circa.

I sondaggi eseguiti in questa zona (S1-06, AS01, S1-99, S2-99) indicano, sempre a profondità inferiori a 20-25 m, la presenza di lenti di sabbia appartenenti all'unità geotecnica S(FL) mediamente addensate. Lungo tale tratto non è stata riscontrata la presenza del substrato roccioso.

Nel tratto dalla **pk 0+575 alla 2+350** i livelli superficiali sono caratterizzati dalla prevalenza di terreni limosi (U.G. L(FL)) ma già a profondità limitata. (generalmente a 8-9 m) è stato rilevato il substrato roccioso formato dalle Arenarie del Cervarola (U.G. AC). Come per il tratto precedente, localmente il livello limoso superficiale è intercalato lenti sabbiose (U.G.L(FL)).

In corrispondenza del tratto dalla **pk 2+350 alla pk 2+900** si rilevano significative modifiche del profilo stratifico naturale per effetto degli interventi antropici (galleria ferroviaria esistente): sono infatti presenti, in particolare tra la pk 2+350÷2+650, terreni di riporto sino a profondità massime di 10 m circa, legati a fasi di scavo e rinterro del substrato roccioso che è stato rilevato molto superficiale.

Nel tratto **pk 2+990÷3+200** il substrato roccioso, costituito della Arenarie del Cervarola è affiorante.

Dalla **pk 3+200 in poi** il substrato tende ad immergersi rapidamente tanto che dalla progressiva pk 3+400 non è stato più rilevato sino alle profondità indagate. I terreni di fondazione indagati sono prevalentemente limi sabbiosi (U.G.LS (AT)), con frequenti intercalazioni di ghiaie a matrice sabbioso-limosa-argillosa e lenti argillose. I terreni sono di buona consistenza e sovraconsolidati sino a 10 m circa di profondità. Lungo tale tratta il tracciato di progetto è previsto in affiancamento e allargamento al rilevato stradale già esistente (U.G. R).

In base ai rilievi geologici condotti, come evidenziato nelle sezioni geotecniche GEOT3 e GEOT4 sono presenti dei depositi superficiali di antiche frane stabilizzate che non presentano segni di attività. La viabilità principale non interferisce con tali depositi, interessati solo da alcune opere minori di viabilità secondaria.

10.1. UNITÀ GEOTECNICA A (FL)

Questa unità geotecnica è presente soltanto in corrispondenza del sondaggio S1-06, tra le progressive del Tratto Asse principale pk 0+000 e pk 0+125. Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica si rimanda alla caratterizzazione già eseguita nel paragrafo 9.1 dell'unità A(FL) per la strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo – Battifolle.

10.2. UNITÀ GEOTECNICA L (FL)

Questa unità geotecnica rappresenta la litologia prevalentemente limosa delle unità geologica dei depositi continentali fluvio-lacustri terrazzati "FL". Questi sedimenti sono rappresentati da limi la cui granulometria varia dai limi argillosi a limi sabbiosi.

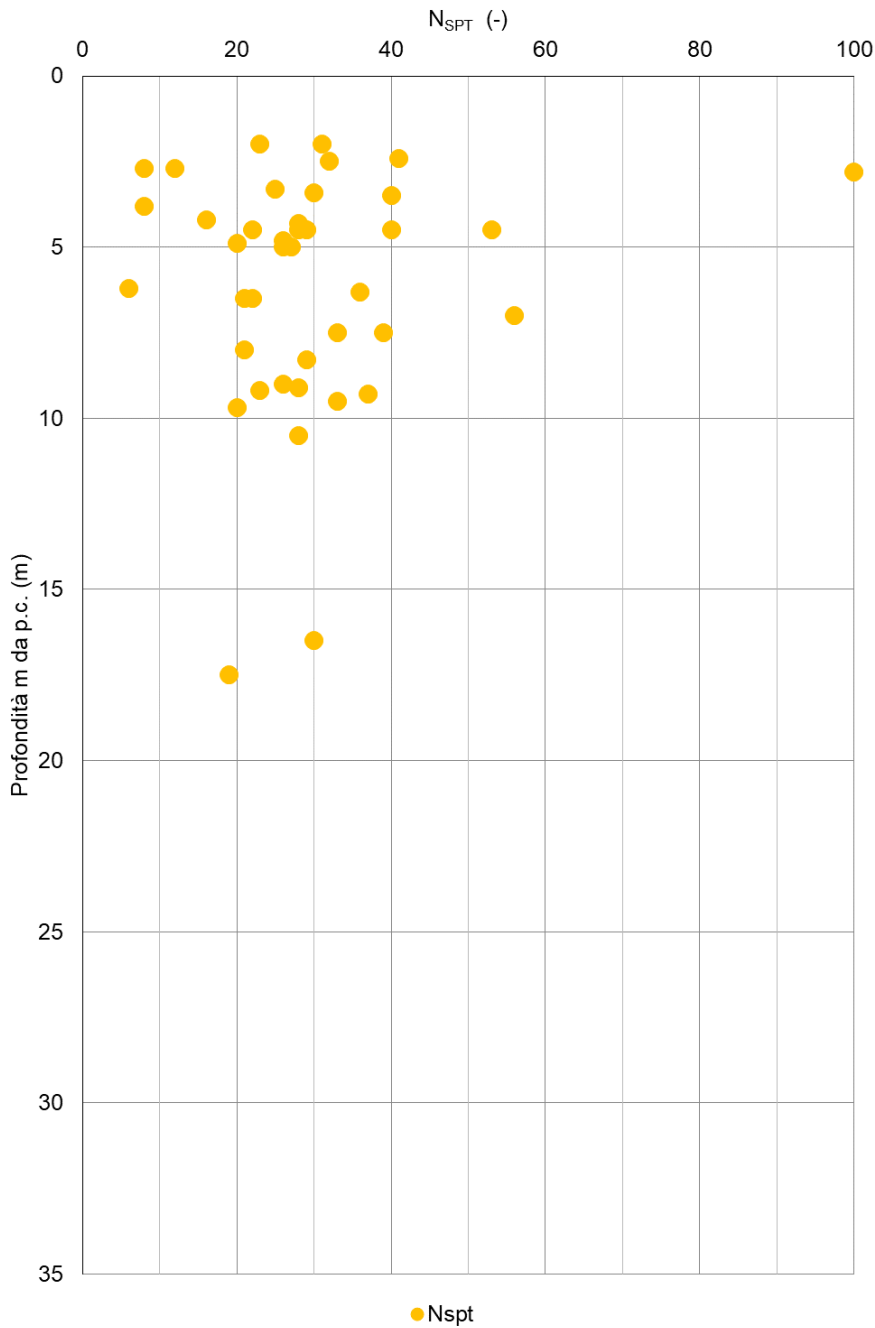
I campioni prelevati all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			Z _{in}	Z _{fin}
			(m)	(m)
AS01	2021	2	10.00	10.50
AS01	2021	3	17.00	17.50
AS01	2021	R1	12.00	12.80
AS02	2021	1	6.00	6.50
AS02	2021	2	9.00	9.50
AS03	2021	1	7.00	7.50
AS03	2021	R1	12.00	12.30
AS04	2021	1	4.00	4.50
AS05	2021	1	2.00	2.40
S1	1994	1	2.70	3.00
S1	1994	2	5.70	6.30
S2	1994	1	5.50	6.20
S2	1994	2	8.40	9.10
S2	1994	2	8.40	9.10
S3	1994	1	4.30	5.00
S4	1994	1	3.10	3.70
S11	1994	1	2.00	2.70
S11	1994	2	4.20	4.90
S12	1994	1	2.00	2.70
S12	1994	1	2.00	2.70
S12	1994	2	3.50	4.10
S13	1994	2	3.50	4.10
S1	1999	1	1.00	1.50
S1	1999	1	5.00	5.60
S2	1999	1 parte bassa	1.00	1.60
S2	1999	2	5.00	5.60
S3	1999	1	2.00	2.60

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			z_{in}	z_{fin}
			(m)	(m)
S4	1999	2	5.00	5.60
S5	1999	2	5.00	5.60
S9	1999	1	10.00	10.60
S10	1999	1	5.00	5.60
S1	2006	C3	17.00	17.30
S1	2006	Sh2	13.00	13.60
SD	2008	Cl1	1.00	1.40
SE	2008	Cl1	3.00	3.60
SE	2008	Cl2	5.50	6.10

Tabella 10-1 Campioni estratti nell'unità L(FL)

10.2.1. N_{SPT}



10.2.2. GRANULOMETRIA

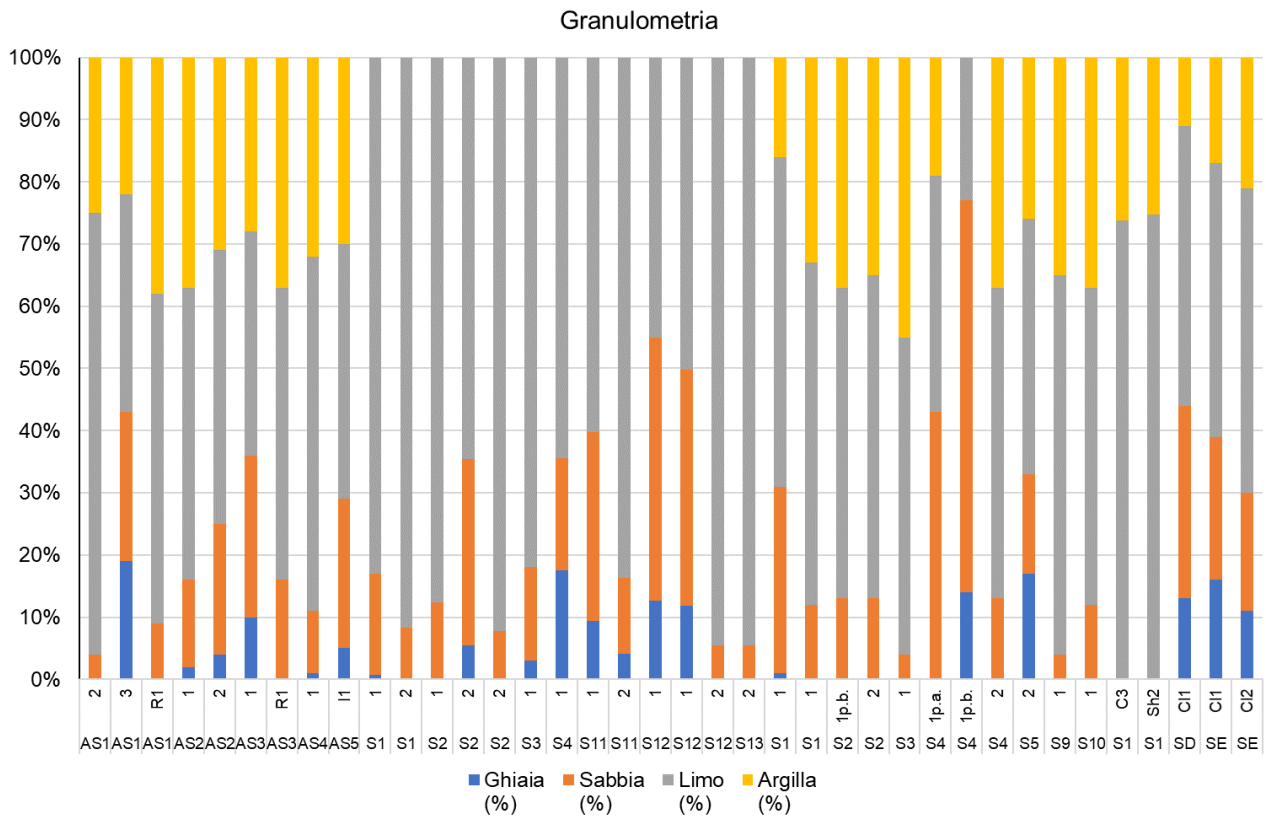


Figura 10-2 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.3. PESO DI VOLUME DEL TERRENO

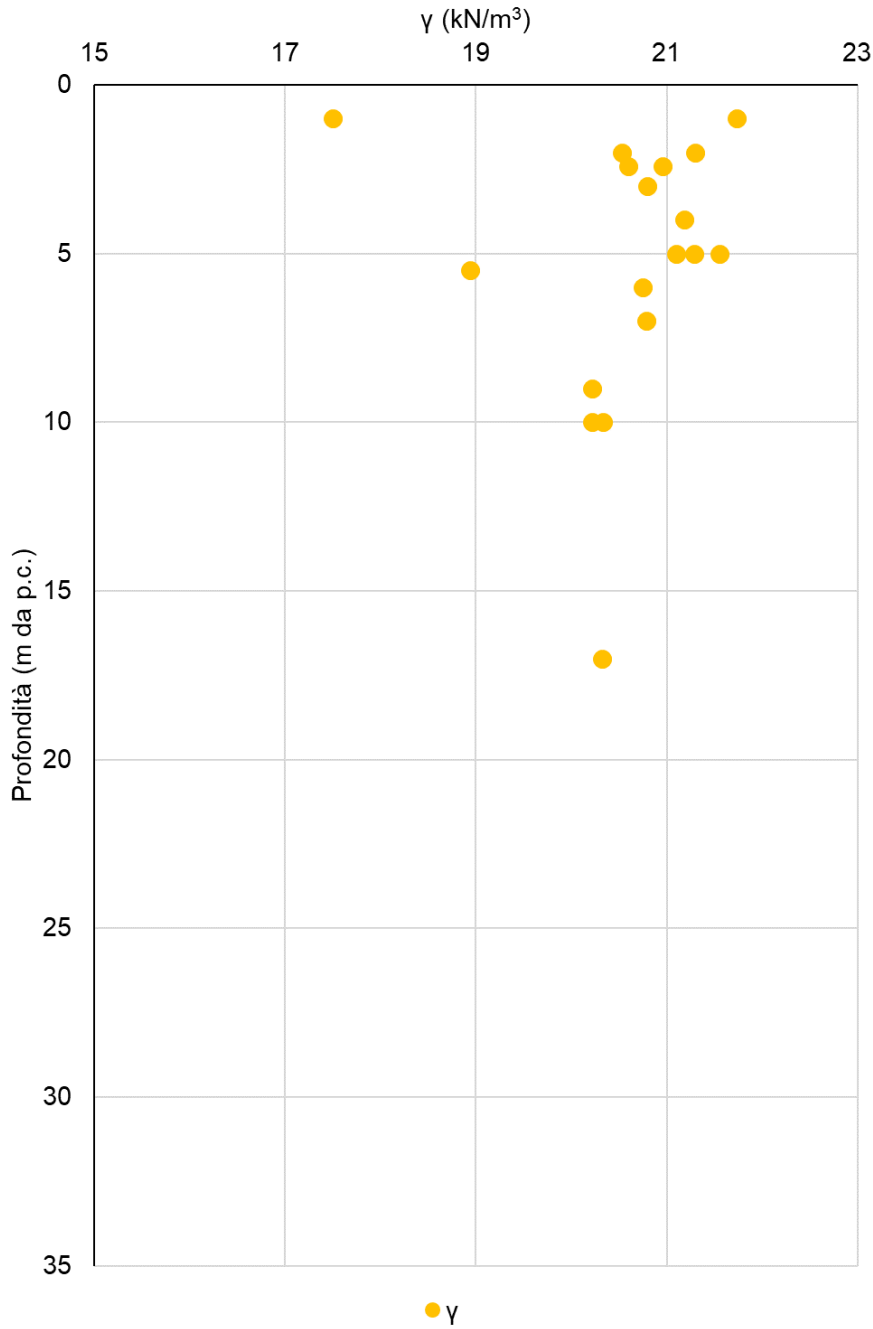


Figura 10-3 - Grafico del peso di volume del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.4. DIAGRAMMA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE

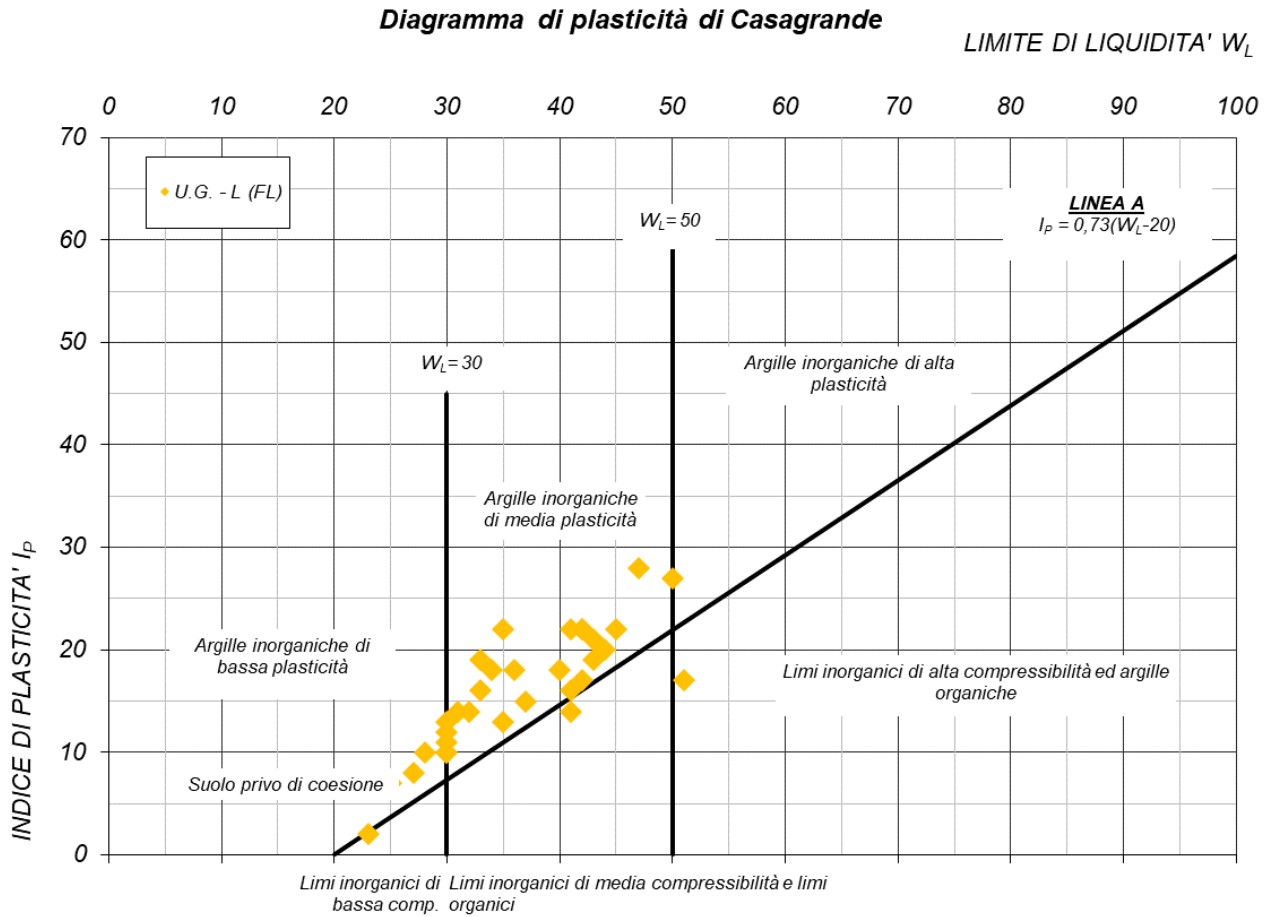


Figura 10-4 - Diagramma di plasticità di Casagrande relativo ai campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.5. LIMITE DI LIQUIDITÀ

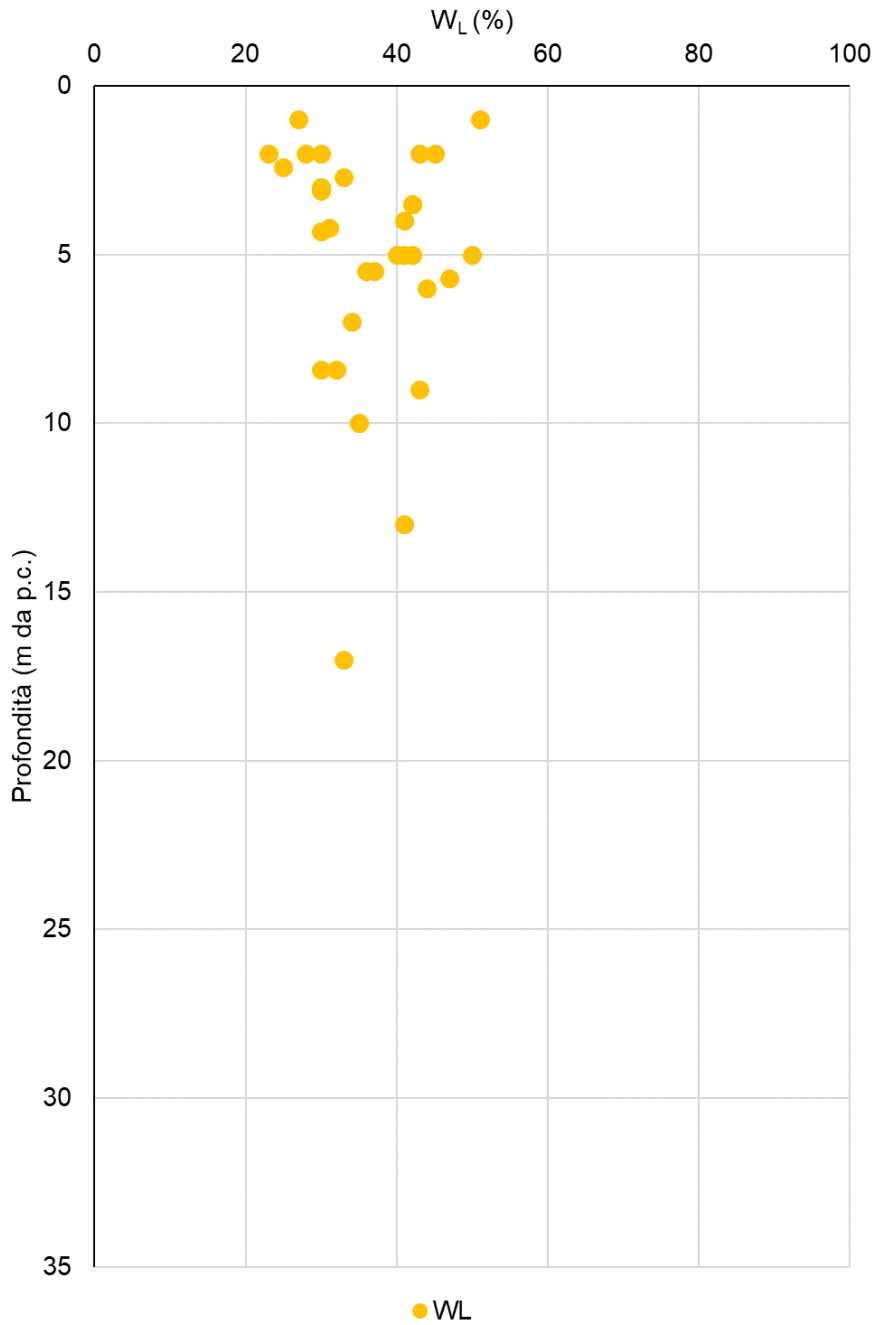


Figura 10-5 - Grafico del limite di liquidità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità A (FL)

10.2.6. INDICE DI PLASTICITÀ

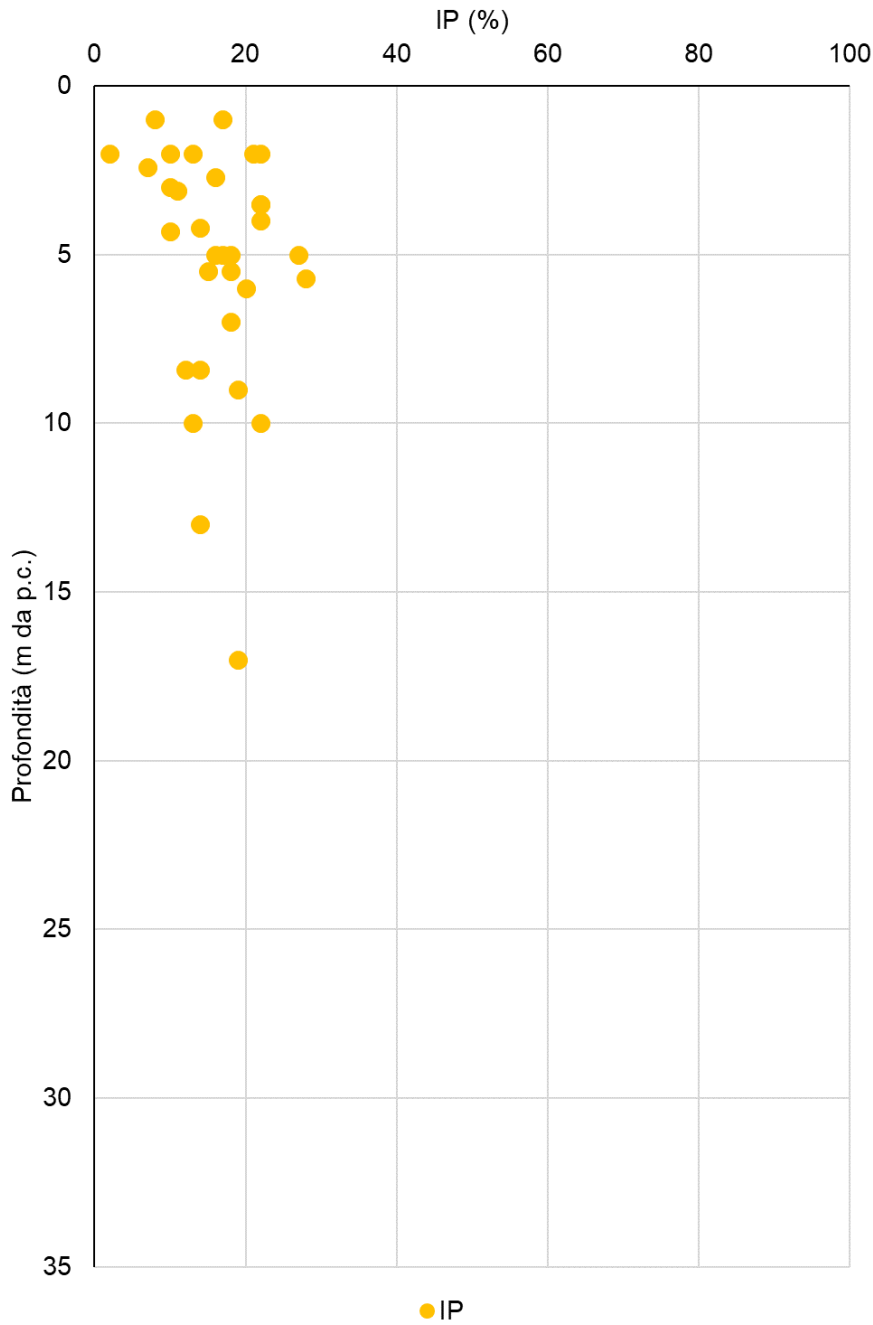


Figura 10-6 - Grafico dell'indice di plasticità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.7. INDICE DEI VUOTI

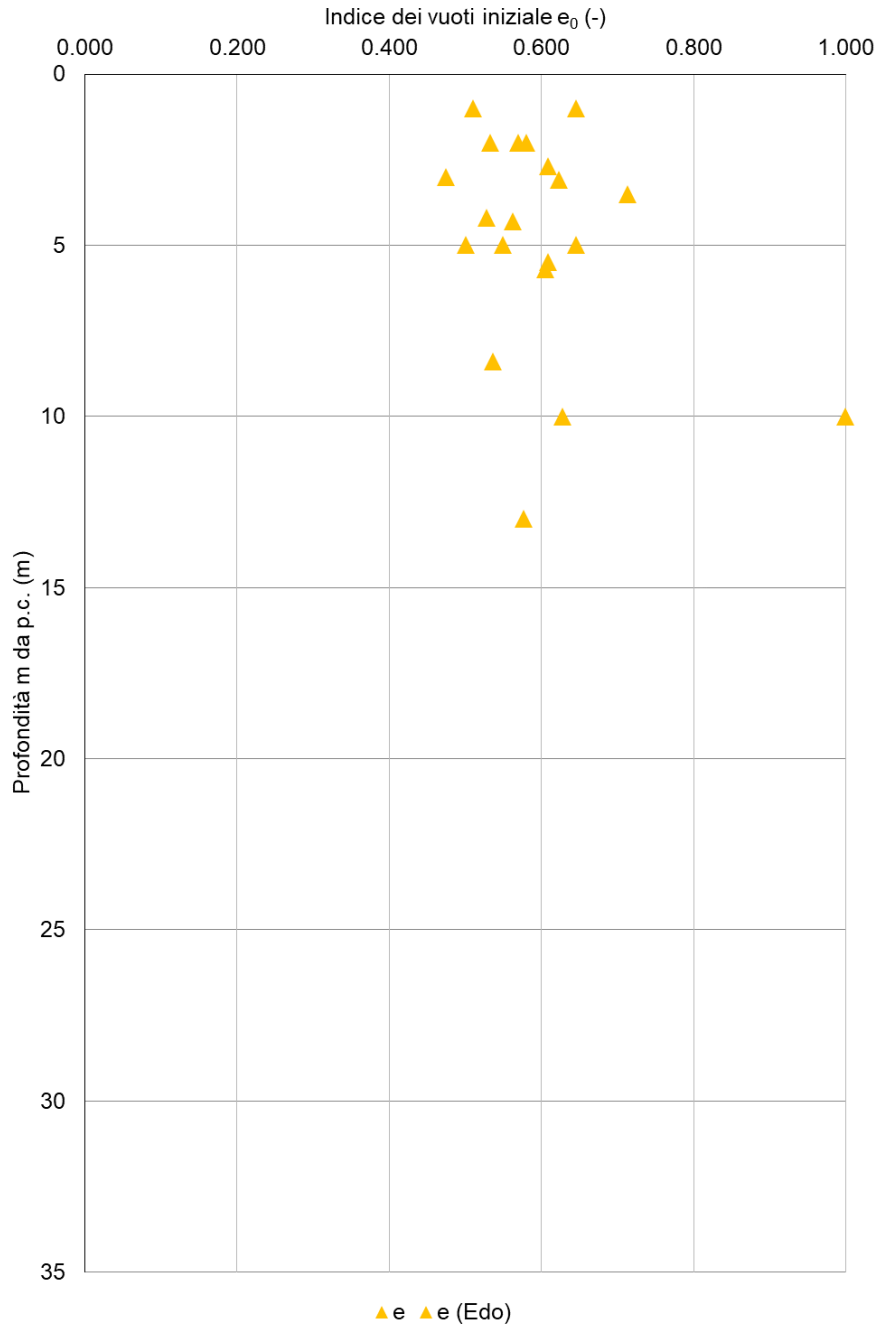


Figura 10-7 - Grafico dell'indice dei vuoti in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.8. RESISTENZA AL TAGLIO IN COND. DRENATE

Nel seguente grafico si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto e triassiali C.D. e C.U. dei campioni eseguiti in tale unità L (FL). Il valore caratteristico assunto per il progetto è evidenziato in rosso.

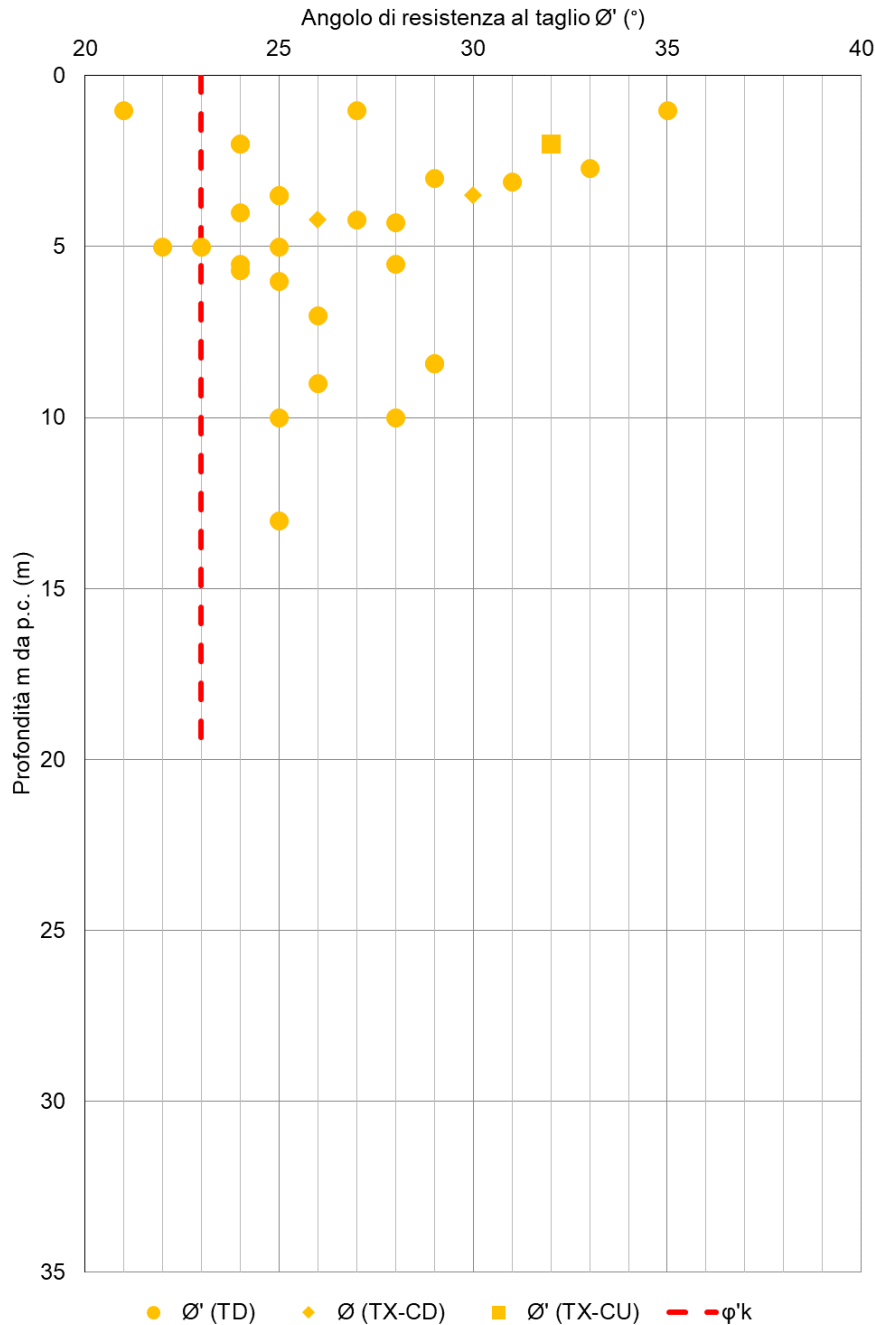


Figura 10-8 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità L (FL)

Di seguito si riporta il grafico con rappresentati i valori di coesione efficace risultanti dalle prove di taglio diretto e triassiali C.D. Il valore caratteristico, evidenziato in rosso è stato definito trascurando i valori di coesione inferiori a 10 kPa correlati ad angoli di resistenza al taglio ϕ' molto maggiori del valore caratteristico assunto (vedi Figura 10-8).

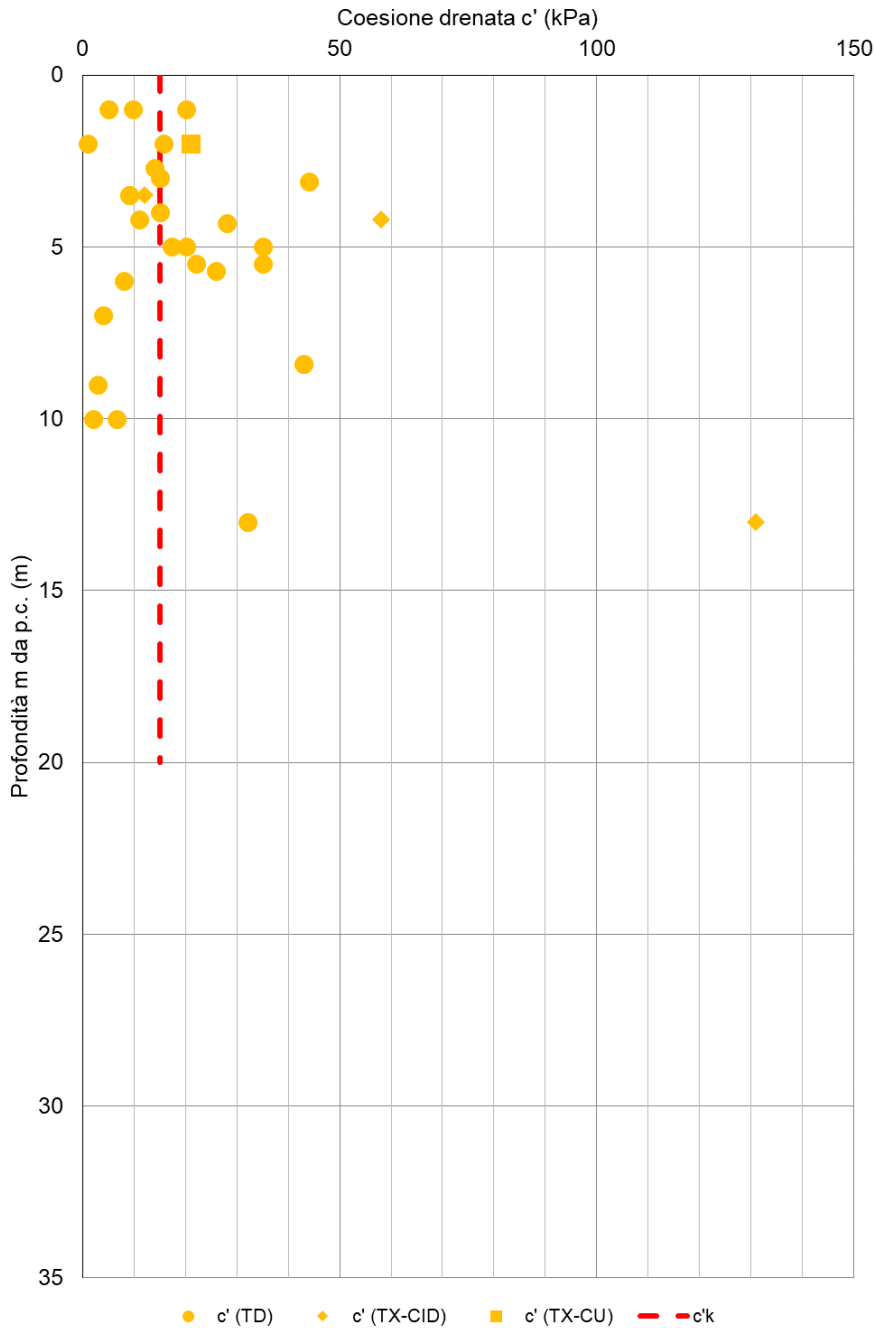


Figura 10-9 - Grafico della stima della coesione efficace nell' unità L (FL)

10.2.9. COESIONE NON DRENATA

Il seguente grafico riporta la stima della coesione non drenata a partire dai valori N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c.; sono inoltre rappresentati anche i risultati delle prove ELL, UU e i valori medi del Pocket Penetrometer e del Torvane. La linea blu corrisponde alla c_u normalconsolidata calcolata assumendo una falda media pari a 5 m dal p.c, in rosso è rappresentato il valor caratteristico per le verifiche. I limitati campioni con una coesione inferiore al valore caratteristico rappresentano isolate condizioni con una percentuale di sabbia più alta.

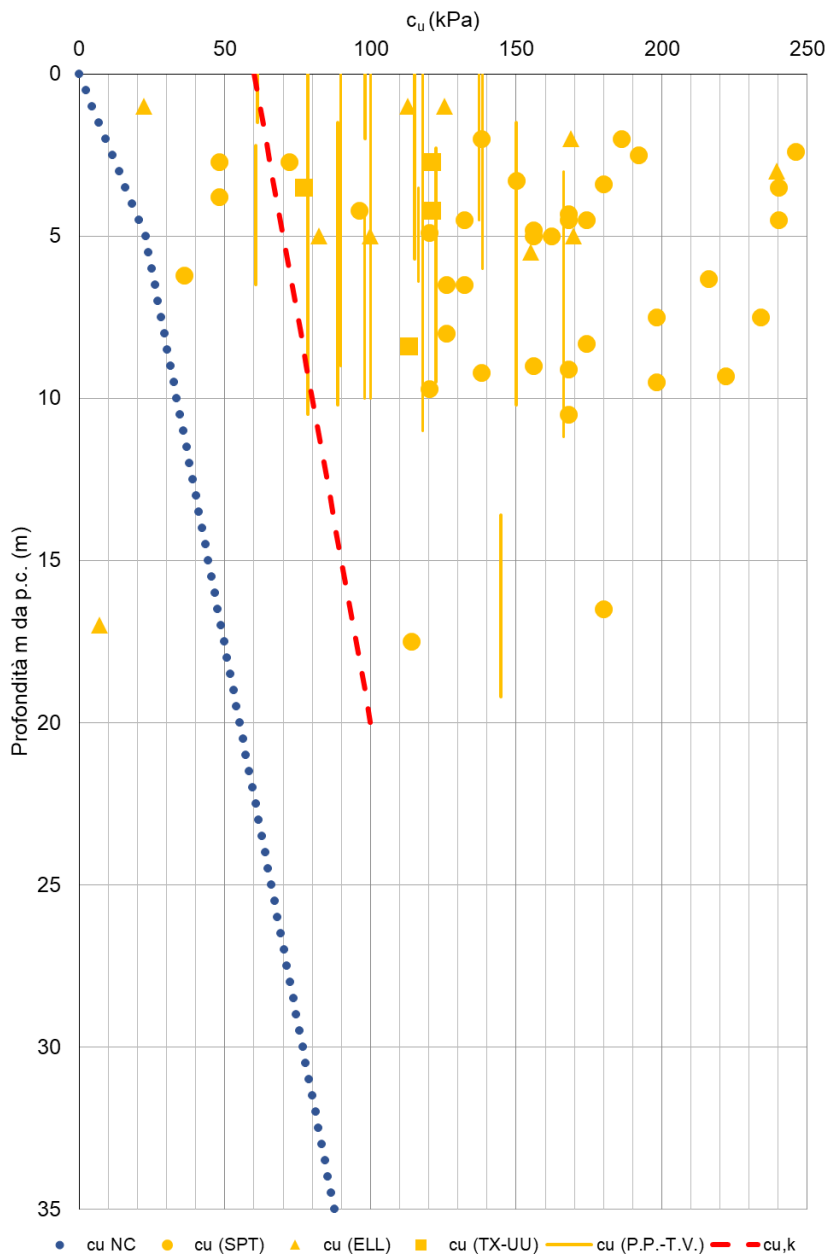


Figura 10-10: Grafico della stima della coesione non drenata nell'unità L (FL)

10.2.10. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO E MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Nell'unità L (FL) sono stati rilevati valori delle v_s delle prove down-load pari a circa 200÷300 m/s.

La stima del modulo G_0 è stata ricavata a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove down-hole ottenendo un range pari a 80÷150 MPa.

10.2.11. GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

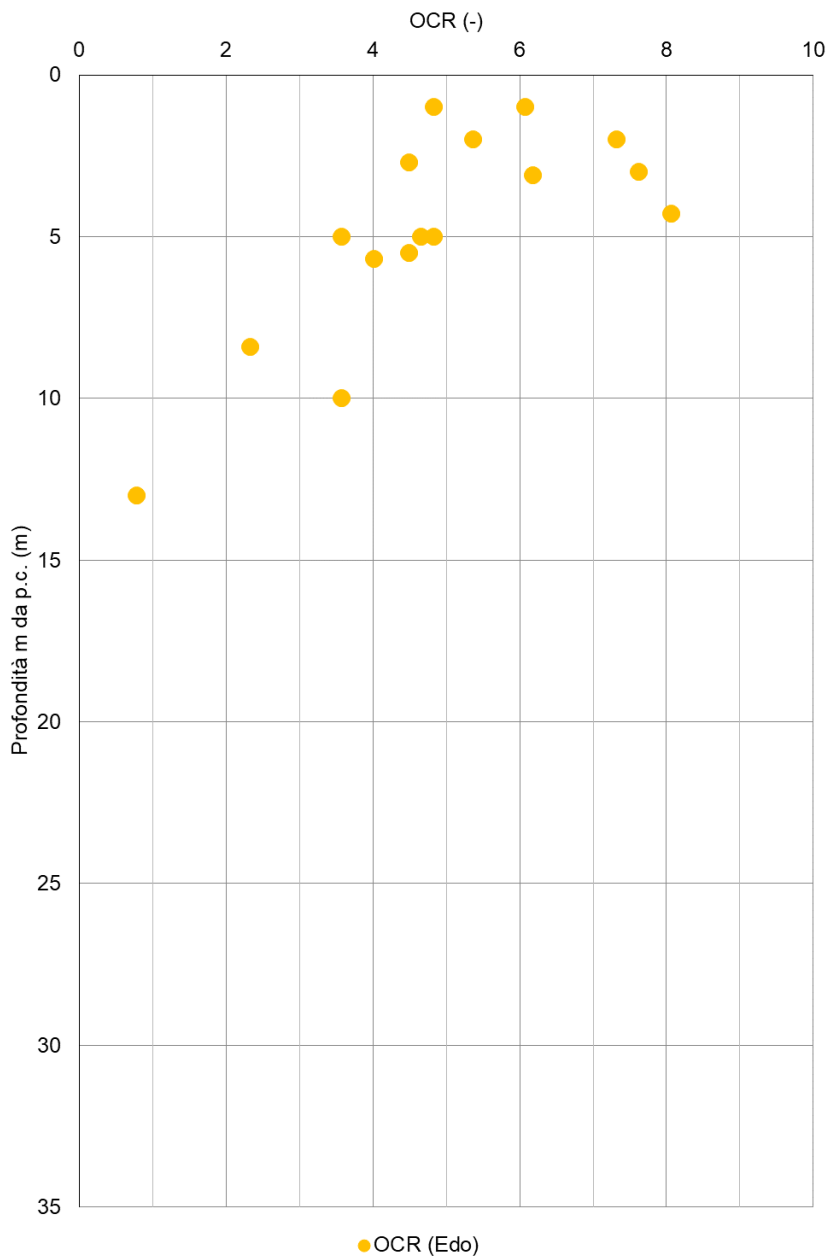


Figura 10-11 - Grafico grado di sovraconsolidazione OCR in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

PROGETTAZIONE ATI:

Pag. 102 di
210

10.2.12. INDICE DI COMPRESSIONE

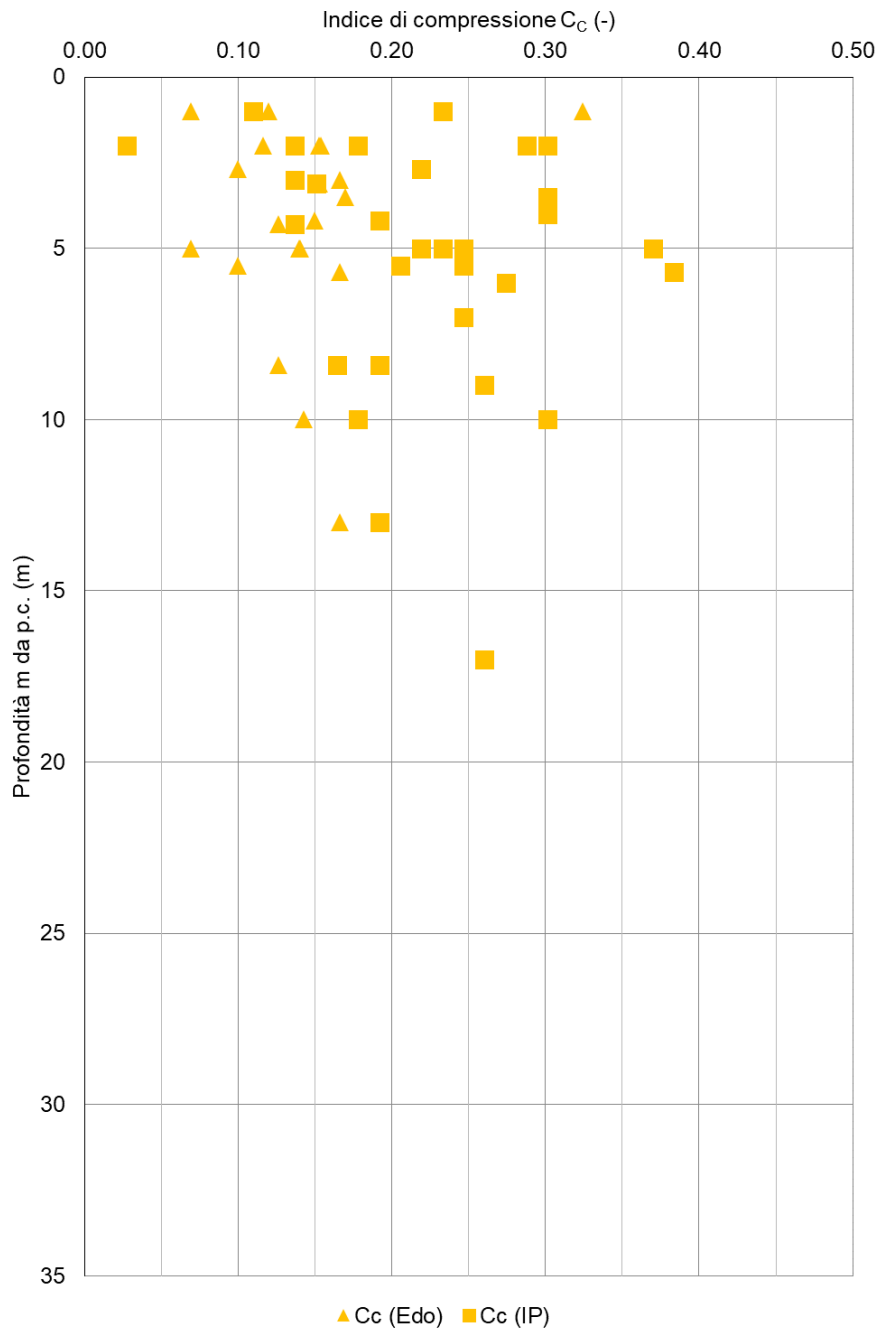


Figura 10-12 - Grafico dell'indice di compressione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.13. INDICE DI RICOMPRESSIONE

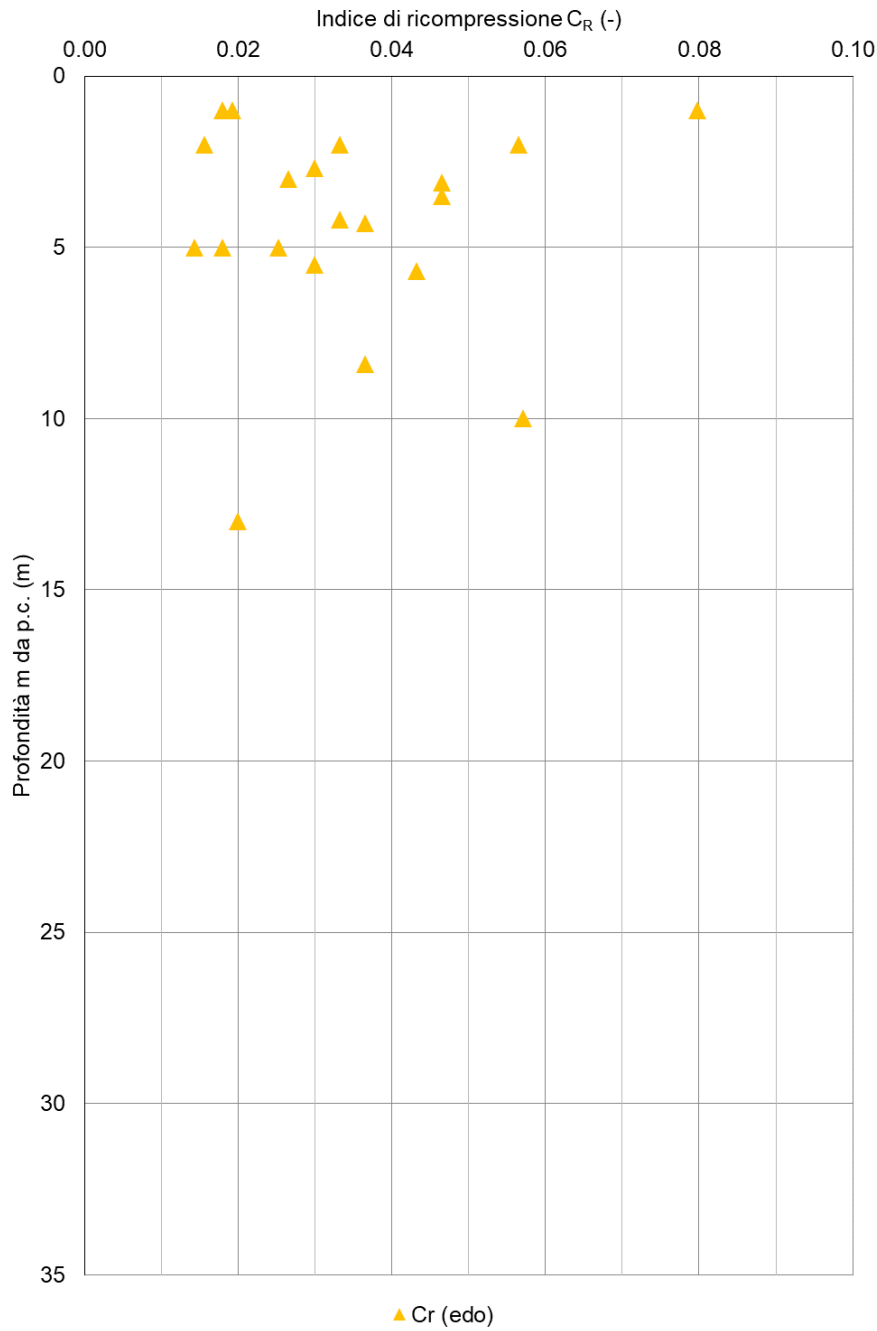


Figura 10-13 - Grafico dell'indice di ricomprensione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.14. COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE SECONDARIO

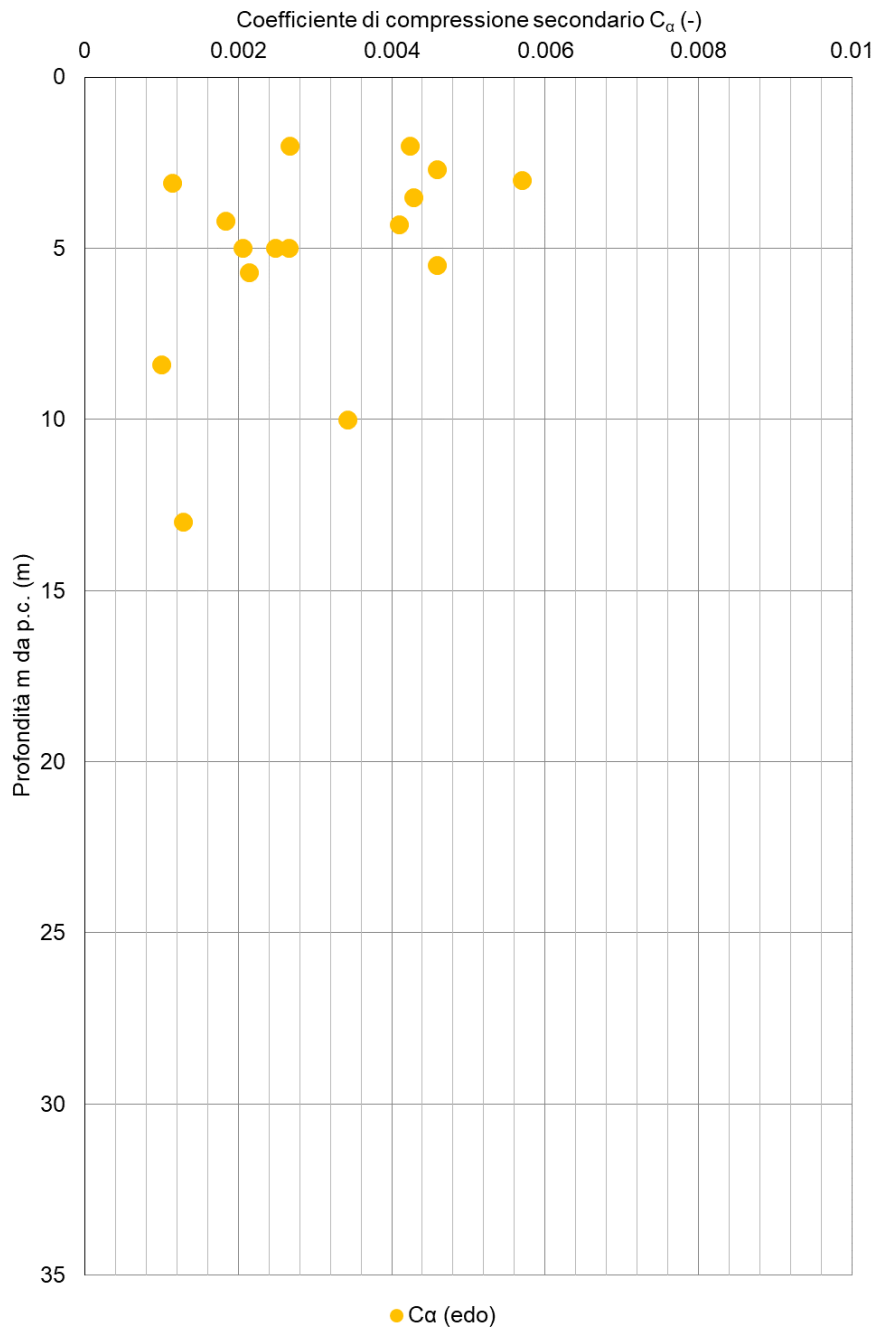


Figura 10-14 – Grafico dell'indice di compressione secondaria in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.15. COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE C_v

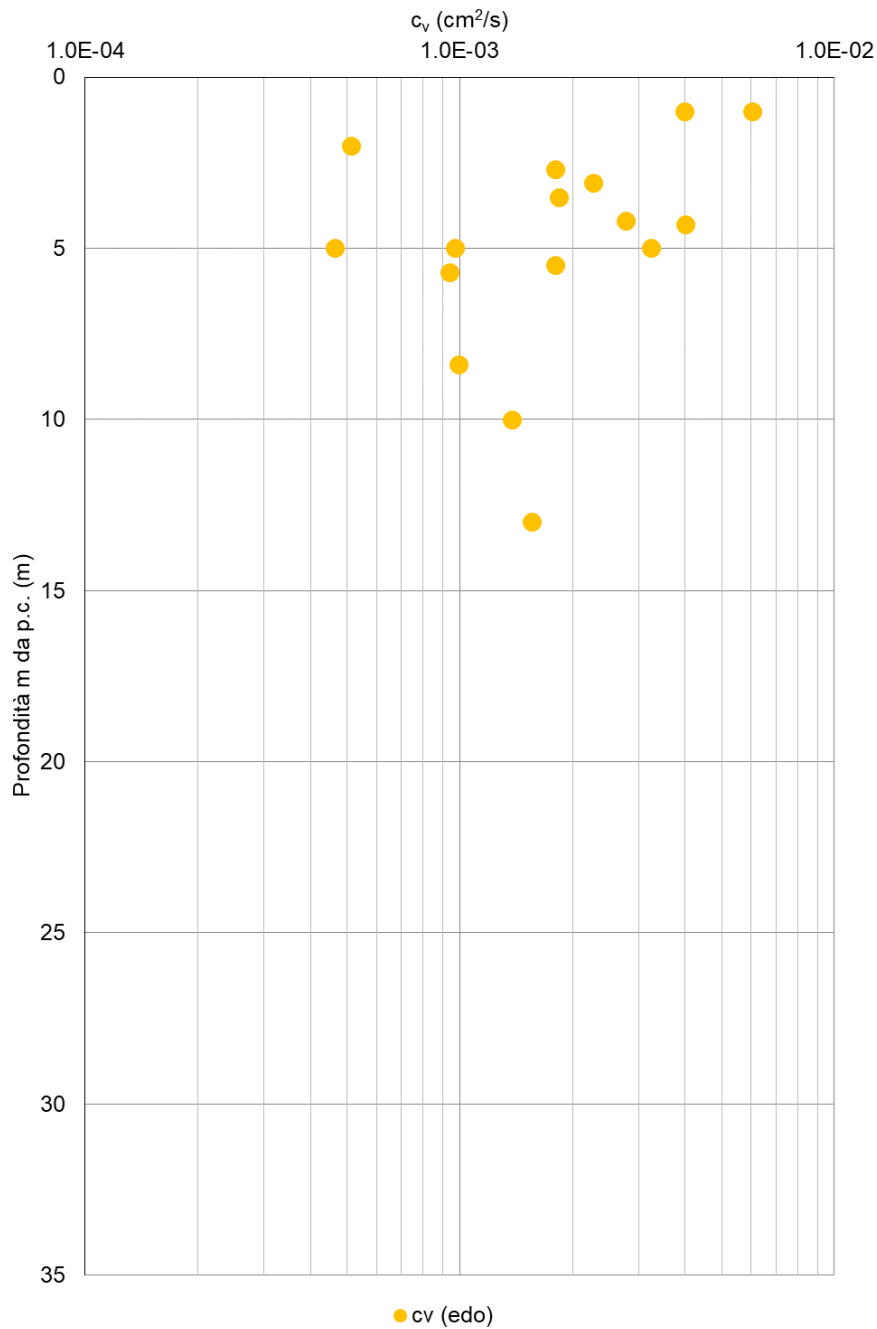


Figura 10-15 – Grafico del coefficiente di consolidazione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL)

10.2.16. MODULO CONFINATO M PER FONDAZIONI DIRETTE

Di seguito si riporta la stima del modulo operativo confinato M per fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Stroud, inoltre, sono rappresentati i moduli ricavati dalle prove edometriche. In rosso è evidenziato il range dei valori di riferimento assunti per le verifiche.

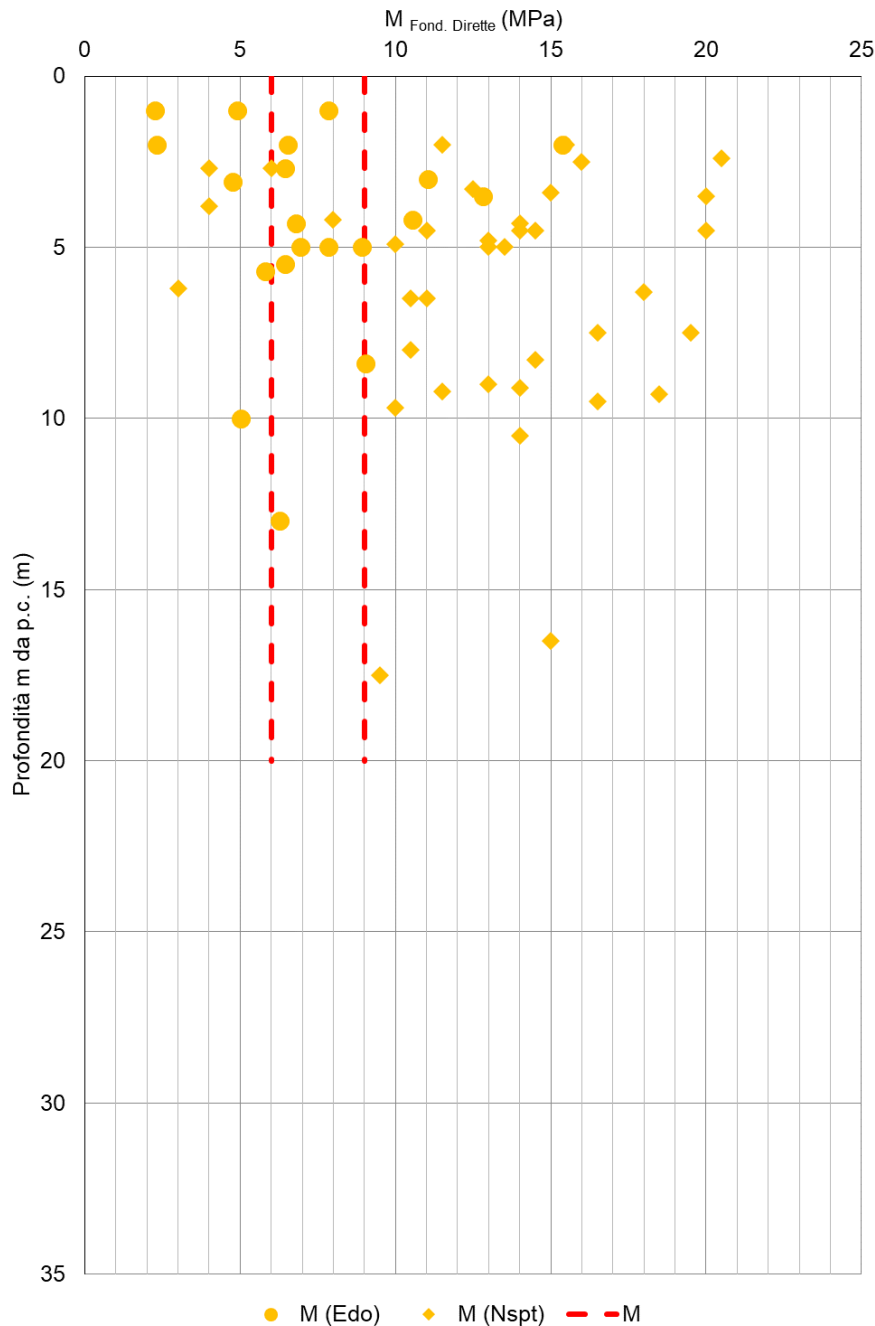


Figura 10-16 - Grafico della stima modulo operativo confinato M per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità L (FL)

10.3. UNITÀ GEOTECNICA LS (AT)

Questa unità geotecnica rappresenta la litologia prevalentemente limosa della unità geologica dei depositi alluvionali recenti ed attuali “AT”, caratterizzata da terreni medio-fini, costituiti in prevalenza da limi più o meno argillosi, con frequenti intercalazioni di ghiaie a matrice sabbioso-limosa-argillosa.

I campioni estratti all’interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			Z _{in}	Z _{fin}
			(m)	(m)
S13	1999	1	2.00	2.40
S13	1999	2	6.00	6.60
S13	1999	3	9.50	10.10
S13	1999	4 parte alta	15.00	15.60
S13	1999	4 parte bassa	15.00	15.60
S17	1999	1	2.40	3.00
S17	1999	2	2.40	3.00
S18	1999	1	1.00	1.60
S18	1999	2	5.50	6.10
S19	1999	1	2.00	2.60
S19	1999	2	10.00	10.60
S19	1999	3	15.00	15.60
S20	1999	1	2.00	2.60
S20	1999	2	6.00	6.60
S20	1999	3	10.00	10.60
S20	1999	4	15.00	15.60
SL	2008	CI1	2.00	2.45
SL	2008	CI2	5.50	6.00
SL	2008	CI2	16.00	16.40
SM	2008	CI1	2.50	3.00
SM	2008	CI2	7.50	8.00
SM	2008	CI3	13.50	14.00
SM	2008	CI4	19.00	19.50

Tabella 10-2 Campioni estratti nell’unità LS(AT)

10.3.1. NUMERO COLPI SPT

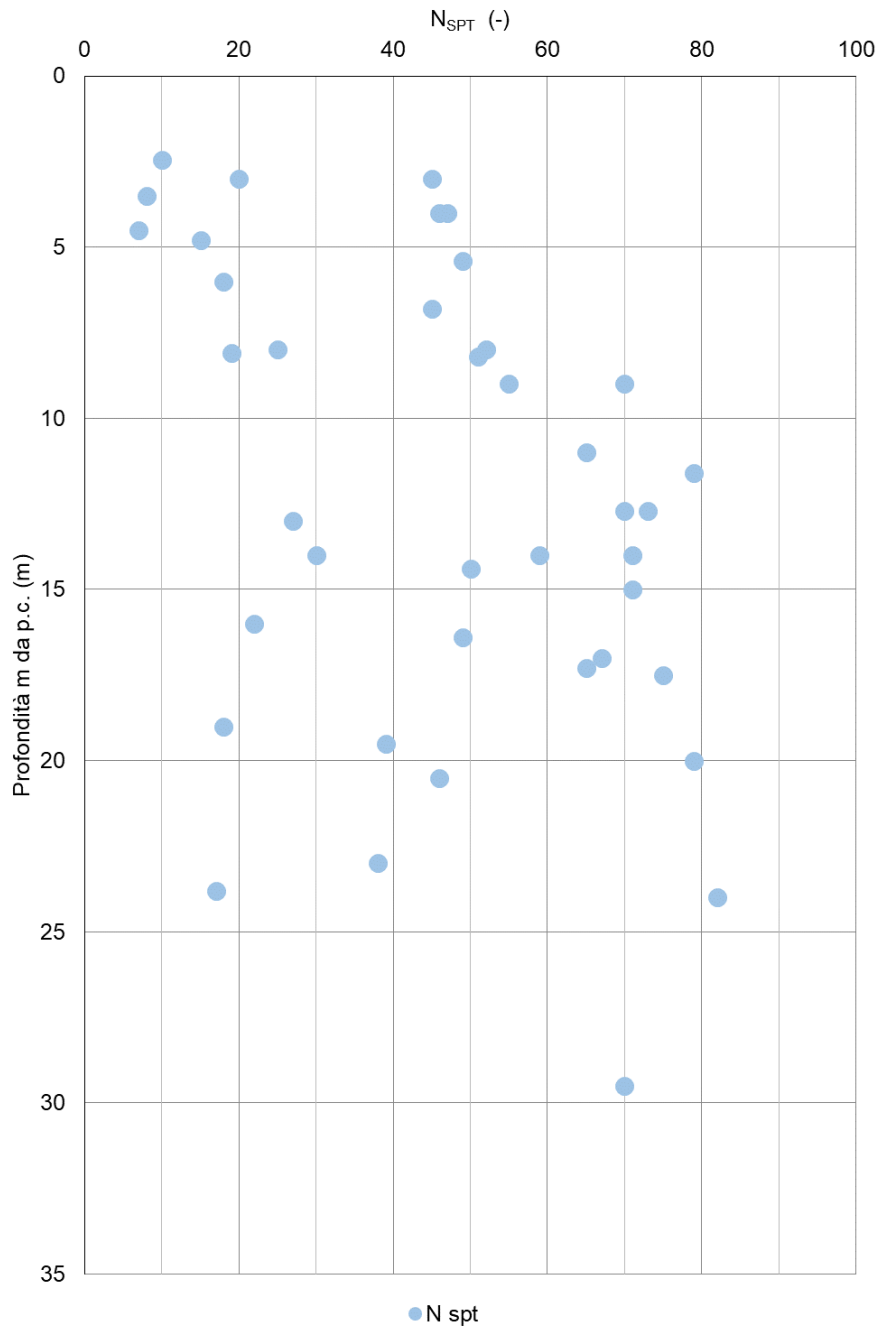


Figura 10-17 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità LS (AT)

10.3.2. GRANULOMETRIA

La granulometria prevalente è quella limosa ma come si vede dal grafico seguente sono presenti anche terreni con percentuali sabbiose significative a che l'unità geotecnica LS(AT) è un'unità prevalentemente limosa ma frequenti lenti di sabbia e ghiaia.

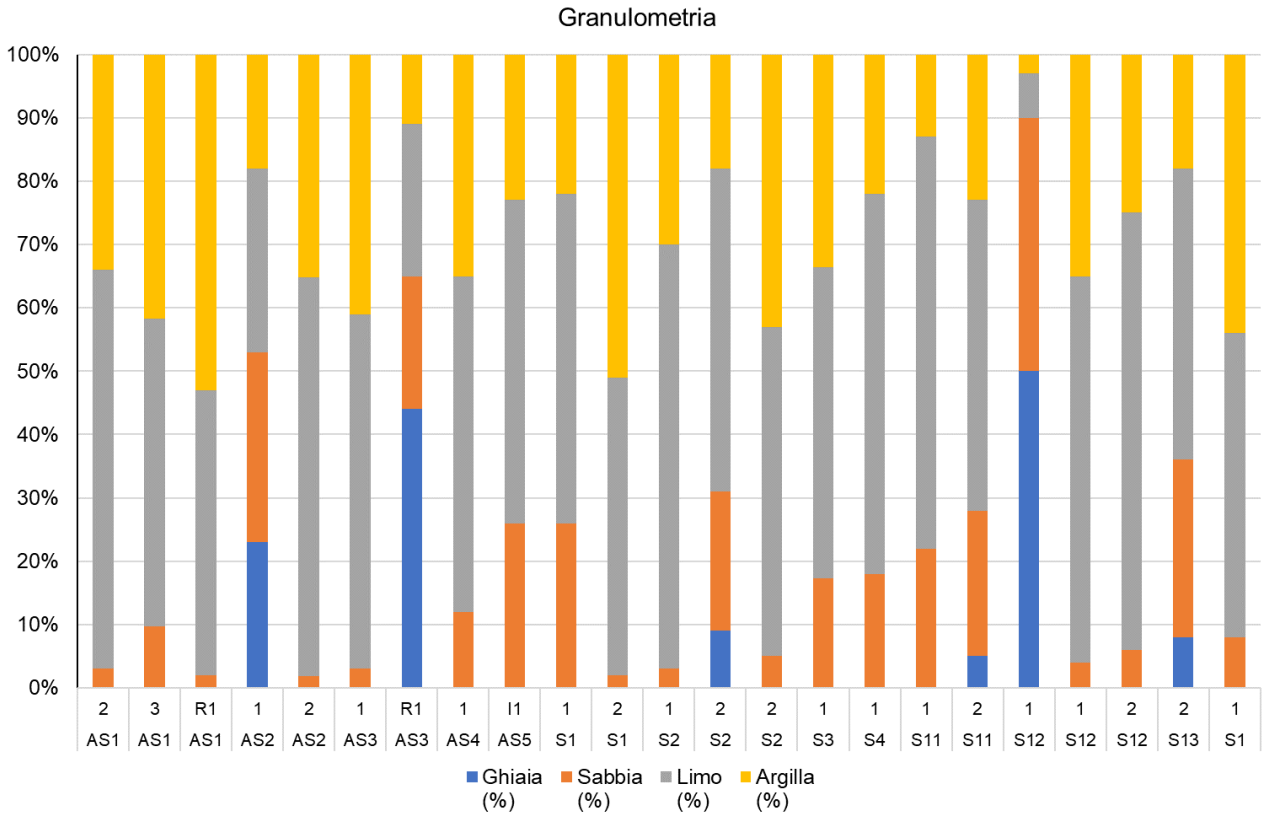


Figura 10-18 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.3. PESO DI VOLUME DEL TERRENO

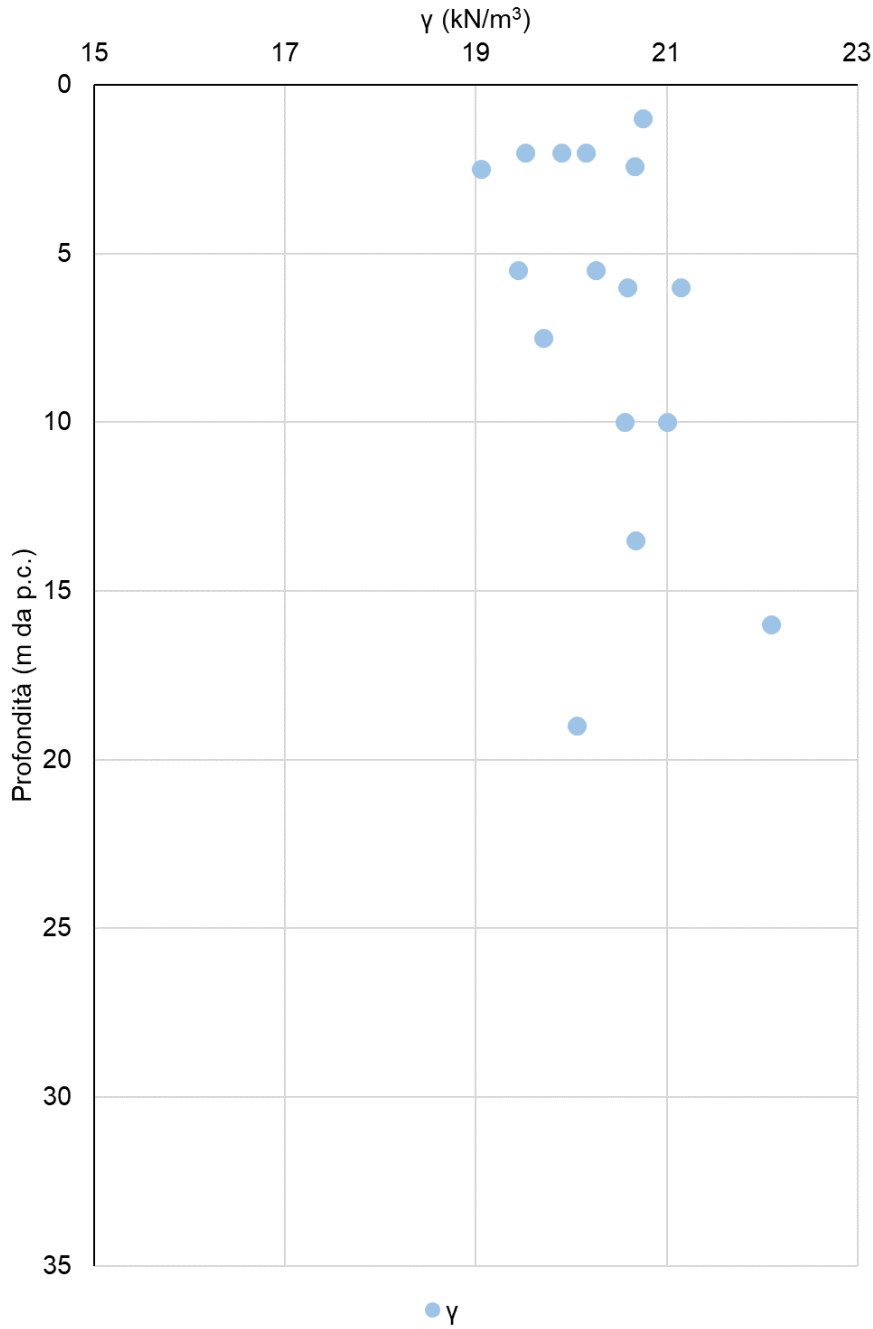


Figura 10-19 - Grafico del peso di volume del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.4. DIAGRAMMA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE

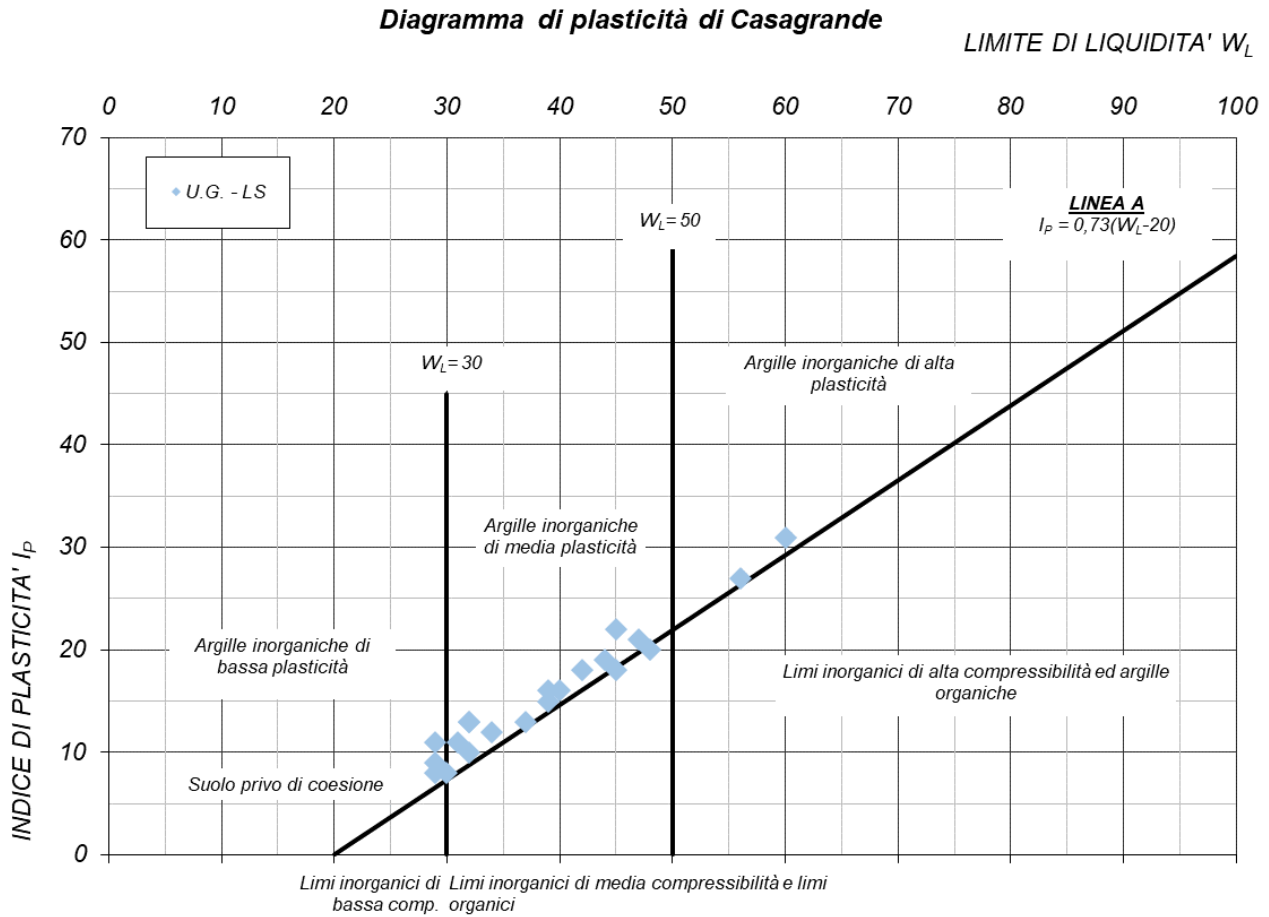


Figura 10-20 - Diagramma di plasticità di Casagrande relativo ai campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.5. LIMITE DI LIQUIDITÀ

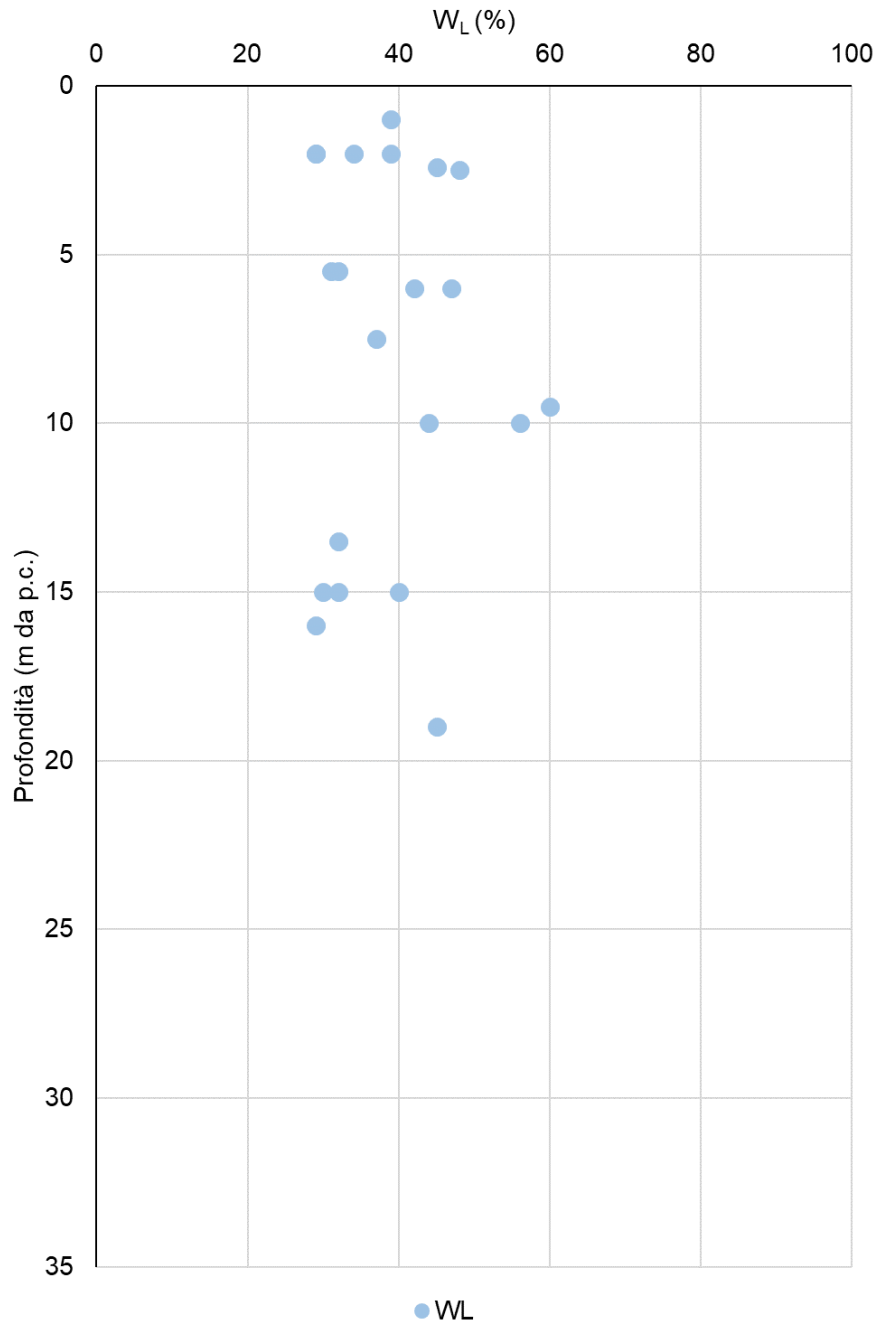


Figura 10-21 - Grafico del limite di liquidità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.6. INDICE DI PLASTICITÀ

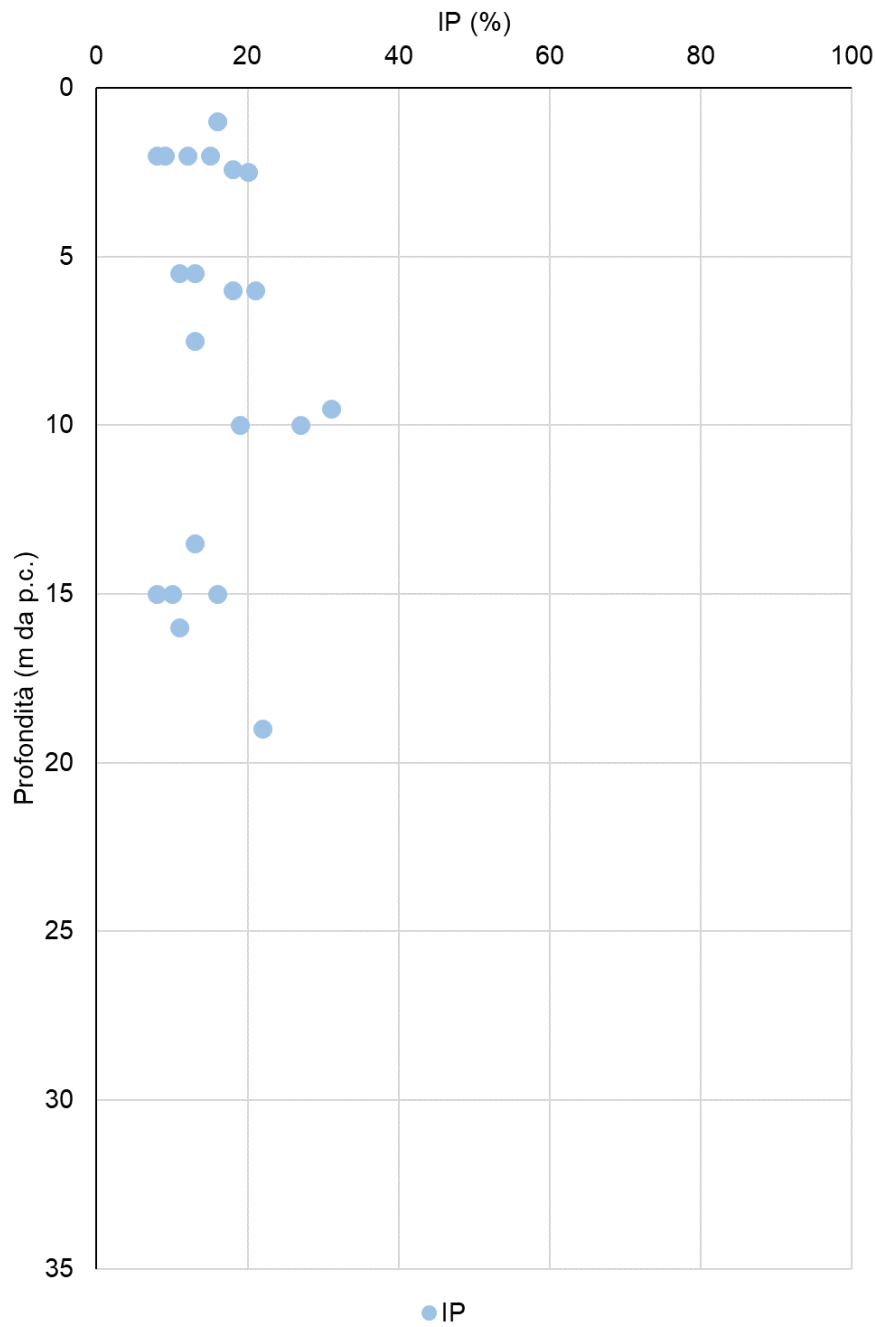


Figura 10-22 - Grafico dell'indice di plasticità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.7. INDICE DEI VUOTI

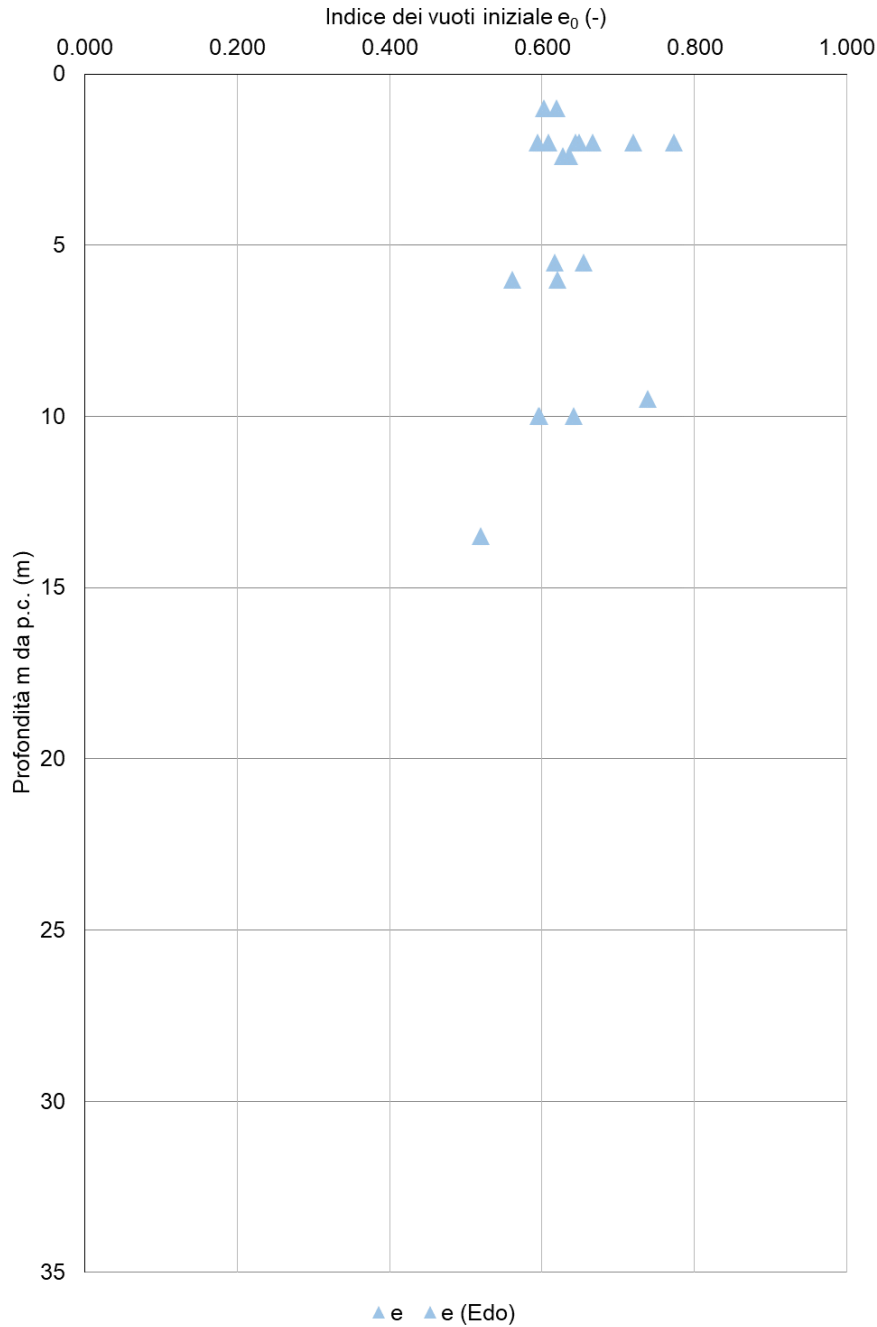


Figura 10-23 - Grafico dell'indice dei vuoti in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.8. RESISTENZA AL TAGLIO IN COND. DRENATE

Nel seguente grafico si riportano i valori dell'angolo di resistenza al taglio ottenuti da prove di taglio diretto e triassiali C.U. Il valore caratteristico evidenziato in rosso è stato definito trascurando i risultati delle prove che indicano ϕ' inferiore a 23° cui corrisponde una coesione c' (vedi Figura 10-25) ben maggiore del valore caratteristico assunto.

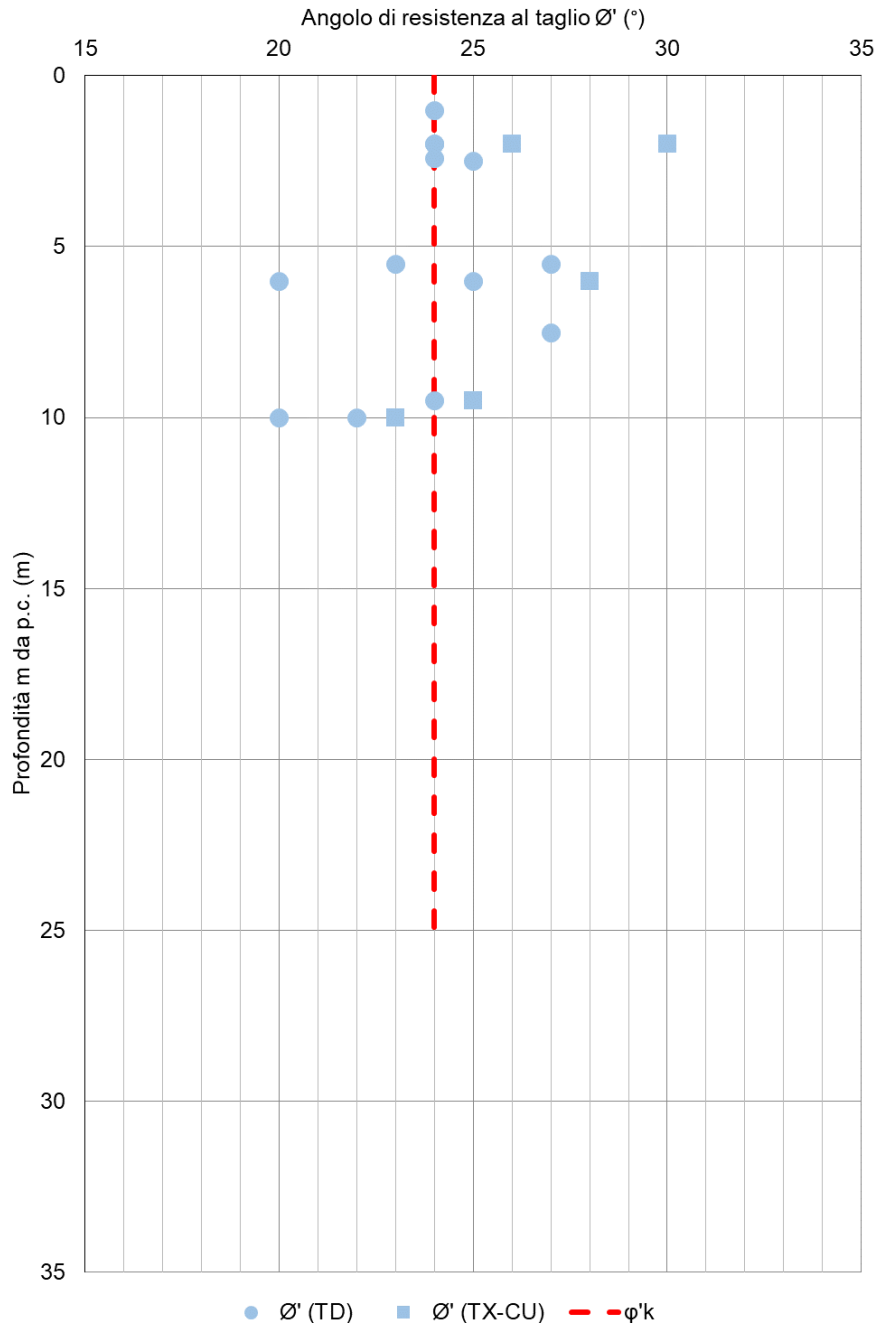


Figura 10-24 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità LS (AT)

Di seguito il grafico della coesione efficace dai risultati delle prove di taglio diretto e triassiali C.U. dei campioni eseguite.

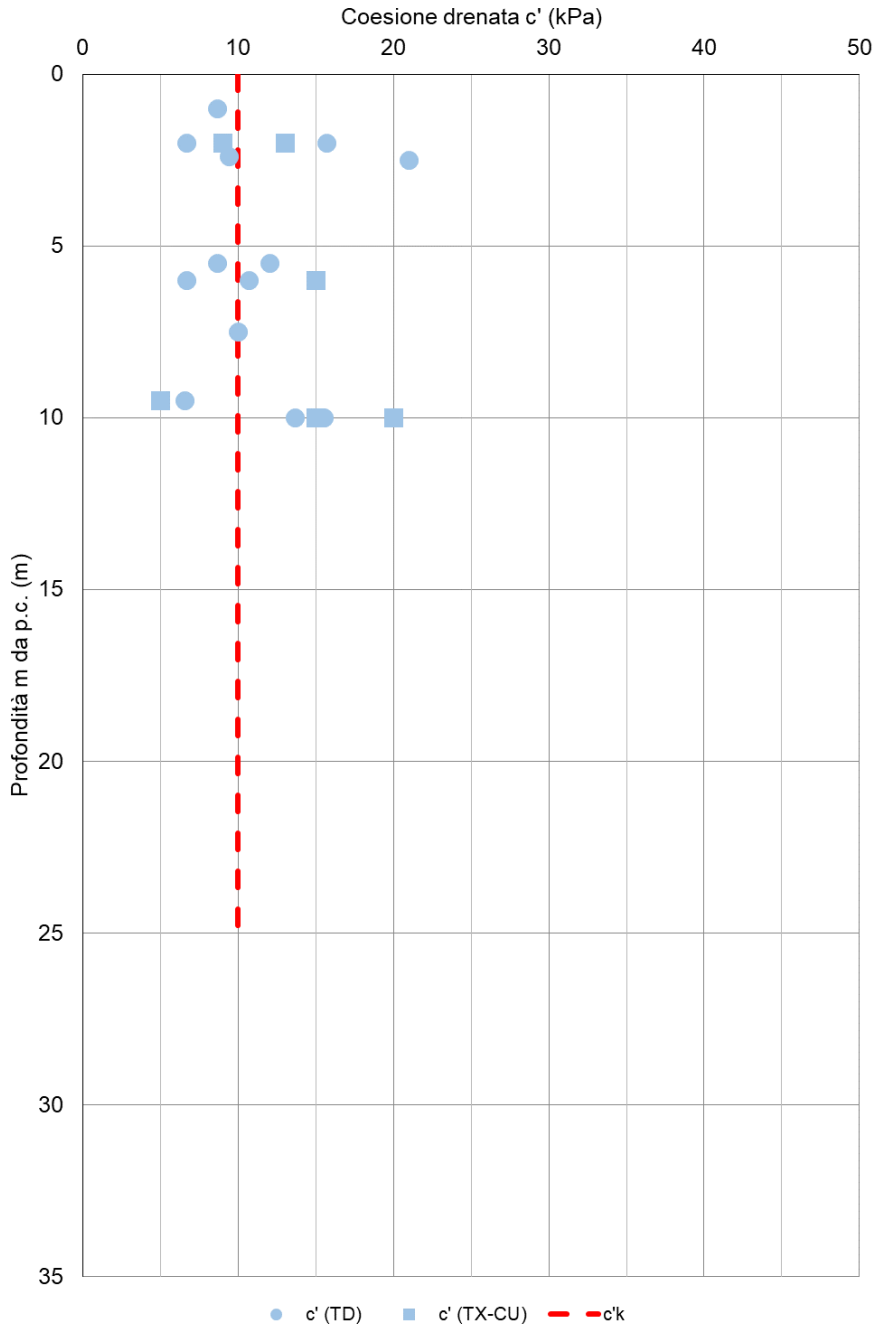


Figura 10-25 - Grafico della stima della coesione efficace nell' unità LS (AT)

10.3.9. COESIONE NON DRENATA

Nel seguente grafico si riporta la stima della coesione non drenata a partire dai valori N_{SPT} ; sono rappresentati anche i risultati delle prove ELL, triassiali CU e i valori medi del Pocket Penetrometer e dei Torvane.

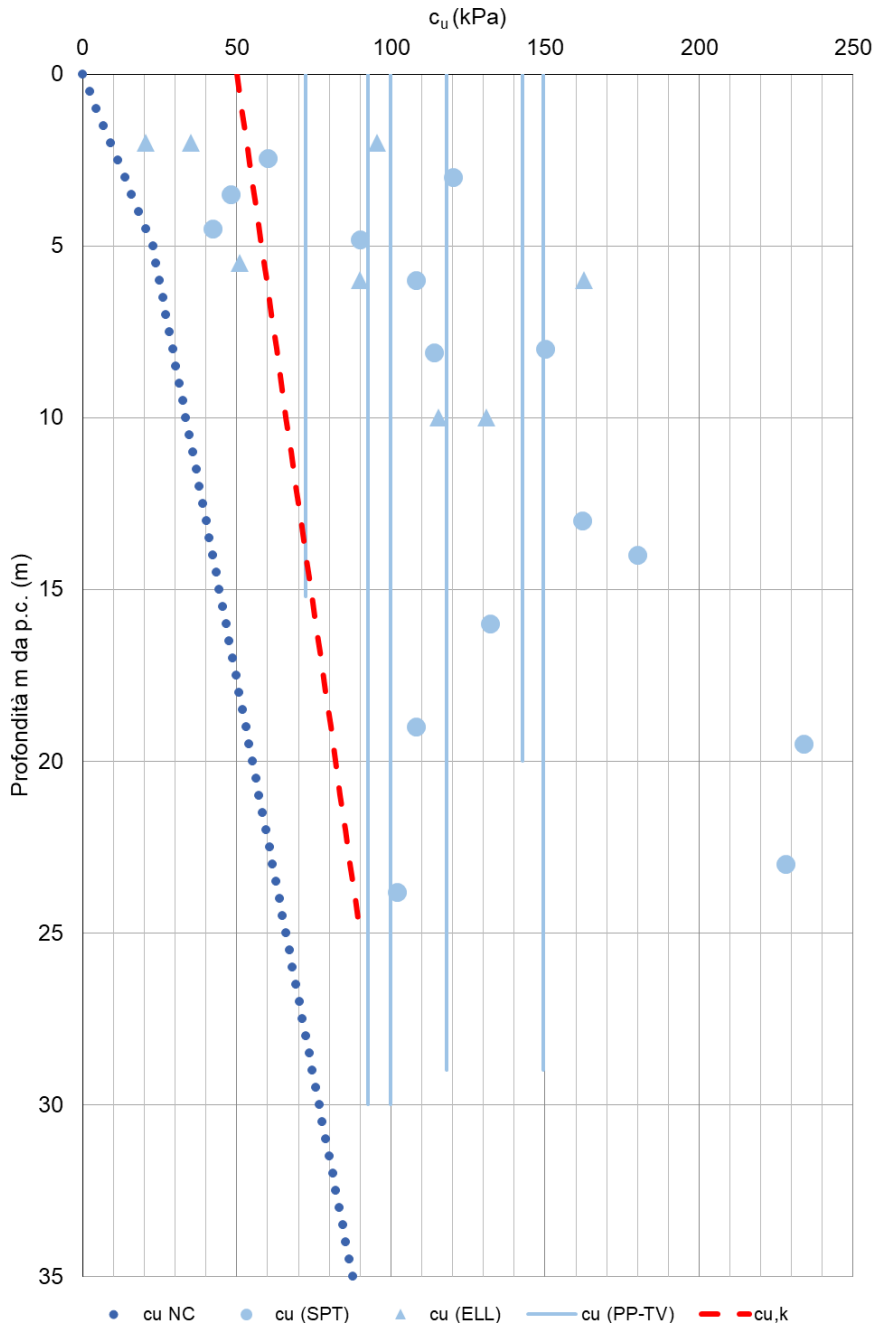


Figura 10-26: Grafico della stima della coesione non drenata nell' unità LS (AT)

10.3.10. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO E MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Nell'unità LS (AT) sono stati rilevati valori delle V_s delle prove down-hole pari a circa 200÷350 m/s. La stima del modulo G_0 è stata ricavata a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove Down-Hole ottenendo un range pari a 80÷200 MPa.

10.3.11. GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

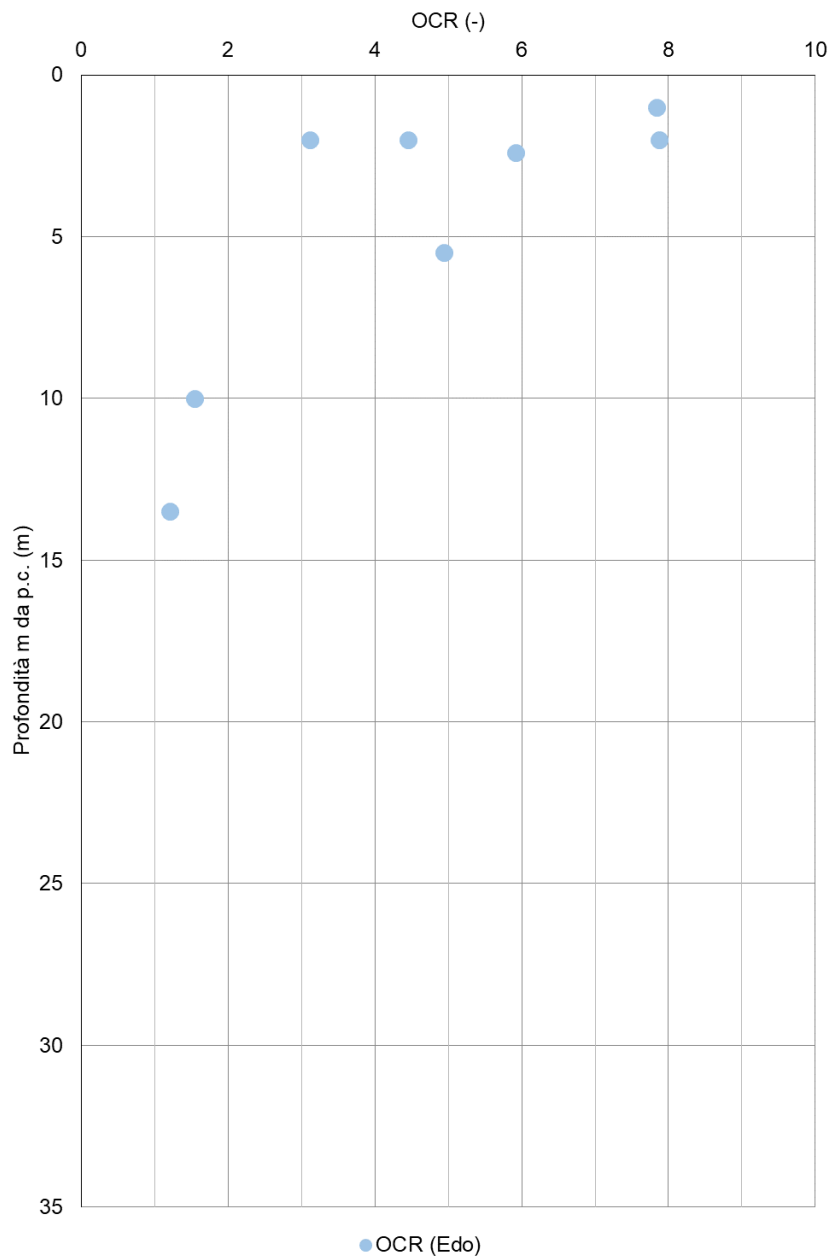


Figura 10-27 - Grafico grado di sovraconsolidazione OCR in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.12. INDICE DI COMPRESSIONE

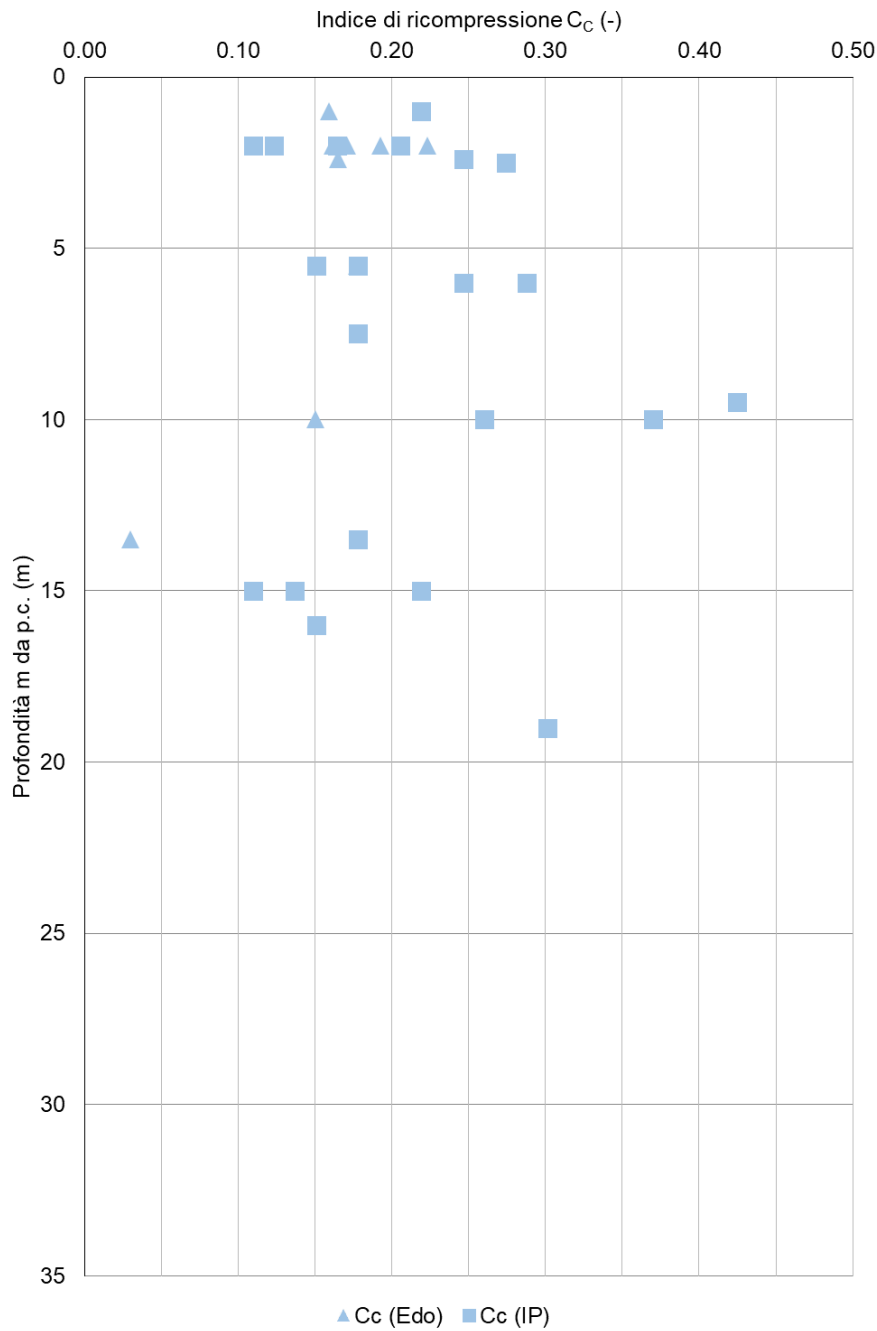


Figura 10-28 - Grafico dell'indice di compressione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.13. INDICE DI RICOMPRESSIONE

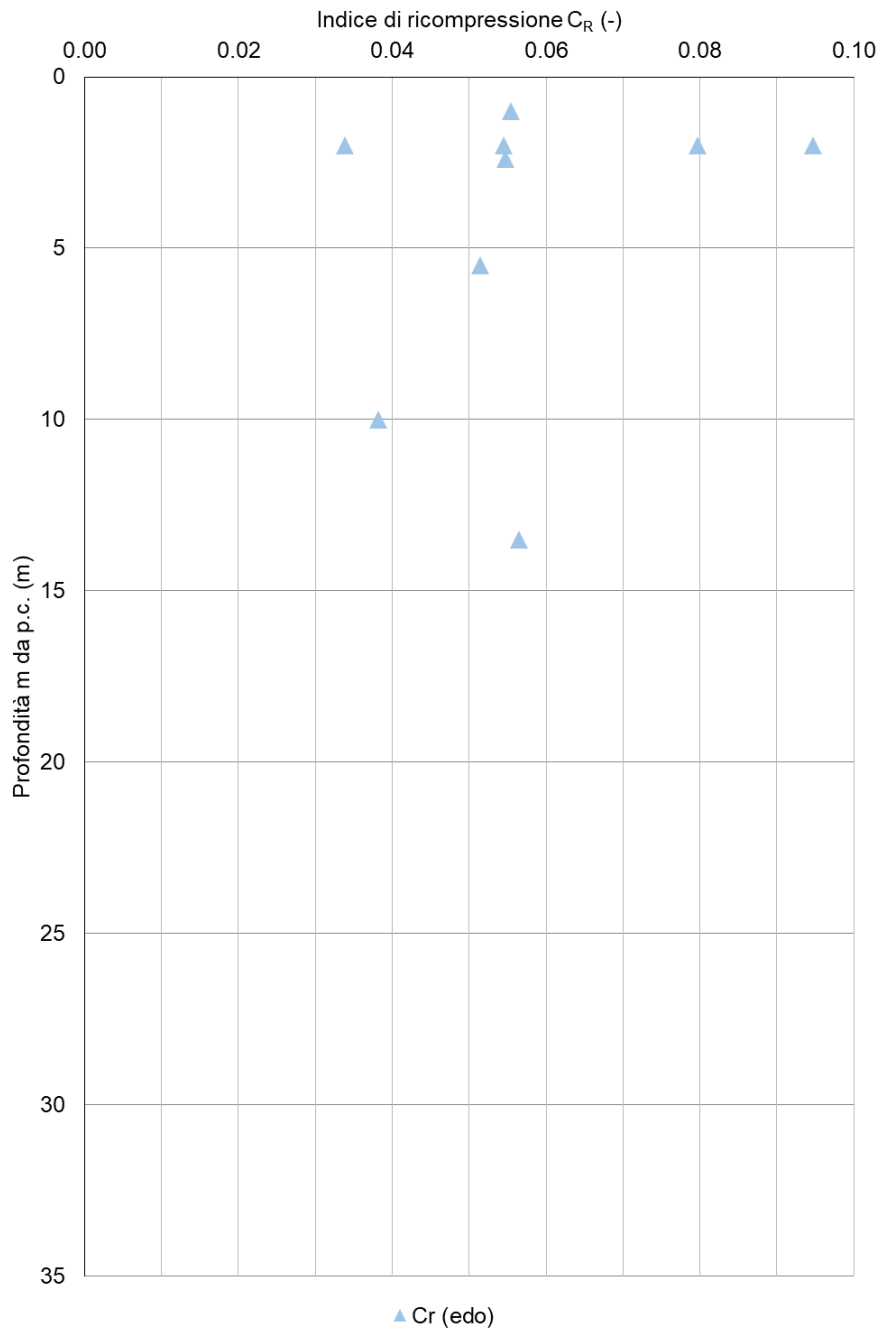


Figura 10-29 - Grafico dell'indice di ricomprensione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.14. COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE SECONDARIO

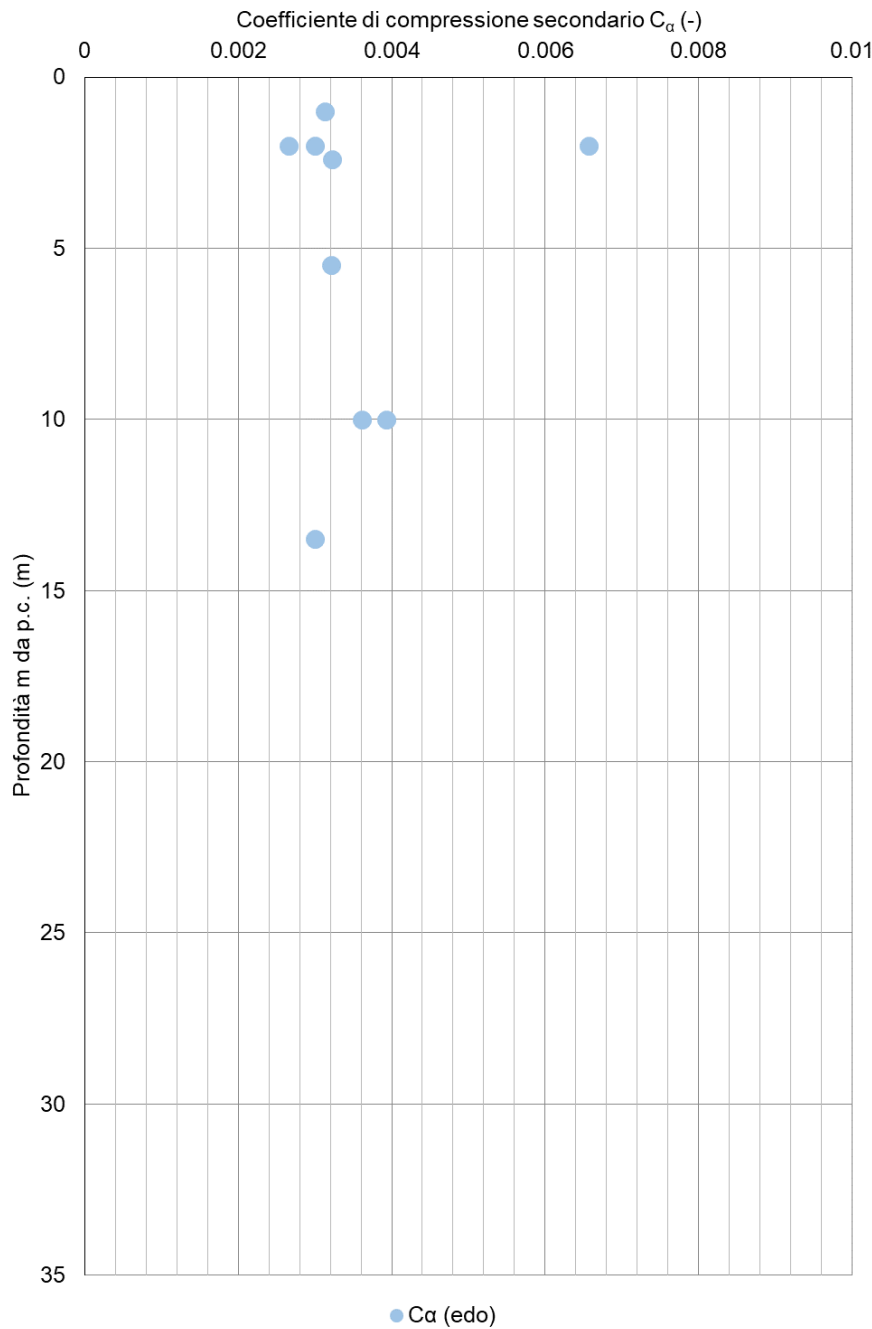


Figura 10-30 – Grafico dell'indice di compressione secondaria in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.15. COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE C_v

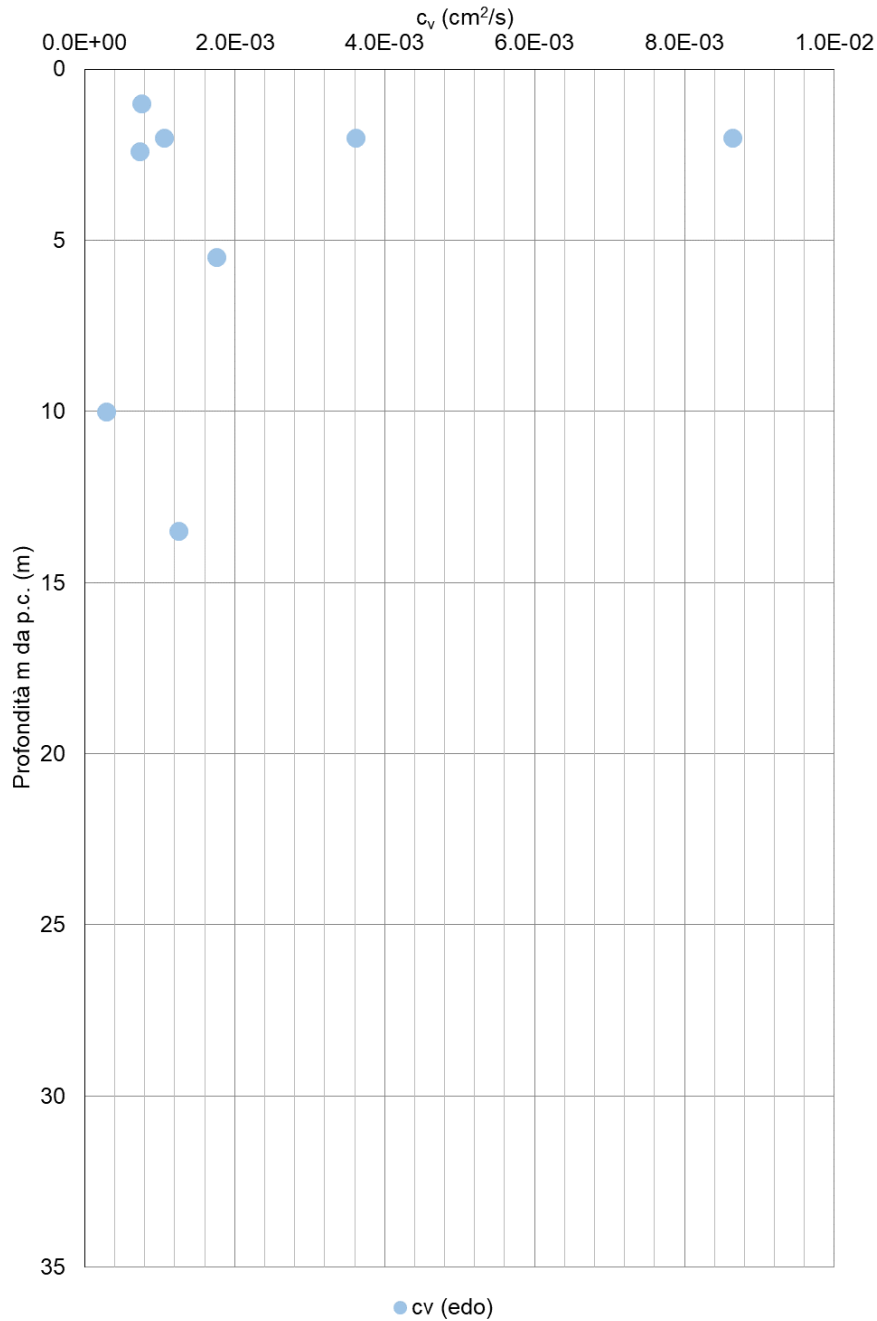


Figura 10-31 – Grafico del coefficiente di consolidazione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità LS (AT)

10.3.16. MODULO CONFINATO M PER FONDAZIONI DIRETTE

Nel seguente grafico si riporta la stima del modulo operativo confinato M per fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} ; inoltre, sono rappresentati i moduli ricavati dalle prove edometriche. In rosso è evidenziato il range dei valori di riferimento assunti per le verifiche.

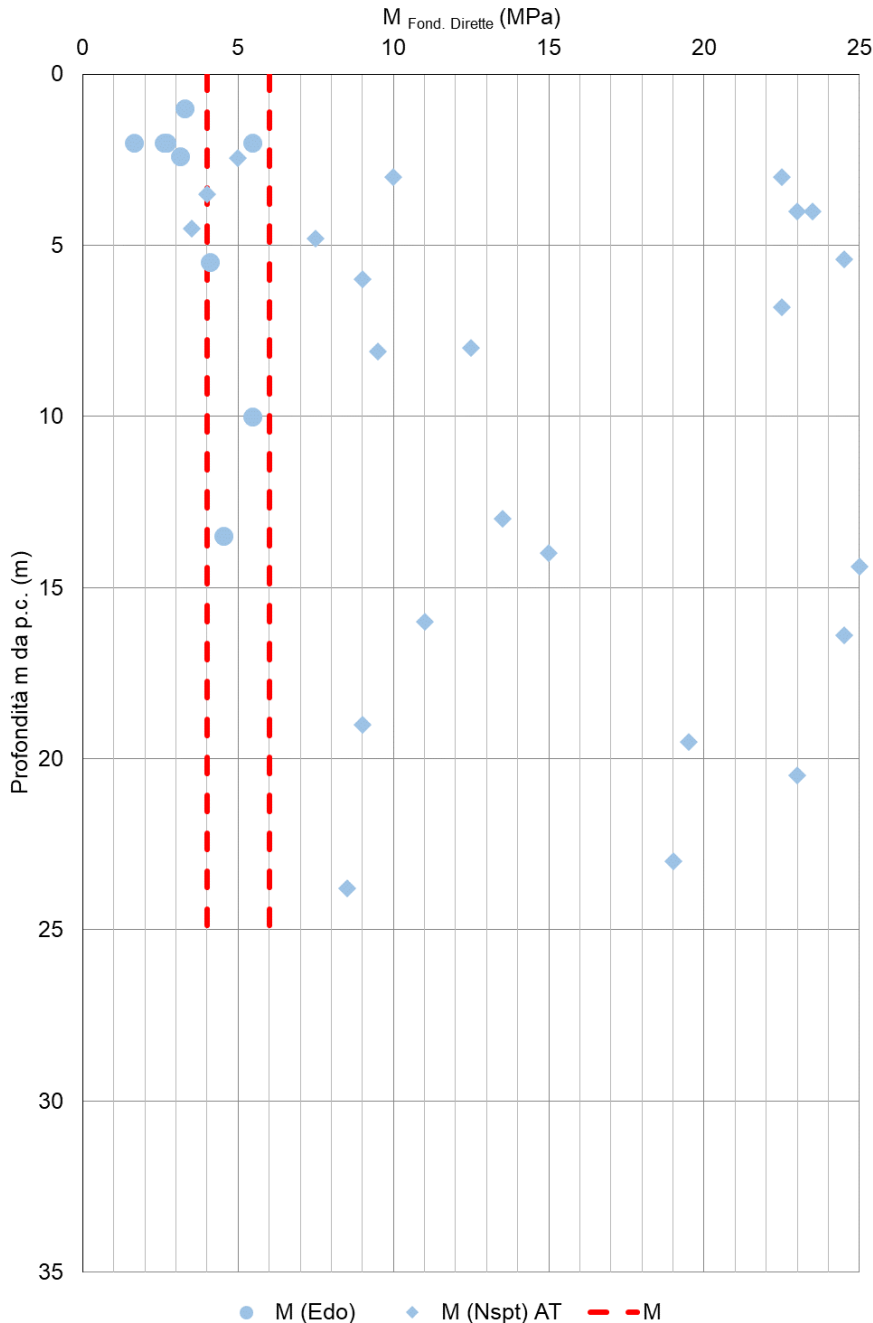


Figura 10-32 - Grafico della stima modulo operativo confinato M per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità LS (AT)

10.4. UNITÀ GEOTECNICA S (FL)

L'unità geotecnica S comprende lenti all'interno dell'unità geologica "FL" costituite da sabbie fini limo-argillose con livelli centimetrici di ghiaie medio fine in matrice sabbiosa limosa.

I campioni prelevati all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			Z _{in}	Z _{fin}
			(m)	(m)
AS02	2021	R1	11.70	12.00
AS02	2021	R2	14.00	14.20
S2	1999	1 parte alta	1.00	1.60
S4	1999	1 parte alta	2.40	3.00
S4	1999	1 parte bassa	2.40	3.00
S7	1999	1	10.00	10.60
S8	1999	2	10.00	10.60
S10	1999	1	1.00	1.60
S11	1999	1	1.00	1.60
S12	1999	1 parte alta	2.00	2.60
S12	1999	1 parte bassa	2.00	2.60
S1	2006	C2	9.30	9.60

Tabella 10-3 Campioni estratti nell'unità S(FL)

10.4.1. N_{SPT}

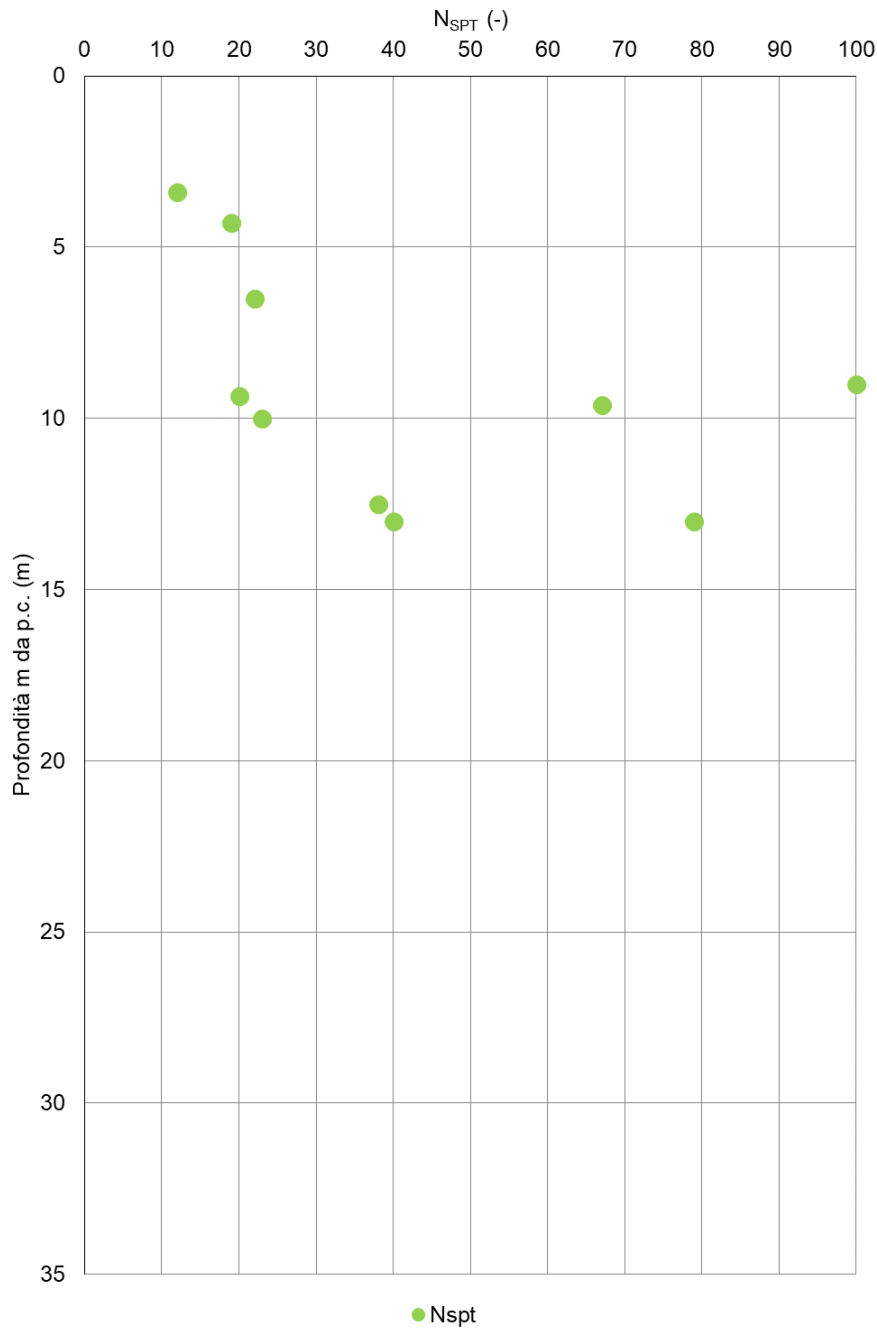


Figura 10-33 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL)

10.4.2. GRANULOMETRIA

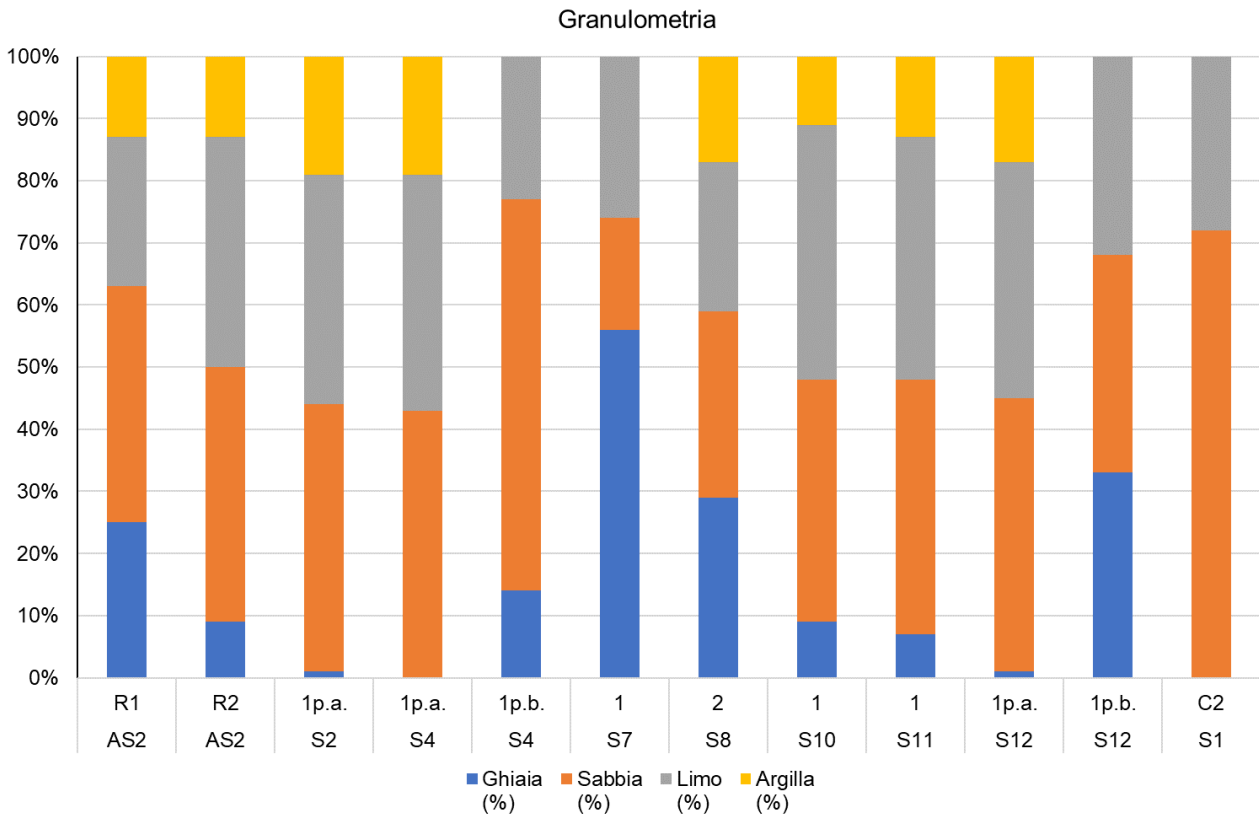


Figura 10-34 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità S (FL)

10.4.3. DENSITÀ RELATIVA

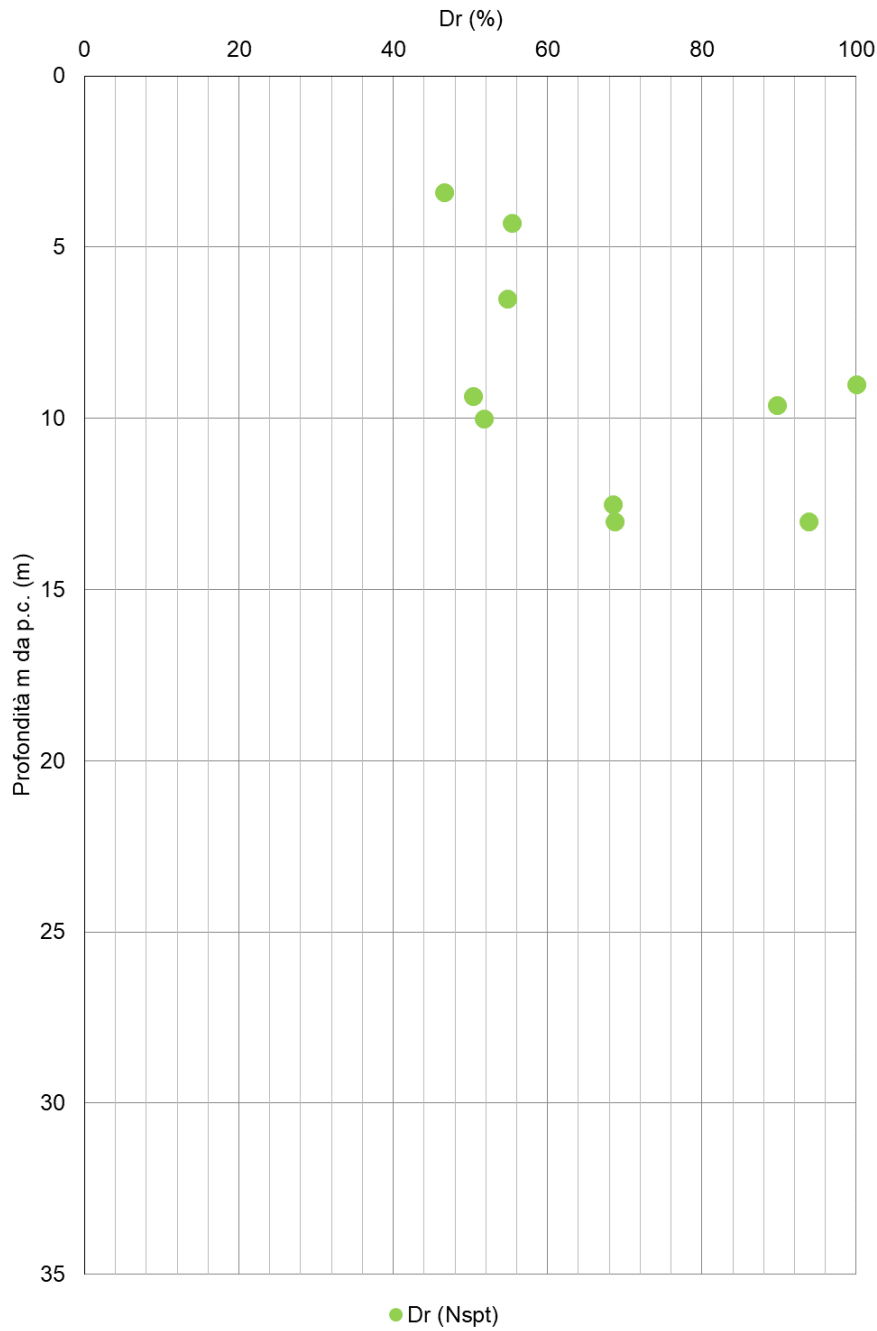


Figura 10-35 - Grafico della stima della densità relativa in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL)

10.4.4. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

Nel seguente grafico si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto dei campioni eseguiti in tale unità S (FL) e i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Shioi e Fukuni (1982).

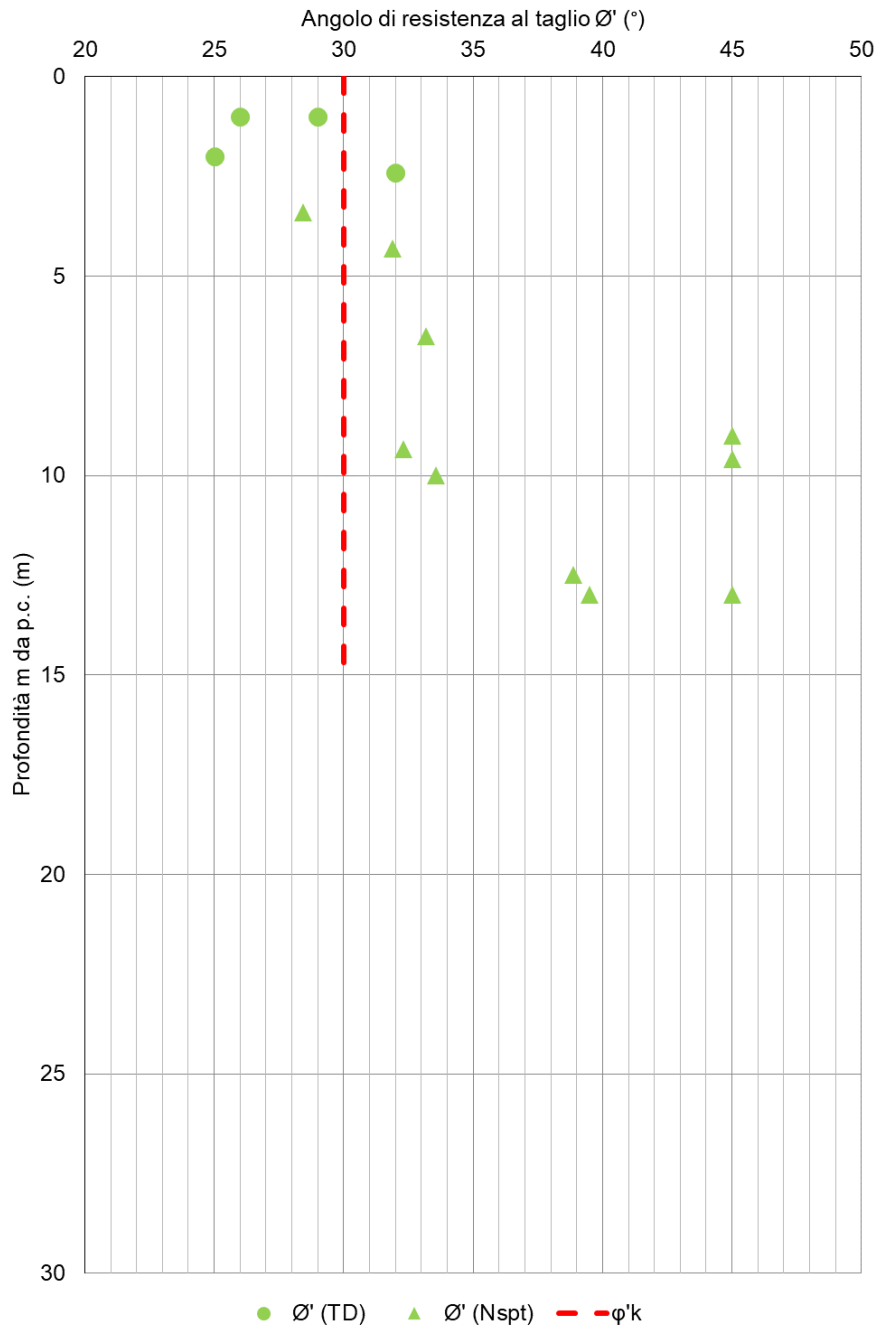


Figura 10-36 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità S (FL)

10.4.5. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO

Nell'unità S (FL) sono stati rilevati valori delle v_s delle prove down-load pari a circa 400 m/s, inoltre sono rappresentati nel seguente grafico i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Yhosida et al. (1988).

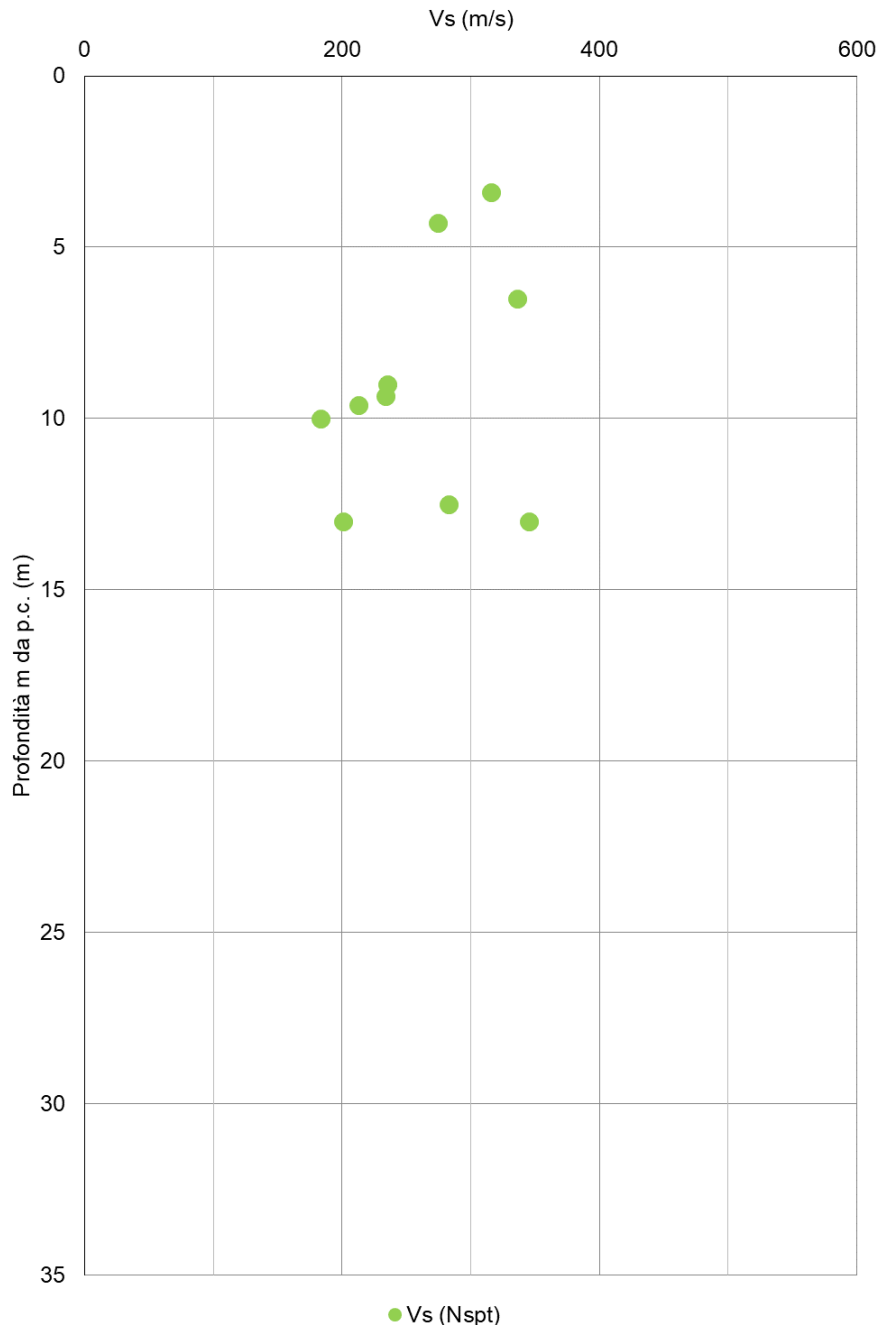


Figura 10-37 - Grafico di v_s in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL)

10.4.6. MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Grafico della stima modulo G_0 a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità S (FL).

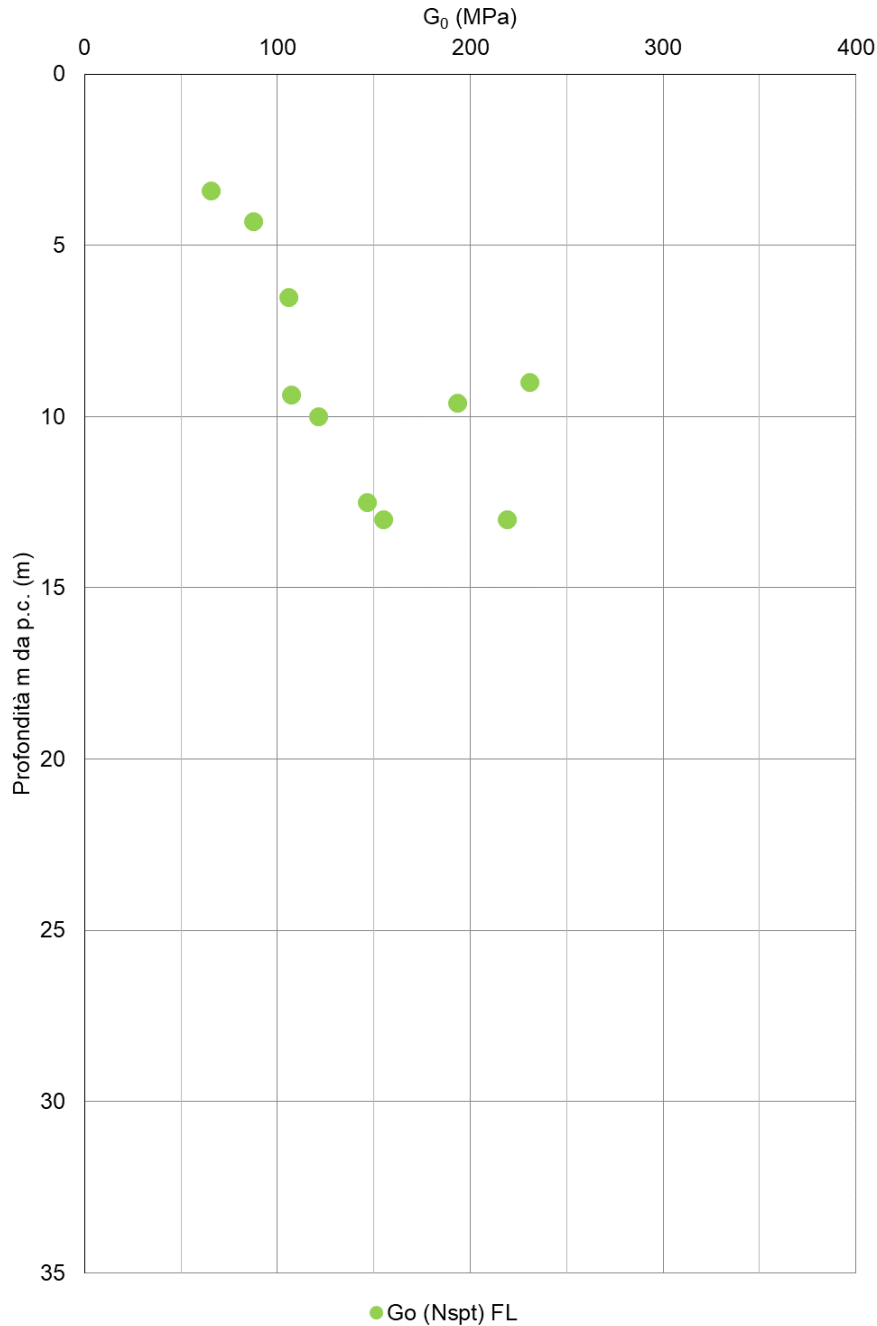


Figura 10-38 - Grafico della stima modulo G_0 a partire dai valori delle V_s in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità A(FL)

10.4.7. MODULO ELASTICO DI YOUNG

Nel seguente grafico si riporta la stima del modulo elastico di Young operativo per le fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Jamiolkowski (E_{25}) e 1/10 del modulo di Young alle piccole deformazioni. In rosso è evidenziato il range dei parametri di riferimento indicati per le verifiche.

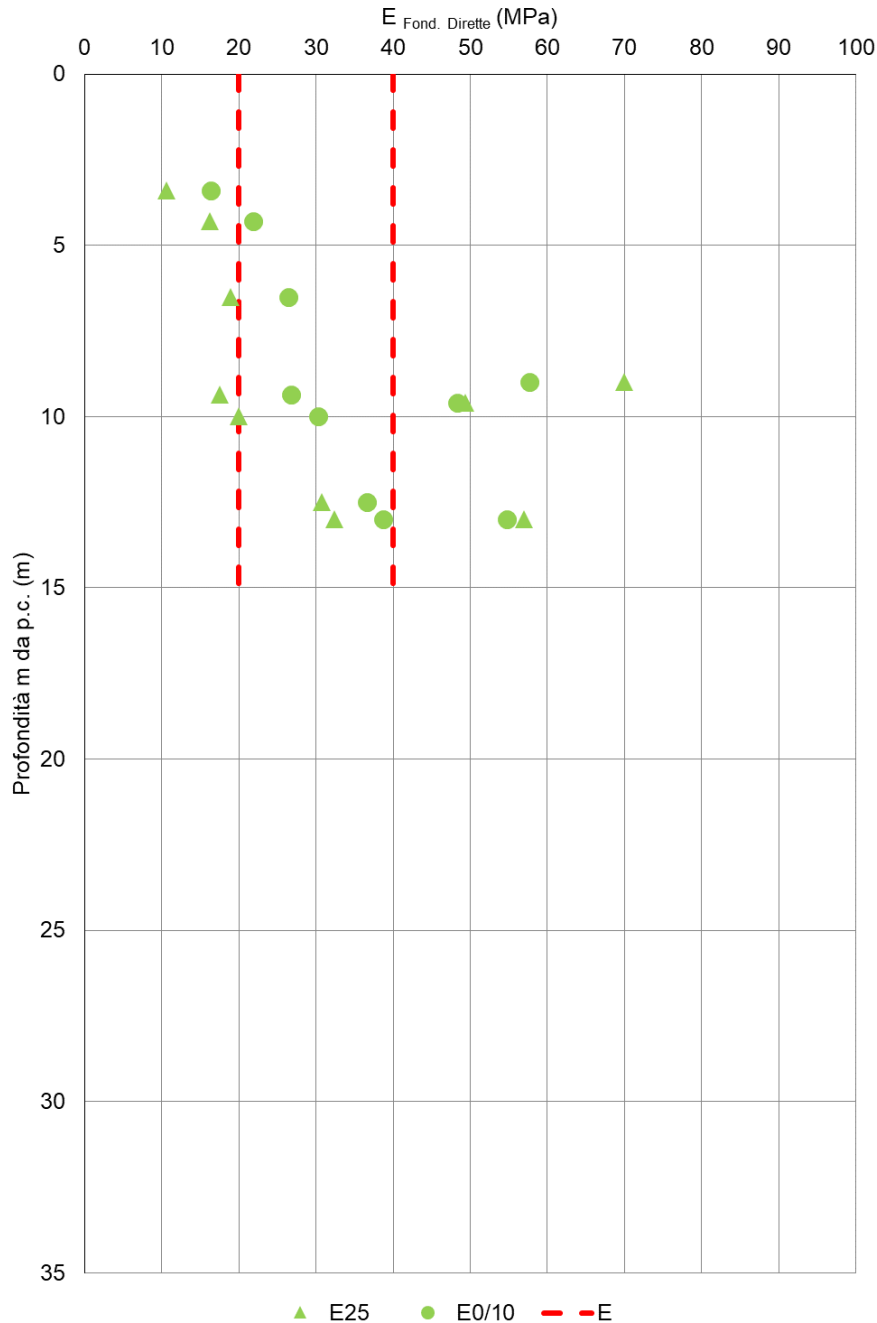


Figura 10-39 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL)

Di seguito il grafico del modulo elastico di Young operativo per le fondazioni profonde a partire dai valori N_{SPT} tramite la correlazione proposta da D'Apollonia (E) e 1/8 del modulo di Young alle piccole deformazioni. In rosso è evidenziato il range dei parametri di riferimento indicati per le verifiche.

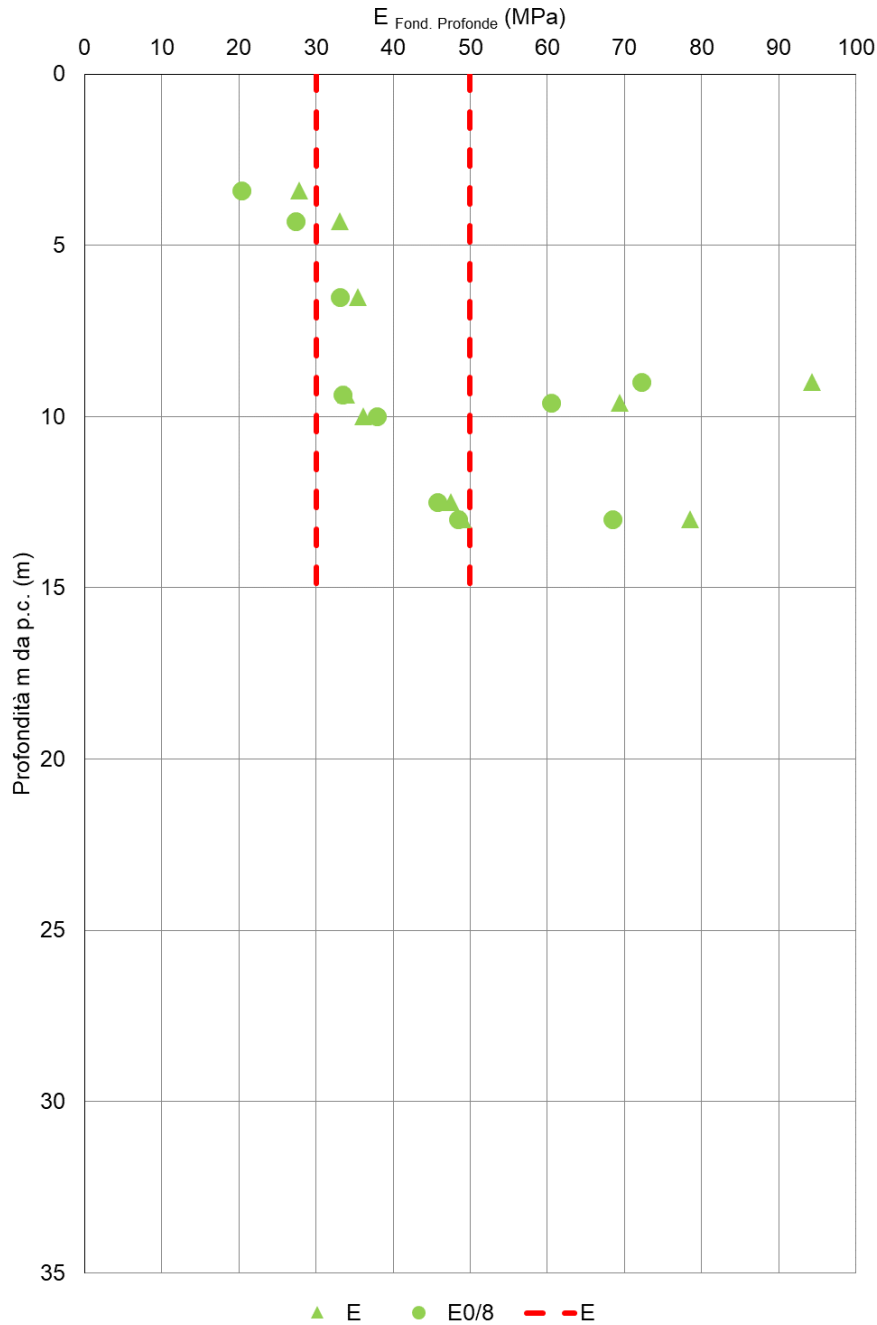


Figura 10-40 - Grafico della stima modulo operativo E per fondazioni profonde in funzione della profondità dal p.c. nell'unità S (FL)

10.5. UNITÀ GEOTECNICA R

Lungo la tratta principale sono presenti terreni di fondazione di riporto rappresentati dalla pk1+250 alla 1+625 da materiali eterogenei, da limi sabbiosi e/o argillosi a sabbie limose con ghiaia o ciottoli di varia composizione, spesso clasti di marna, arenaria e laterizi, e dalla pk 2+350 alla 2+900 da materiali di riempimento (principalmente degli scavi eseguiti per la galleria ferroviaria esistente) costituiti da ghiaia, ciottoli, frammenti lapidei, laterizi e elementi antropici in matrice di sabbia grossolana.

I campioni prelevati all'interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONI	PROFONDITÀ CAMPIONI	
			Z _{in}	Z _{fin}
			(m)	(m)
AS07	2021	R1	3.70	4.00
S7	1994	1	2.10	2.50
S5	1999	1	1.00	1.60
S6	1999	1	2.00	2.60
S7	1999	1	2.40	3.00
S8	1999	1	2.00	2.60
S9	1999	1	2.00	2.60
S14	1999	1	2.00	2.60
S15	1999	1	1.00	1.60

Tabella 10-4 Campioni prelevati nell'unità R

10.5.1. GRANULOMETRIA

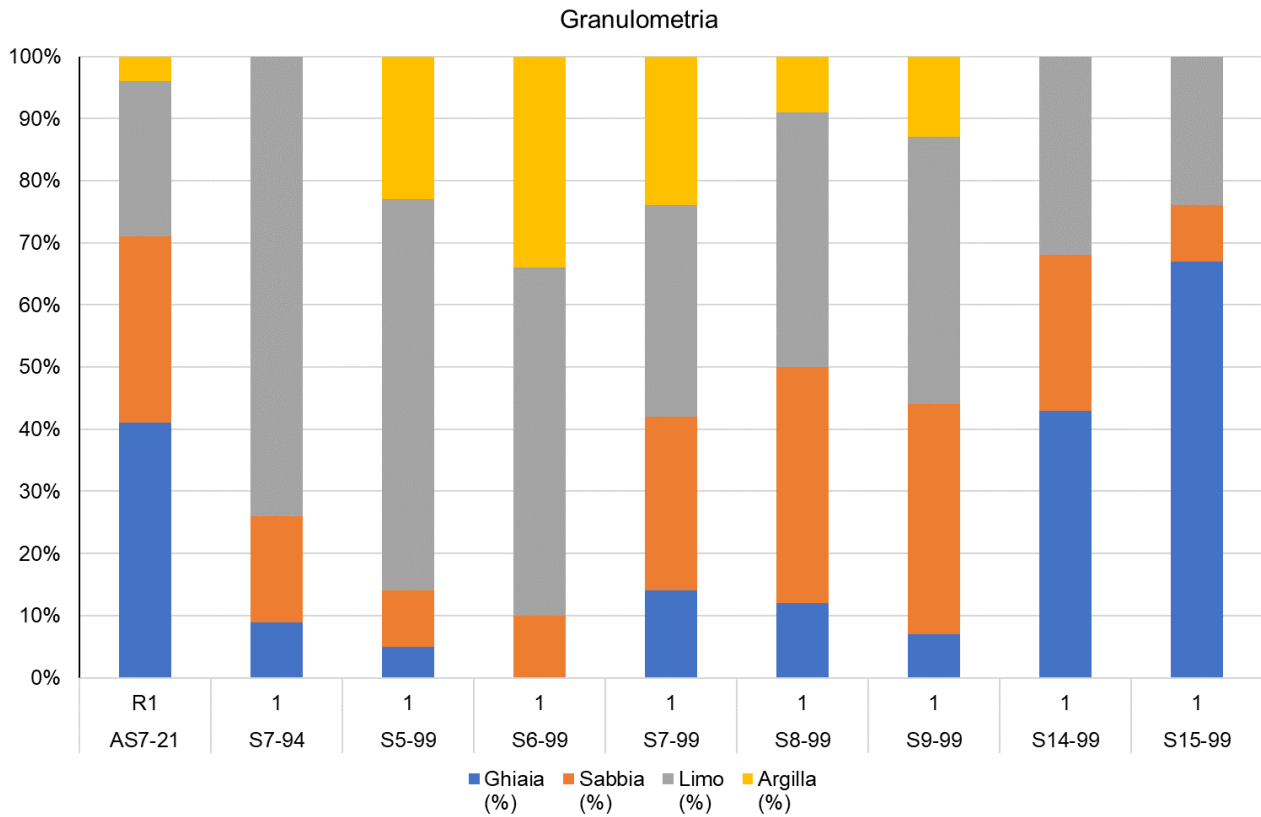


Figura 10-41 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni prelevati nell'unità R

10.5.2. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

Nel seguente grafico si riporta la stima dell'angolo di resistenza al taglio con rappresentati i risultati delle prove di taglio diretto dei campioni eseguiti in tale unità R e i risultati ottenuti a partire dai valori di N_{SPT} tramite la correlazione proposta da Shioi e Fukuni (1982).

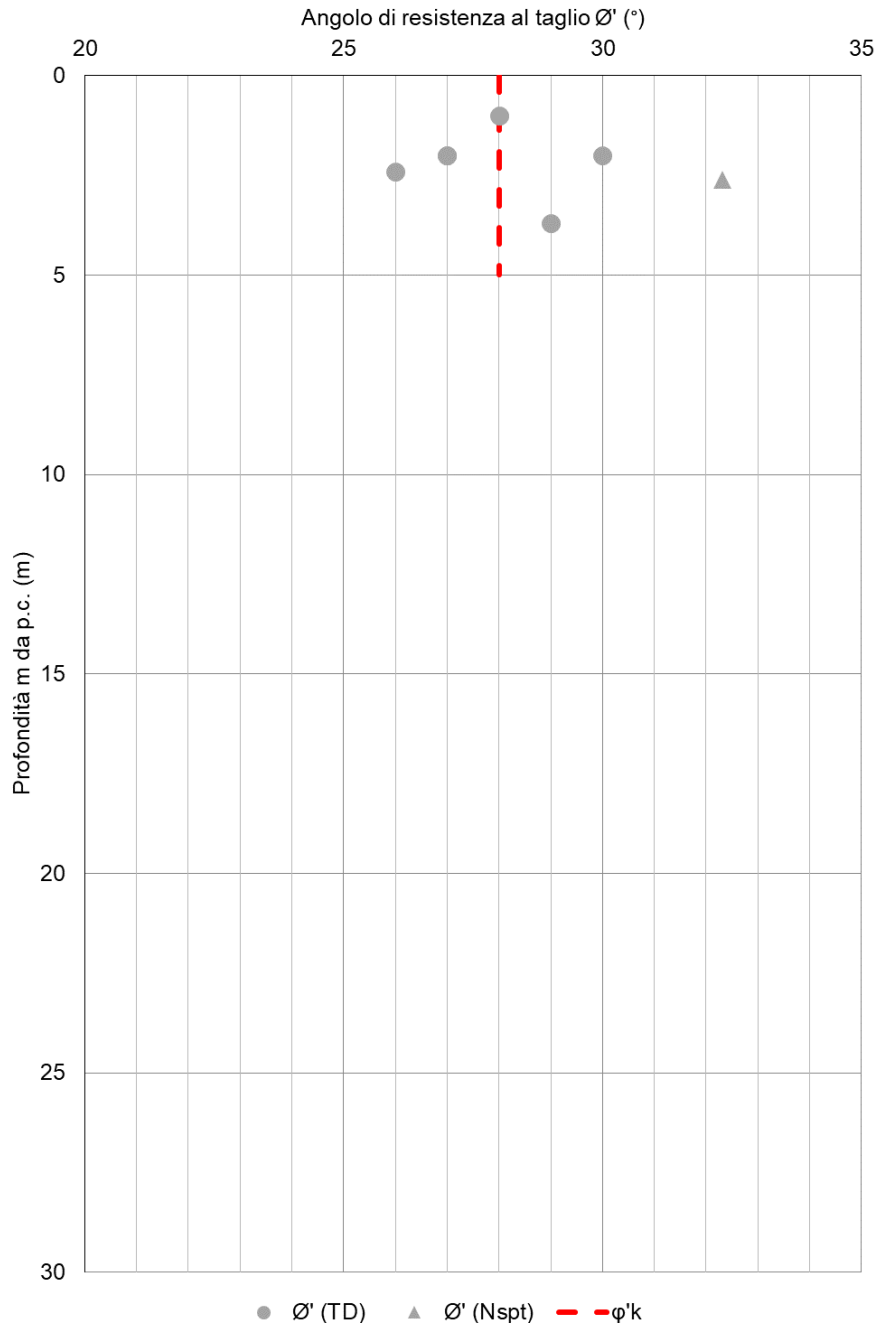


Figura 10-42 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità R

10.5.3. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO E MODULO DI TAGLIO ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI G_0

Nell'unità R sono stati rilevati valori delle v_s delle prove down-hole pari a circa 200 m/s.
La stima del modulo G_0 è stata ricavata a partire dai valori delle V_s ricavati dalle prove down-hole ottenendo un range pari a 80 MPa.

10.5.4. MODULO ELASTICO DI YOUNG

A partire dalla correlazione proposta da Jamiolkowski (E_{25}) e considerando 1/10 del modulo di Young alle piccole deformazioni si può assumere un modulo operativo E per le fondazioni dirette di 20 Mpa, allo stesso modo a partire dalla correlazione di D'Apollonia e considerando 1/8 del modulo E_0 si può valutare un modulo di 30 MPa per il dimensionamento delle opere di fondazione profonda.

10.6. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – ASSE PRINCIPALE

Unità geotecnica	Unità geologica	γ/γ' (kN/m ³)	WL (%)	IP (%)	e_0 (-)	Dr (%)
L (FL)	FL	19.5/9.5	30÷50	10÷30	0.55÷0.65	-
LS (AT)	AT	19.5/9.5	30÷50	10÷20	0.60÷0.70	-
S (FL)	FL	20/10	-	-	-	50÷70
R	R	20/10	-	-	-	-

Tabella 10-5 Parametri per le proprietà fisiche delle unità geotecniche

Unità geotecnica	Unità geologica	Valori caratteristici			Variabilità parametri		
		ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
L (FL)	FL	23	15	60+2z*	22÷26	30÷10	50÷200
LS (AT)	AT	24	10	50+1.6z*	22÷27	30÷20	40÷150
S (FL)	FL	30	-	-	25÷32	-	-
R	R	28	-	-	26÷30	-	-

* : valore variabile con la profondità z

Tabella 10-6 Parametri caratteristici e variabilità parametri per le proprietà di resistenza al taglio delle unità geotecniche

Unità geotecnica	Unità geologica	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν (-)	OCR (-)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	c_v (cm ² /s)
L (FL)	FL	200÷350	80÷150	0.30	6-0.4z*	0.1÷0.15	0.04	0.002÷0.004	1÷2E-4
LS (AT)	AT	200÷350	80÷200	0.30	6-0.4z*	0.15÷0.2	0.05	0.002÷0.005	1÷2E-3
S (FL)	FL	200÷400	80÷230	0.25	-	-	-	-	-
R	R	200	80	0.25	-	-	-	-	-

* : valore variabile con la profondità z

Tabella 10-7 Parametri di deformabilità delle unità geotecniche

Unità geotecnica	Unità geologica	M _{fond. Dirette} (MPa)	M _{fond. Profonde} (MPa)	E _{fond. Dirette} (MPa)	E _{fond. Profonde} (MPa)
L (FL)	FL	6÷9	12÷18	-	-
LS (AT)	AT	4÷6	8÷12	-	-
S (FL)	FL	-	-	20÷40	30÷50
R	R	-	-	20	30

Tabella 10-8 Valori di riferimento per i moduli operativi delle unità geotecniche

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del substrato roccioso si rimanda a quanto riportato al paragrafo 12.

11. Caratterizzazione delle unità geotecniche – Strada di collegamento E79-SR71

Le tavole di progetto che raffigurano l'andamento stratigrafico a cui si fa riferimento per la Strada di collegamento E79-SR71 sono, da ovest verso est:

- T00GE00GETFG07_A, profilo da pk 0+000 alla pk 0+993;
- T00GE00GETFG08_A, profilo da pk 0+993 alla pk 0+403;
- T00GE00GETSG05_A, sezione geotecnica GEOT10.

L'intero tratto è caratterizzato, sino alla massima profondità indagata, dalla presenza terreni coesivi di natura limosa (U.G. L(FL, CA)).

Il substrato roccioso delle Arenarie del Cervarola è intercettato soltanto dal sondaggio DS02 a profondità superiori a 30m.

11.1. UNITÀ GEOTECNICA L (FL,CA)

Questa unità geotecnica rappresenta la litologia prevalentemente limosa delle unità geologica dei depositi continentali fluvio-lacustri terrazzati “FL” e dei depositi di un conoide alluvionale “CA”. Questi sedimenti sono rappresentati da limi la cui granulometria varia dai limi argillosi a limi sabbiosi. I campioni prelevati all’interno di questa unità sono quelli riportati nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	ANNO	CAMPIONE	PROFONDITÀ CAMPIONI		UNITA' GEOTECNICA
			Z _{in}	Z _{fin}	
			(m)	(m)	
DS01	2021	1	9.00	9.50	U.G. - L(FL)
DS02	2021	3	14.00	14.50	U.G. - L(FL)
DS02	2021	1	4.50	5.00	U.G. - L(CA)
DS02	2021	2	9.00	9.50	U.G. - L(CA)
DS02	2021	4	18.50	19.00	U.G. - L(CA)
DS03	2021	1	4.50	5.00	U.G. - L(CA)

Tabella 11-1 Campioni prelevati nell'unità L(FL, CA)

11.1.1. N_{SPT}

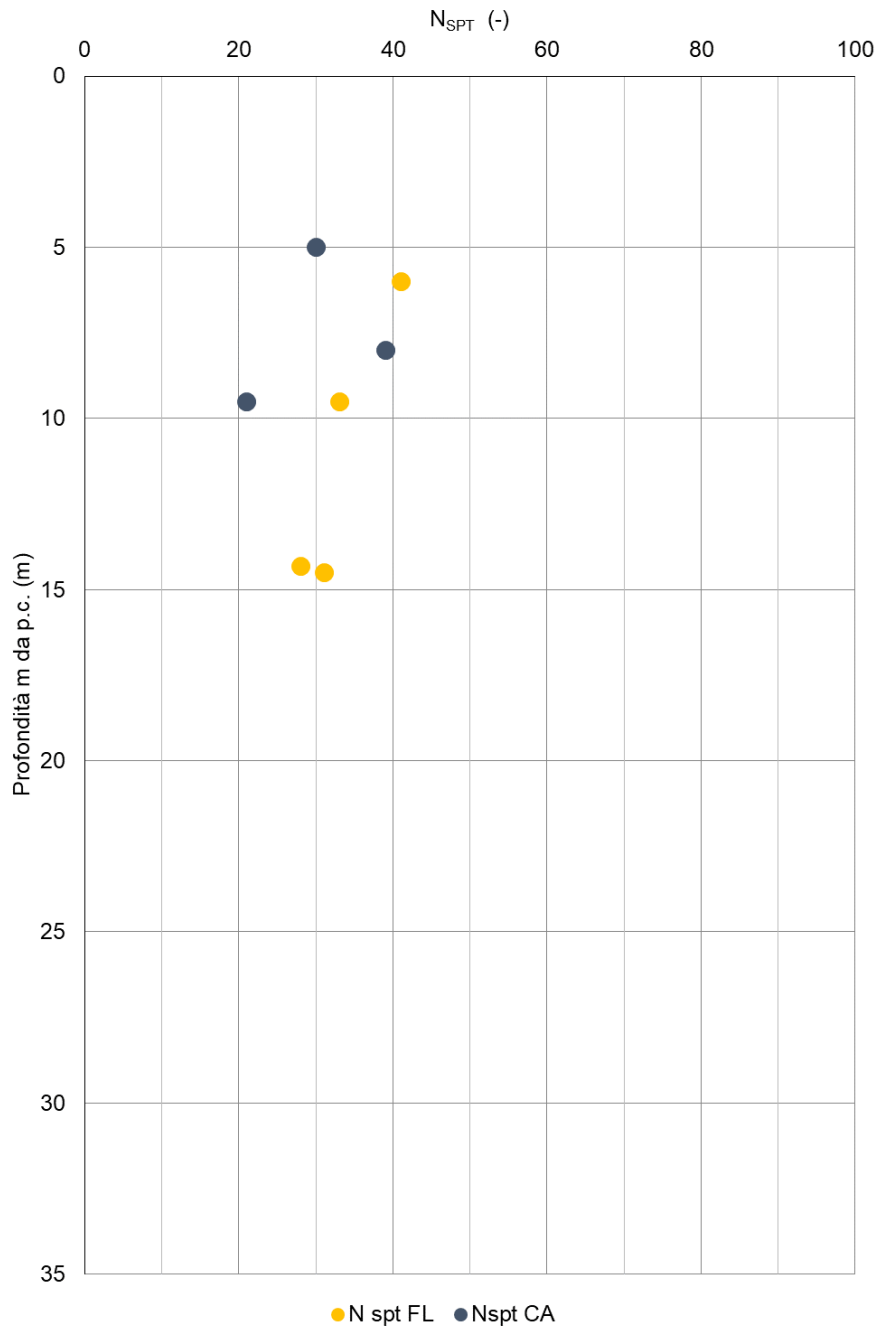


Figura 11-1 - Grafico di N_{SPT} in funzione della profondità dal p.c. relativo ai valori rilevati nell'unità L (FL,CA)

11.1.2. GRANULOMETRIA

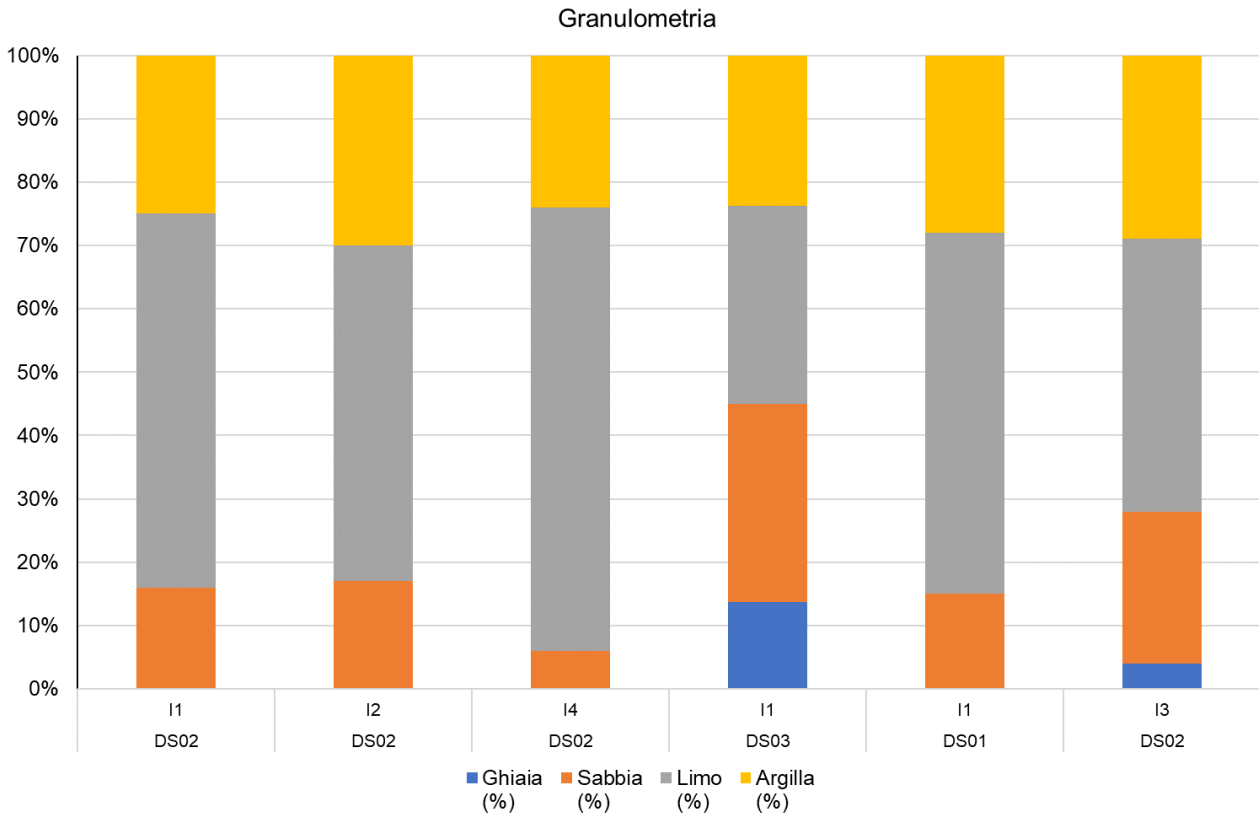


Figura 11-2 - Granulometria dei terreni relativi ai campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.3. PESO DI VOLUME DEL TERRENO

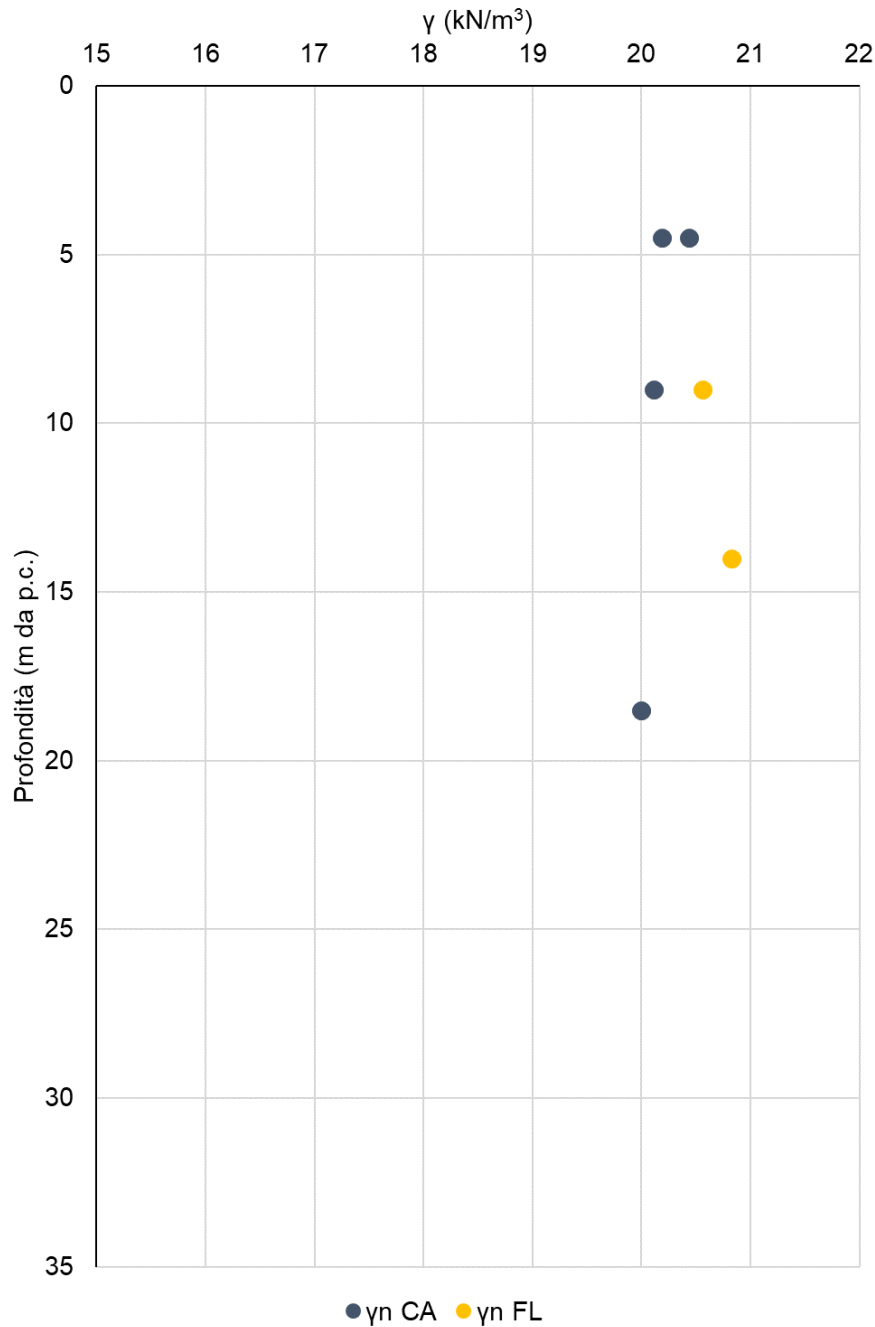


Figura 11-3 - Grafico del peso di volume del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.4. DIAGRAMMA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE

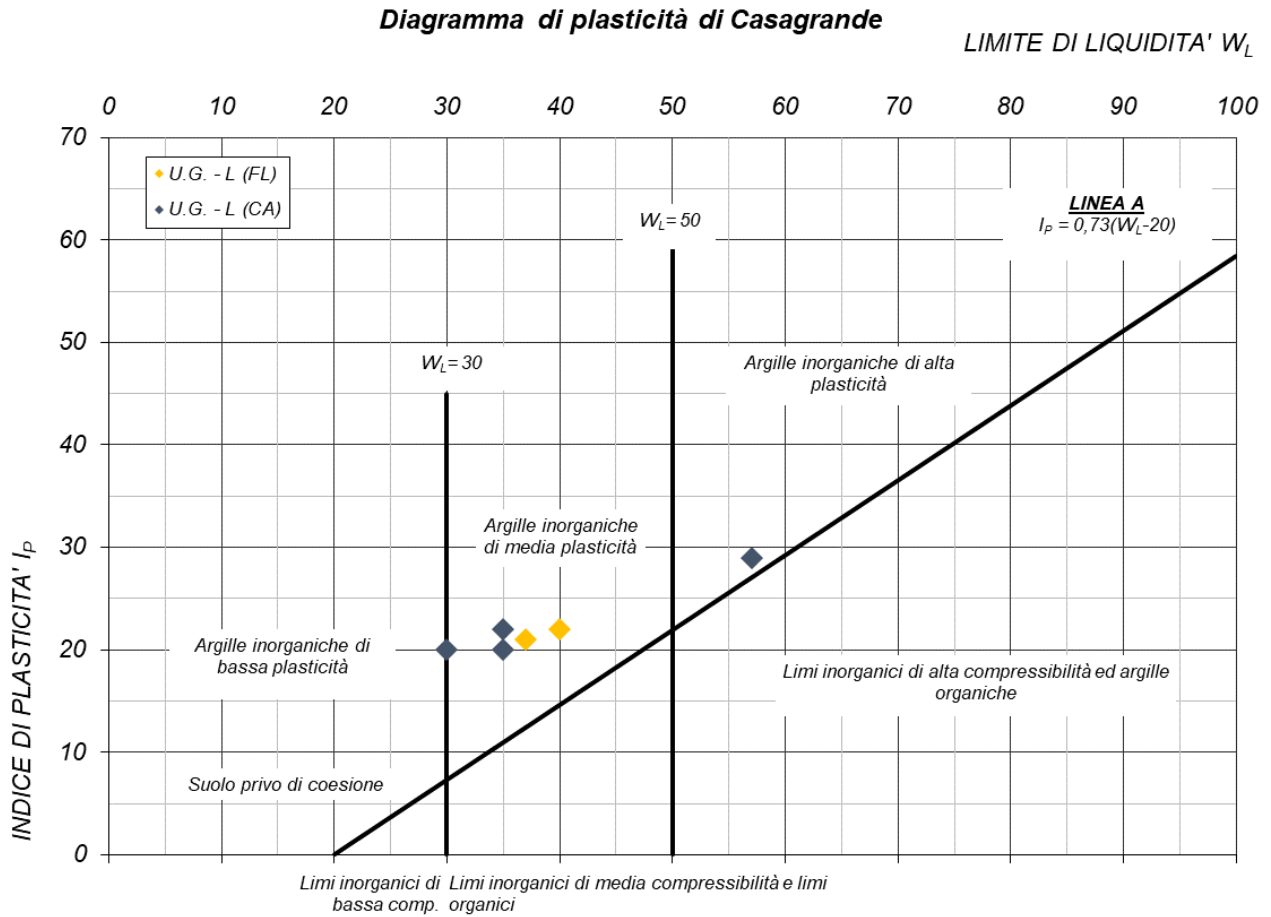


Figura 11-4 - Diagramma di plasticità di Casagrande relativo ai campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.5. LIMITE DI LIQUIDITÀ

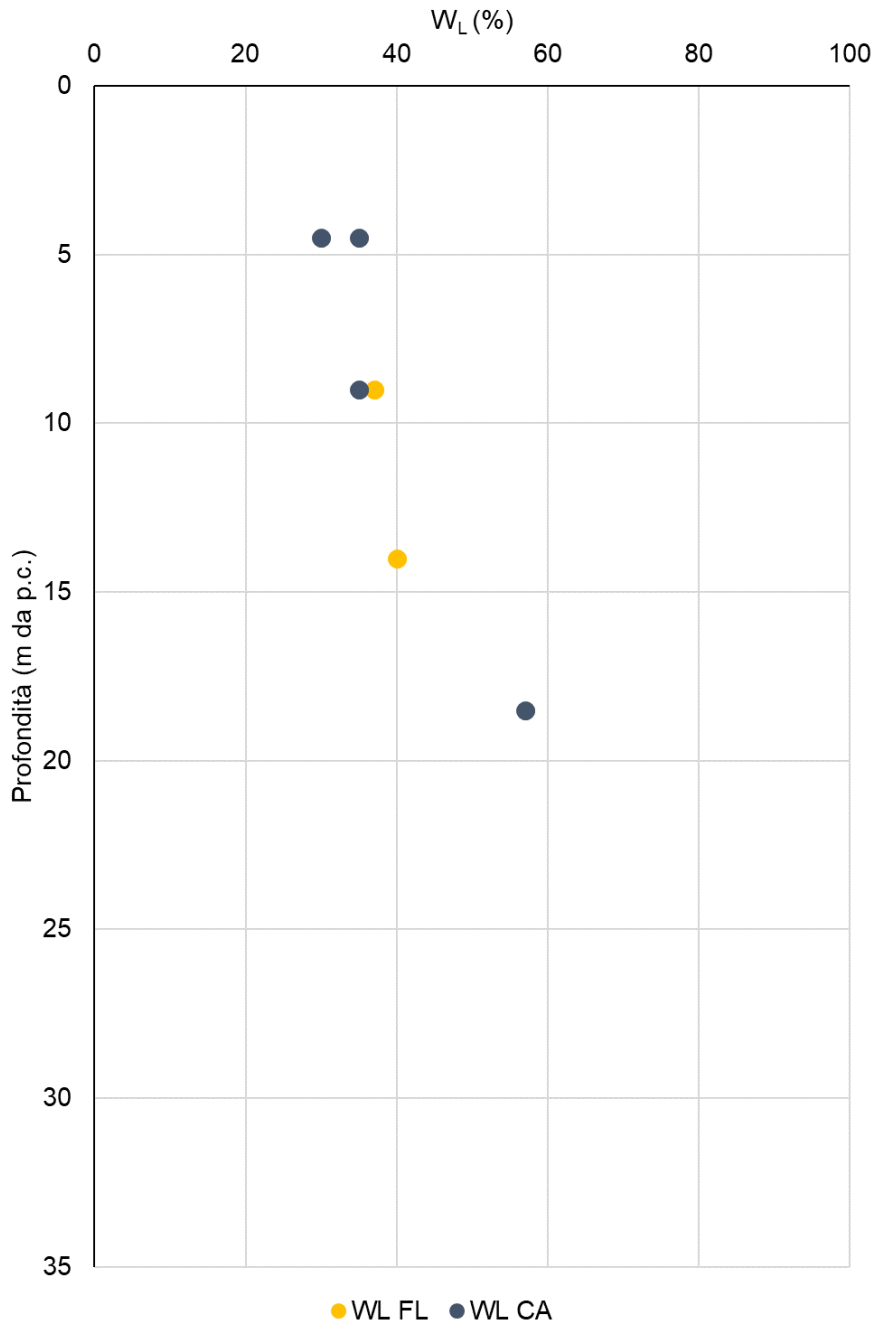


Figura 11-5 - Grafico del limite di liquidità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità A (FL,CA)

11.1.6. INDICE DI PLASTICITÀ

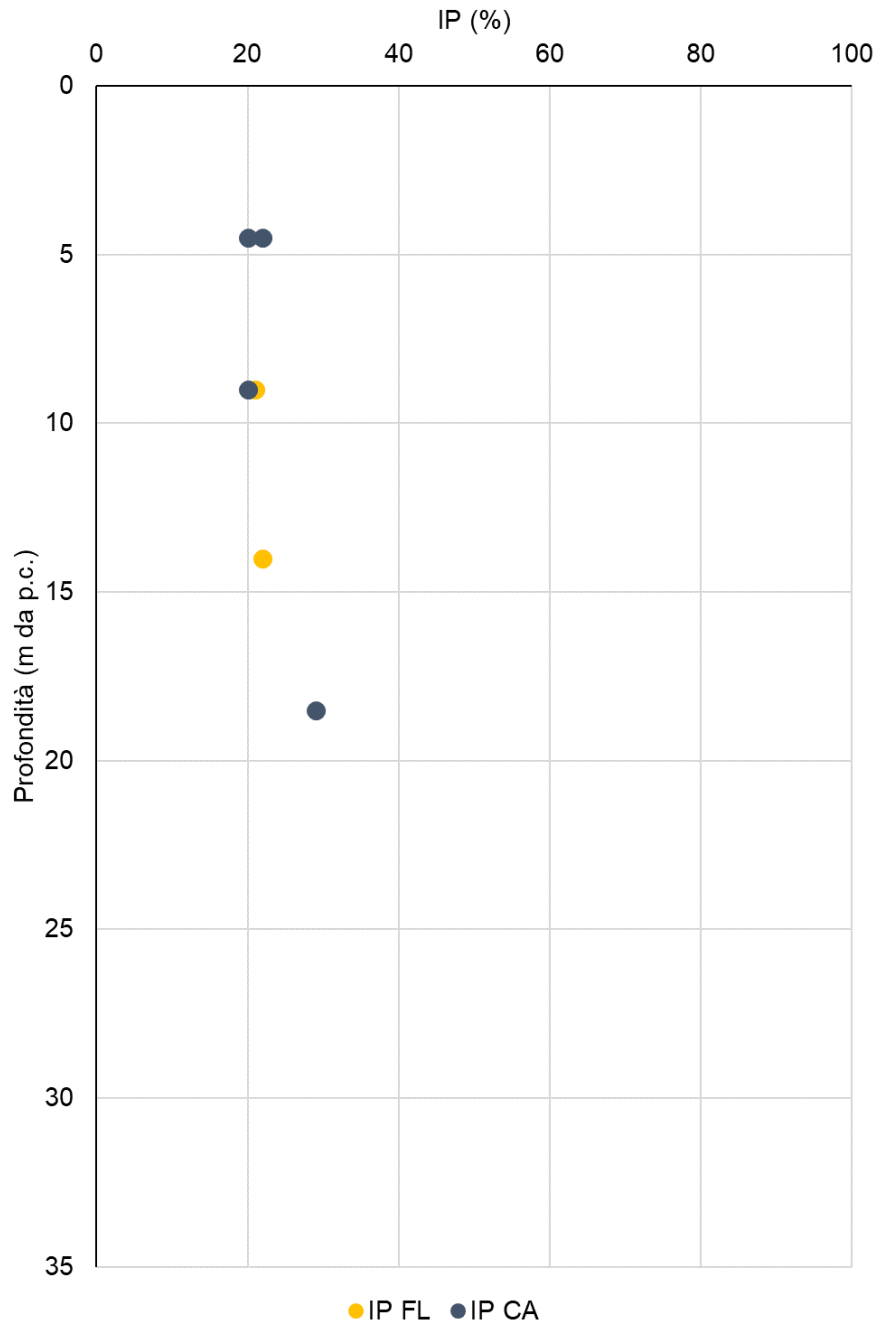


Figura 11-6 - Grafico dell'indice di plasticità del terreno in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.7. INDICE DEI VUOTI

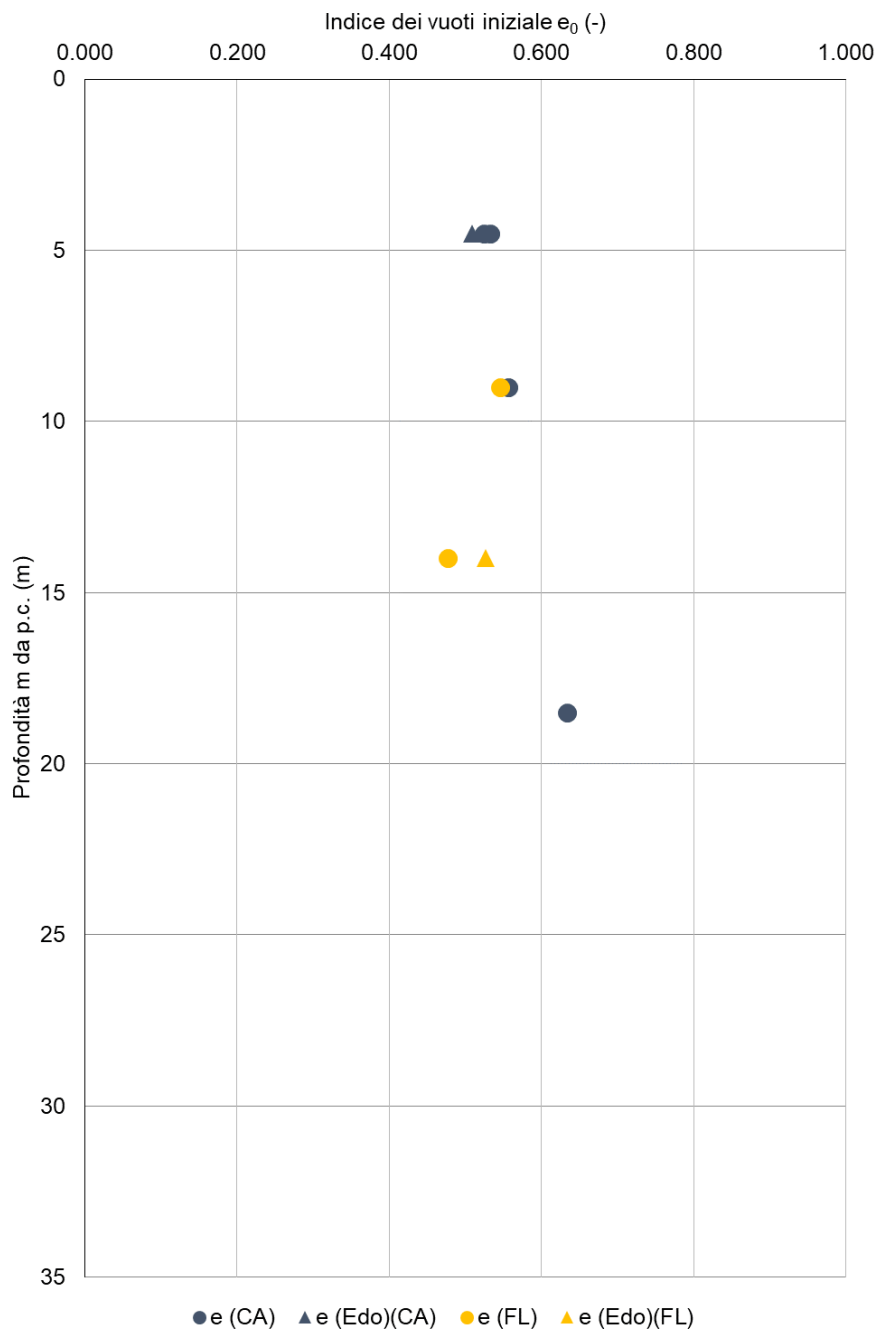


Figura 11-7 - Grafico dell'indice dei vuoti in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.8. RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

Nei seguenti grafici si riportano i risultati delle prove di taglio diretto dei campioni eseguite in tale unità L (FL,CA) e i valori caratteristici assunti per il progetto.

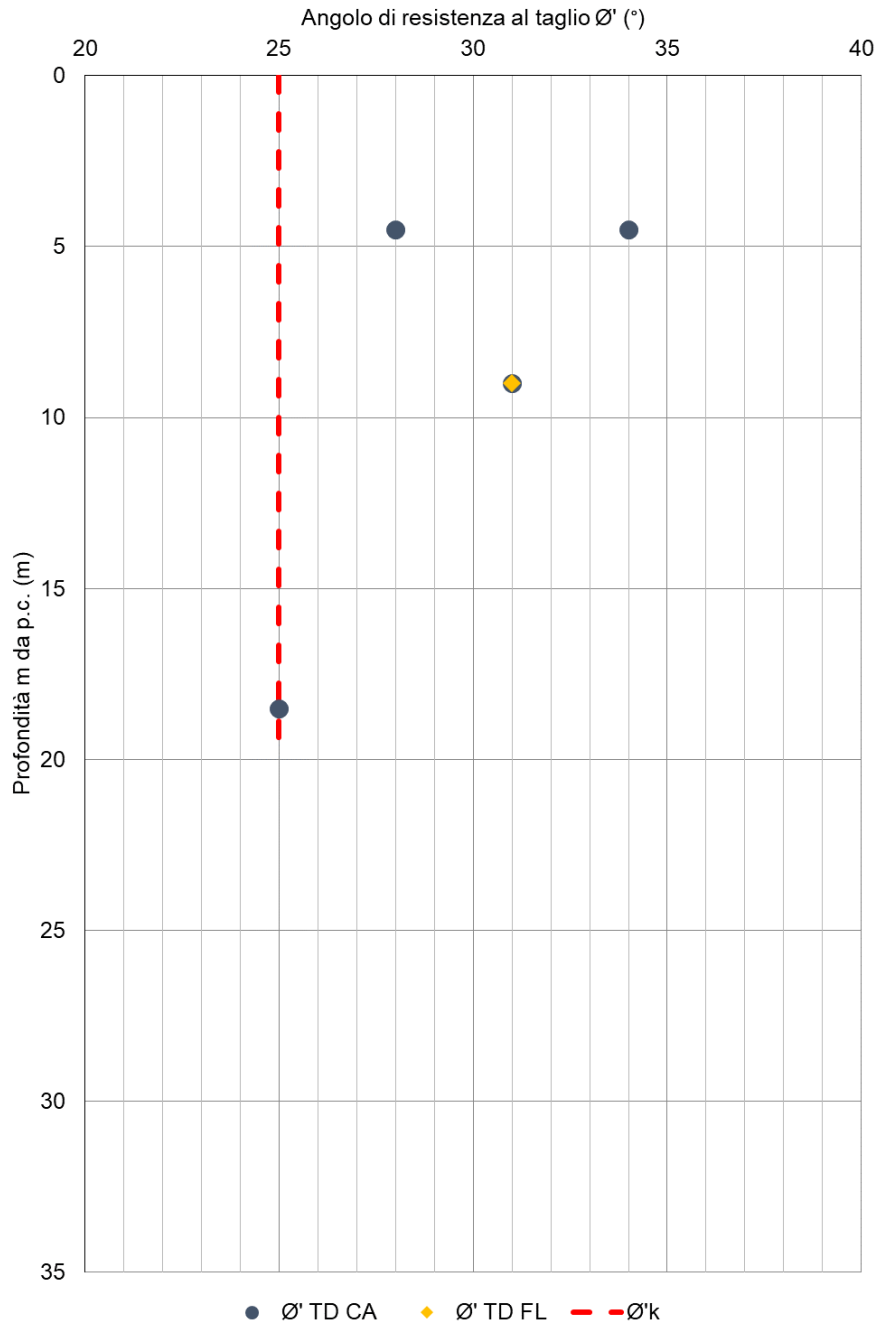


Figura 11-8 - Grafico della stima dell'angolo di resistenza al taglio nell'unità L (FL,CA)

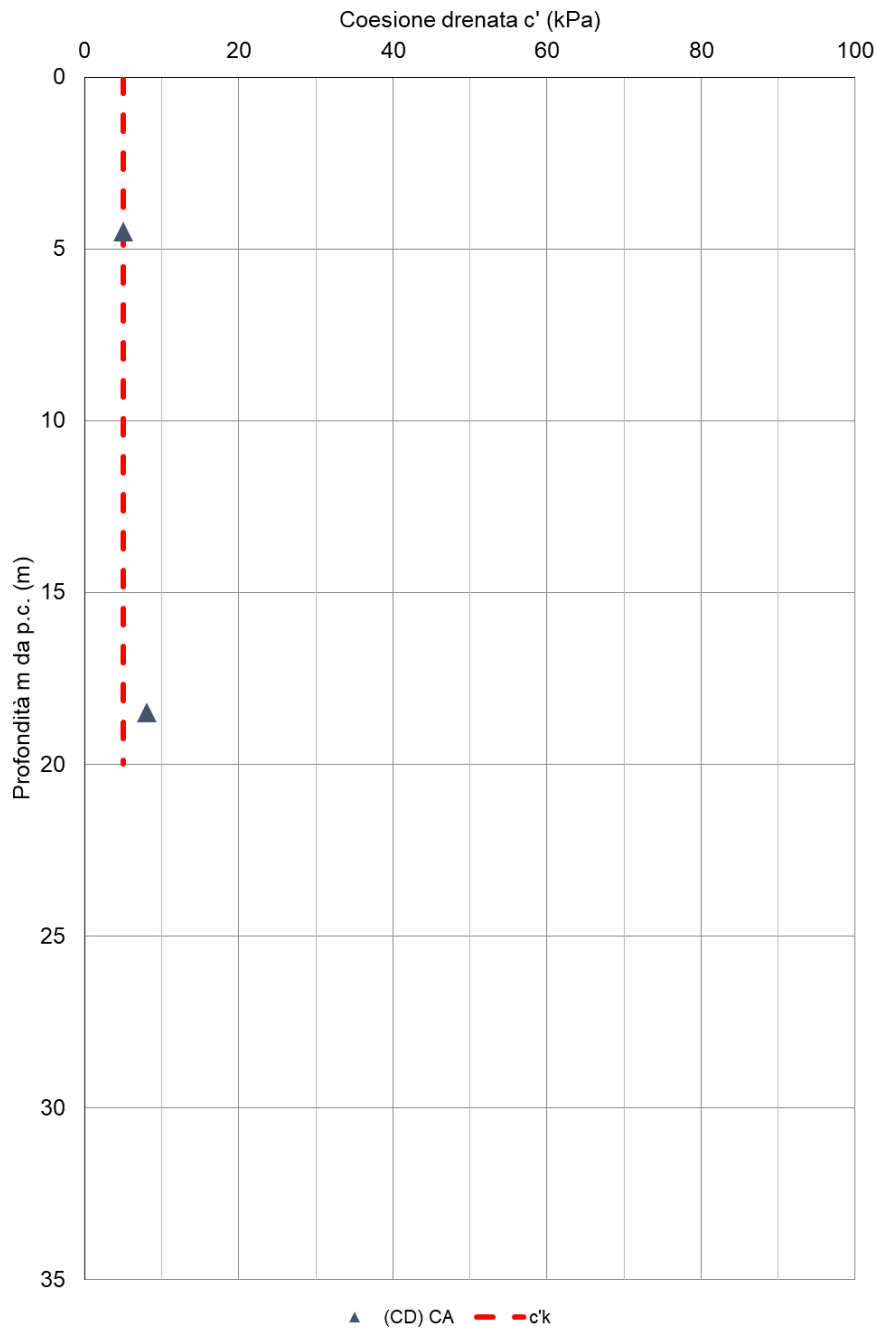


Figura 11-9 - Grafico della stima della coesione efficace nell' unità L (FL,CA)

11.1.9. COESIONE NON DRENATA

Il seguente grafico riporta la stima della coesione non drenata a partire dai valori N_{SPT} ; sono rappresentati anche i risultati delle ELL. Il valore caratteristico assunto tiene conto anche del limitato numero di prove disponibili.

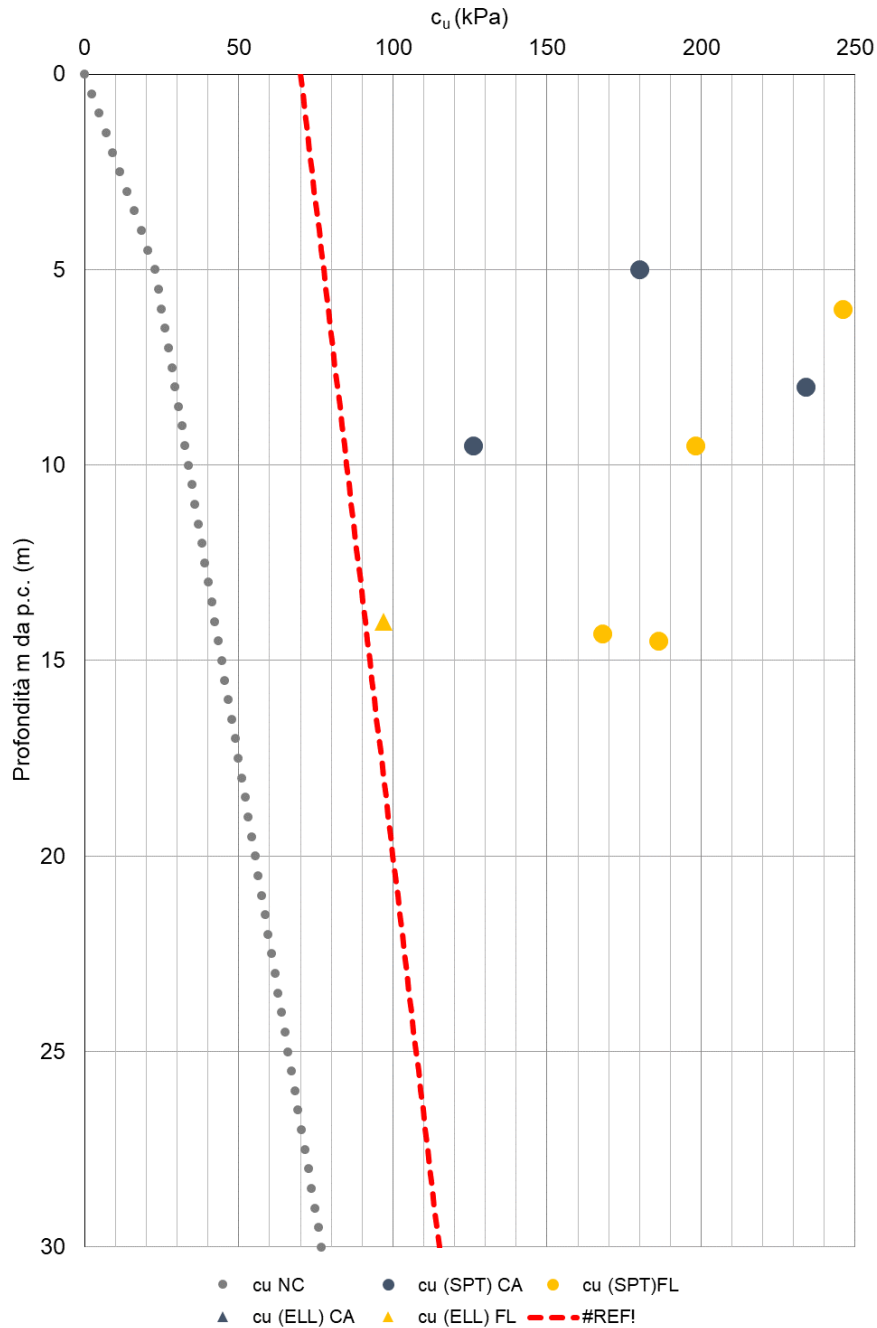


Figura 11-10: Grafico della stima della coesione non drenata nell' unità L (FL,CA)

11.1.10. GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

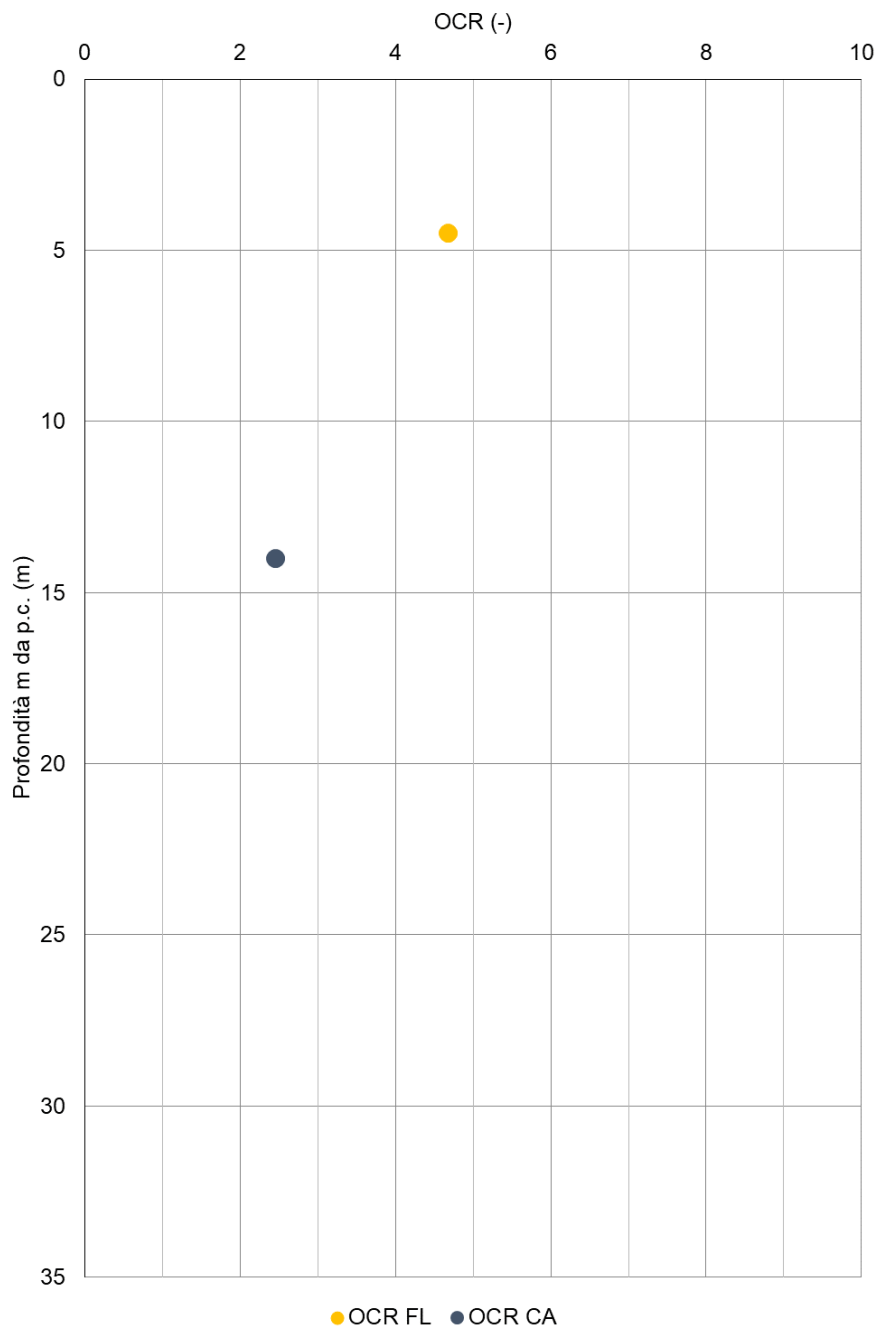


Figura 11-11 - Grafico grado di sovraconsolidazione OCR in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.11. INDICE DI COMPRESSIONE

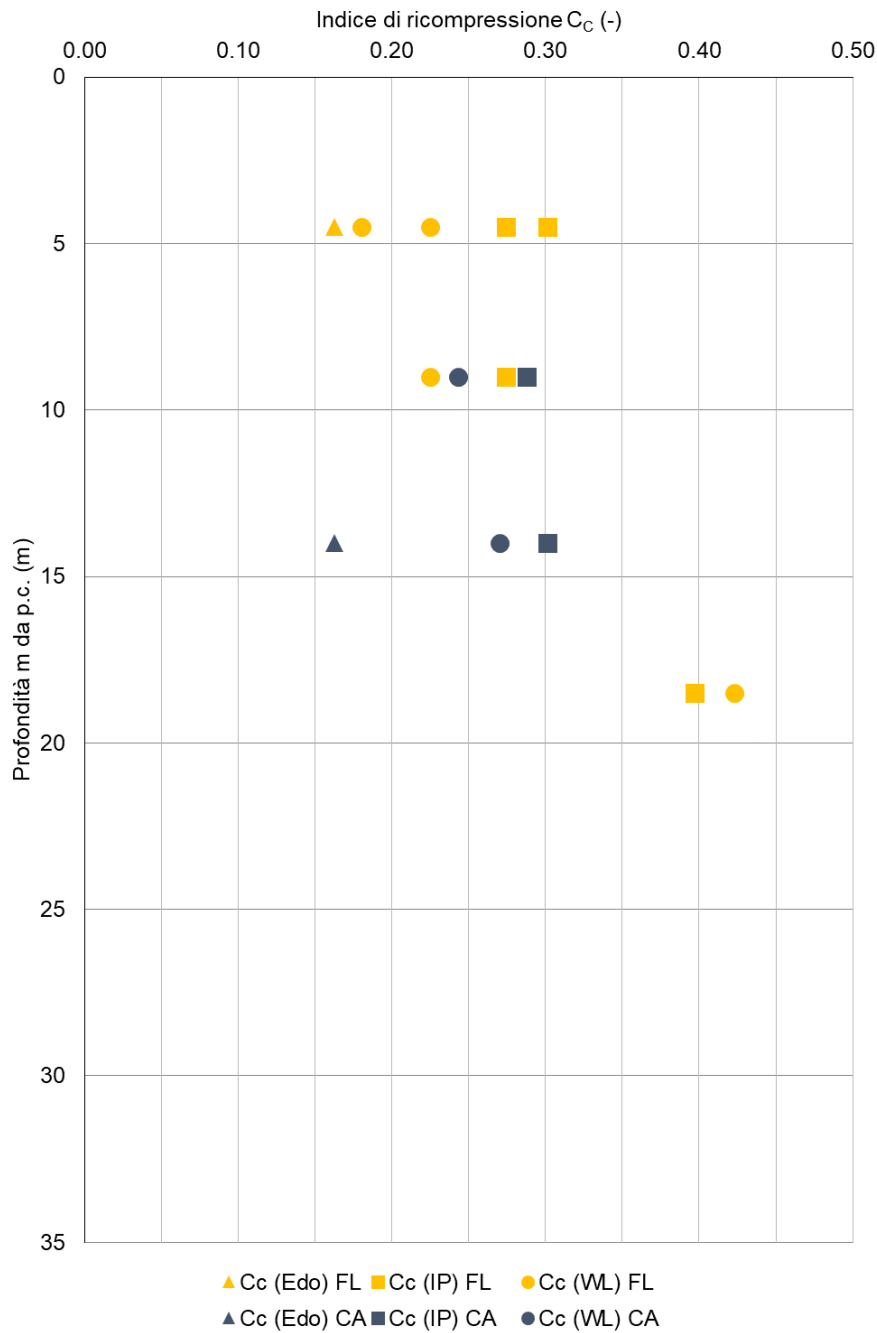


Figura 11-12 - Grafico dell'indice di compressione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.12. INDICE DI RICOMPRESSIONE

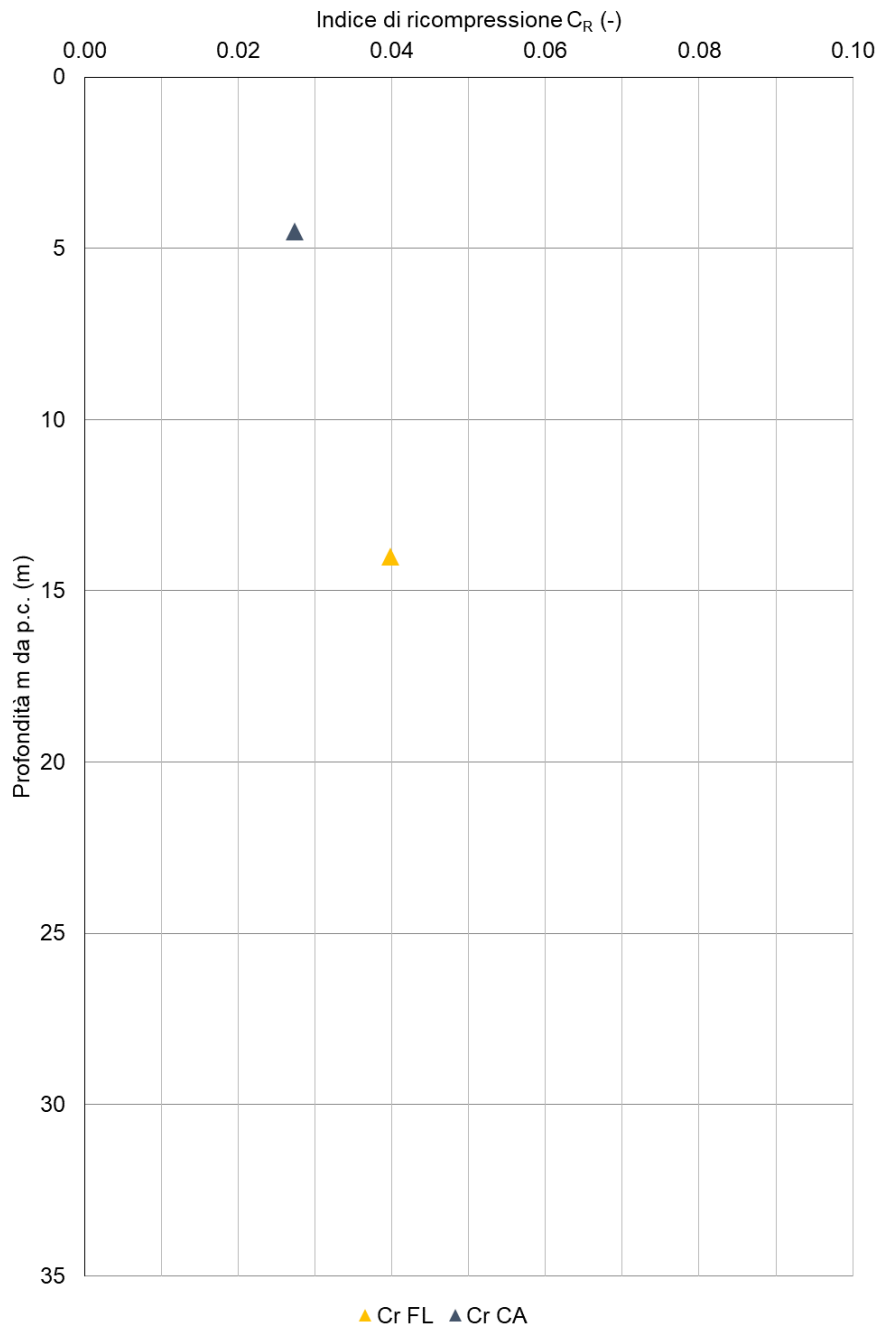


Figura 11-13 - Grafico dell'indice di ricomprensione in funzione della profondità dal p.c. dei campioni eseguiti nell'unità L (FL,CA)

11.1.13. COEFFICIENTE DI COMPRESSIONE SECONDARIO

È stato valutato il coefficiente di compressione secondario in base alla prova edometrica eseguita sul campione I3 del sondaggio DS02 prelevato alla profondità di 14 m e il suo valore è pari a 0.0023.

11.1.14. COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE C_v

È stato stimato il coefficiente di consolidazione grazie alla prova edometrica eseguita sul campione I3 del sondaggio DS02 prelevato alla profondità di 14 m e il suo valore è pari a $3.9E-03$ cm²/s.

11.1.15. MODULO CONFINATO M PER FONDAZIONI DIRETTE

Nel seguente grafico si riporta la stima del modulo operativo confinato M per fondazioni dirette a partire dai valori N_{SPT} ; inoltre, sono rappresentati i moduli ricavati dalle prove edometriche eseguite in tale unità. In rosso il range dei parametri di riferimento indicati per le verifiche.

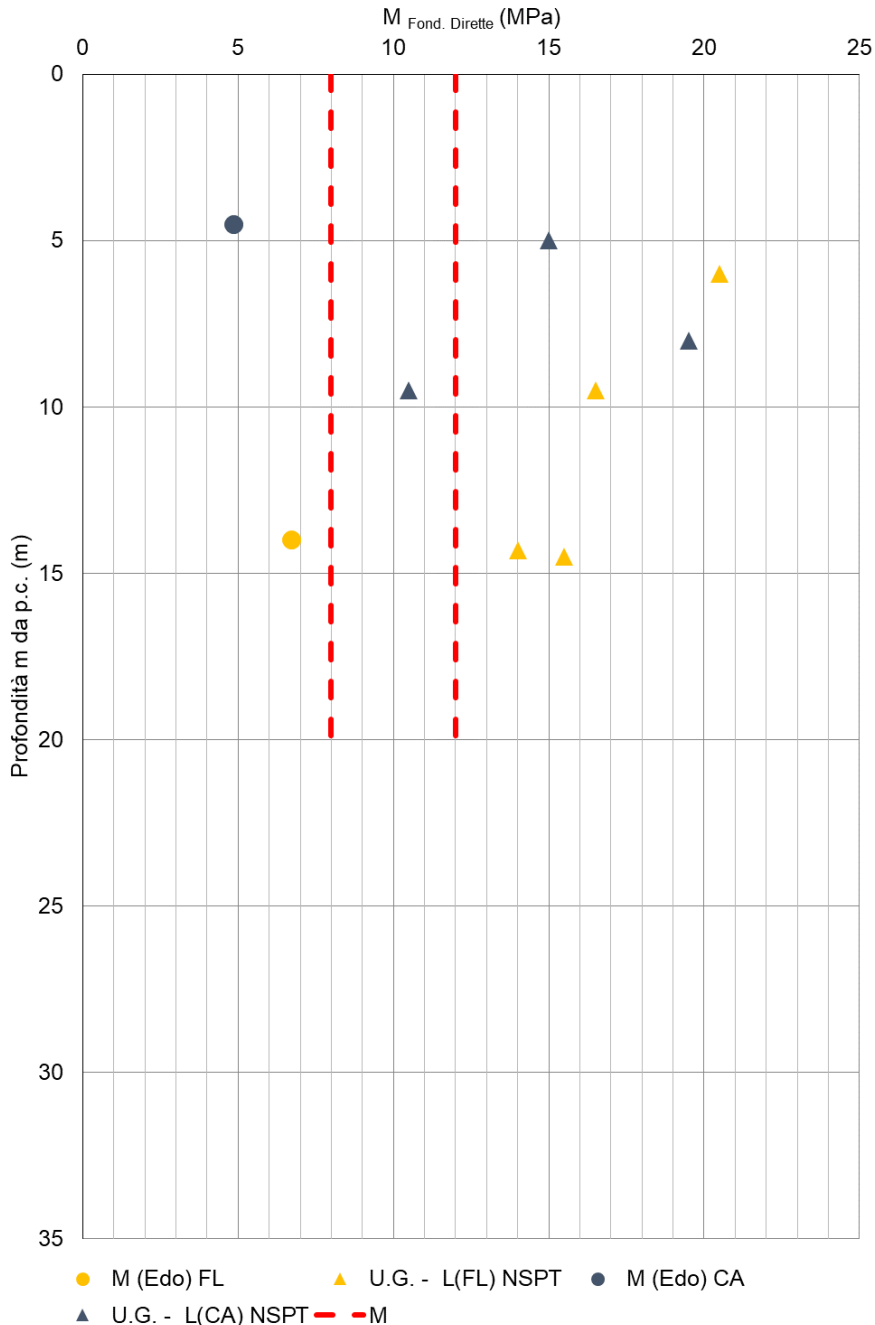


Figura 11-14 - Grafico della stima modulo operativo confinato M per fondazioni dirette in funzione della profondità dal p.c. nell'unità L (FL,CA)

11.2. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO – STRADA DI COLLEGAMENTO E79-SR71

Unità geotecnica	Unità geologica	γ/γ' (kN/m ³)	WL (%)	IP (%)	e_0 (-)	Dr (%)
L (FL,CA)	FL/CA	19.5/9.5	30÷50	20	0.5÷0.6	-

Tabella 11-2 Parametri geotecnici per le proprietà fisiche dell'unità geotecnica L(FL,CA)

Unità geotecnica	Unità geologica	Valori caratteristici			Variabilità parametri		
		ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)
L (FL,CA)	FL/CA	25	5	70+1.5z*	25÷30	5÷0	50÷170

* : valore variabile con la profondità z

Tabella 11-3 Parametri caratteristici per le proprietà di resistenza al taglio dell'unità geotecnica L(FL,CA)

Unità geotecnica	Unità geologica	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν (-)	OCR (-)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	c_v (cm ² /s)
L (FL,CA)	FL/CA	-	-	0.30	5÷2	0.15÷0.3	0.04	0.002	4.0E-03

Tabella 11-4 Parametri di deformabilità dell'unità geotecnica L(FL,CA)

Unità geotecnica	Unità geologica	$M_{fond. Dirette}$ (MPa)	$M_{fond. Profonde}$ (MPa)	$E_{fond. Dirette}$ (MPa)	$E_{fond. Profonde}$ (MPa)
L (FL,CA)	FL/CA	8÷12	16÷24	-	-

Tabella 11-5 Valori di riferimento per i moduli operativi dell'unità geotecnica L(FL,CA)

12. Caratterizzazione geomeccanica del substrato

La formazione rocciosa che interessa il tracciato è quella delle Arenarie del Cervarola costituita da una alternanza di siltiti, arenarie fini e marne argillose; talvolta si ritrovano intercalazioni di calcari marnosi con liste e noduli di selce altre volte intercalazioni di scisti nerastri e lenti marnose. Gli strati arenacei sono generalmente di esiguo spessore (3 - 4 cm), ma possono raggiungere spessori anche di 20 - 30 cm.

È spesso presente una coltre di alterazione rappresentata da un ammasso costituito da uno scheletro di clasti e blocchi arenacei e marnosi in matrice sabbiosa-argillosa, in particolare nelle porzioni più superficiali al contatto con i depositi alluvionali.

Nella campagna di indagini del 2008 sono stati prelevati dei campioni di roccia sui quali sono state eseguite delle prove di laboratorio, riassunte nella seguente Tabella.

SONDAGGIO	CAMPIONI	TX-CU		γ_s	γ_d	DETERMINAZIONE ONDE "S" E "P"		COMPRESSIONE UNIASSIALE		PLT
		c' (TX-CU)	ϕ' (TX-CU)			V_P media	V_S media	v	σ_c	
		(kPa)	[°]			(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)	(m/s)	
SI-08	CI1				26	1941	750	0.23	39.4	29.2
SI-08	CI2			27	27					29.8
SI-08	CI3				26					28.7
SK-08	CI1	15	82		26	3981	1648	0.32	4.2	17.4
SK-08	CI2	21	87	26	26			0.34	4.1	14.6
SD-08	CI1				26	2513	1274	0.21	23.3	26.6
SD-08	CI2	35	87							32.1
SD-08	CI3				26	2945	1039	0.36	35.6	40.1

Tabella 12-1 Prove di laboratorio eseguite sui campioni di roccia estratti dai sondaggi durante la campagna del 2008.

Nell'ambito della redazione del progetto esecutivo sono state eseguite, inoltre, cinque stazioni di rilevamento geomeccanico su affioramenti litoidi della formazione arenacea. Le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi appena citati sono descritte nella Relazione geomeccanica (T00GE01GEORE02_A) e la seguente Tabella sono riportati i valori di σ_c , GSI e RQD assegnati.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	TRATTO	σ_c	GSI	RQD
		(MPa)	(-)	(%)
Stazione geomeccanica SG1	Strada coll. E79-SR71	38.4	47.4	20
Stazione geomeccanica SG2	Strada coll. SR73-Racc. A1	36.8	58.9	56
Stazione geomeccanica SG3	Strada coll. SR73-Racc. A1	40.7	47.6	20
Stazione geomeccanica SG4	Asse principale	36.8	57.2	73.6
Stazione geomeccanica SG5	Asse principale	30.6	47.1	9.1

Tabella 12-2 Valori di σ_c , GSI e RQD assegnati agli ammassi rocciosi nelle 5 stazioni geomeccaniche (00GE01GEORE02_A).

Secondo i criteri indicati al paragrafo 7.4, sono stati determinati i valori di resistenza equivalenti secondo il criterio di rottura Mohr-Coulomb.

Di seguito vengono riportati tali valori con riferimento alle differenti problematiche da analizzare (stabilità dei fronti di scavo e dimensionamento di opere di fondazione profonda)

La seguente tabella riporta i valori di c' , ϕ' , E_m per pendii con un'altezza di 10 m.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	TRATTO	c'	ϕ'	E_m
		(kPa)	(°)	(MPa)
Stazione geomeccanica SG1	Strada coll. E79-SR71	105	41	2668
Stazione geomeccanica SG2	Strada coll. SR73-Racc. A1	220	46	5062
Stazione geomeccanica SG3	Strada coll. SR73-Racc. A1	110	41	2778
Stazione geomeccanica SG4	Asse principale	195	45	4590
Stazione geomeccanica SG5	Asse principale	88	39	2340

Tabella 12-3 Valori di c' , ϕ' , E_m per pendii con una altezza di 10 m

La seguente tabella riporta i valori di c' , ϕ' , E_m per pendii con un'altezza di 15 m.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	TRATTO	c'	ϕ'	E_m
		(kPa)	(°)	(MPa)
Stazione geomeccanica SG1	Strada coll. E79-SR71	120	38	2668
Stazione geomeccanica SG2	Strada coll. SR73-Racc. A1	237	43	5062
Stazione geomeccanica SG3	Strada coll. SR73-Racc. A1	126	39	2778
Stazione geomeccanica SG4	Asse principale	221	42	4590
Stazione geomeccanica SG5	Asse principale	103	36	2340

Tabella 12-4 Valori di c' , ϕ' , E_m per pendii con una altezza di 15 m

La seguente tabella riporta i valori di c' , ϕ' , E_m nel caso pali spinti fino ad una profondità di 15 m.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	TRATTO	c'	ϕ'	E_m
		(kPa)	(°)	(MPa)
Stazione geomeccanica SG1	Strada coll. E79-SR71	101	41	2667
Stazione geomeccanica SG2	Strada coll. SR73-Racc. A1	217	46	2062
Stazione geomeccanica SG3	Strada coll. SR73-Racc. A1	107	42	2778
Stazione geomeccanica SG4	Asse principale	191	46	4590
Stazione geomeccanica SG5	Asse principale	85	40	2340

Tabella 12-5 Valori di c' , ϕ' , E_m per pali spinti fino a 15 m

La seguente tabella riporta i valori di c' , ϕ' , E_m nel caso pali spinti fino ad una profondità di 20 m.

N. STAZIONE GEOMECCANICA	TRATTO	c'	ϕ'	E_m
		(kPa)	(°)	(MPa)
Stazione geomeccanica SG1	Strada coll. E79-SR71	121	38	2667
Stazione geomeccanica SG2	Strada coll. SR73-Racc. A1	236	43	2062
Stazione geomeccanica SG3	Strada coll. SR73-Racc. A1	126	39	2778
Stazione geomeccanica SG4	Asse principale	211	43	4590
Stazione geomeccanica SG5	Asse principale	104	36	2340

Tabella 12-6 Valori di c' , ϕ' , E_m per pali spinti fino a 15 m

Come valori caratteristici si ritiene opportuno far riferimento a quelli di seguito indicati che rappresentano l'involuppo inferiore di quanto riportato nelle precedenti tabelle.

UNITÀ GEOTECNICA	UNITÀ GEOLOGICA	ν/γ'	c'_k	ϕ'_k	E_m
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
AC	AC	24/14	120	36	2400

Tabella 12-7 Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica AC

13. Falda di progetto

Il numero di misure del livello della falda, nonostante le differenti campagne di indagine, risulta limitato.

Nei profili stratigrafici è riportata, in base alle misure disponibili, il livello della falda stimato sia in condizioni di esercizio, che di progetto (a lungo termine). Il livello di progetto è stato assunto pari al massimo livello registrato incrementato di 1 m, ipotesi che si ritiene sufficientemente cautelativa anche in considerazione della variabilità dei livelli massimi rilevati rispetto a quelli medi.

14. Problematiche geotecniche e soluzioni tecniche adottate

14.1. LIQUEFAZIONE

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

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

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

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

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

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

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

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

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

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve di normativa (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

Nel caso in esame, come riportato nella Relazione Sismica l'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito, è pari a:

- Classe di suolo B $a_{max} = 0.195g \times 1.20 \times 1.0 = 0.234g$;
- Classe di suolo C $a_{max} = 0.195g \times 1.42 \times 1.0 = 0.277g$;
- Classe di suolo E $a_{max} = 0.195g \times 1.48 \times 1.0 = 0.289g$

Tutti i valori risultano maggiori di 0.1g.

Per la determinazione della magnitudo di progetto si è fatto riferimento ai grafici della disaggregazione del INGV (Riportati nella Relazione Sismica). La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Dai grafici viene fornito il terremoto che domina lo scenario di pericolosità. La magnitudo di riferimento per la valutazione della pericolosità a liquefazione è stata così assunta pari a M=5.5.

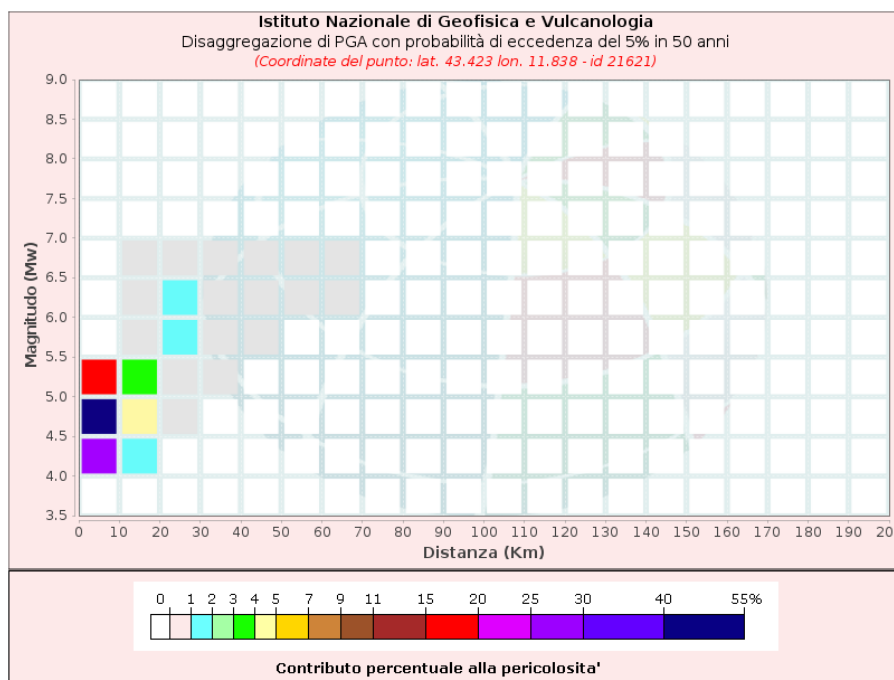


Figura 14-1 – Grafico di disaggregazione e definizione dei valori medi del sisma di progetto (INGV)

Lungo il tratto dell'Asse principale la falda di esercizio risulta generalmente compresa tra 2+5 m; mentre nei tratti delle Strade di collegamento risulta generalmente ad una profondità di 10 m dal piano campagna.

Per le unità prettamente coesive (U.G. L (FL, AT), U.G. L (FL), U.G. A (FL), U.G. L (FL, CA)) vengono riportate nel paragrafo successivo le curve granulometriche dei campioni prelevati entro i primi 20 m; in tali grafici sono riportati anche i fusi limite relativi al coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$, che corrispondono un modesto rischio di liquefazione. Nonostante alcune curve ricadano all'interno di tali fusi, generalmente il contenuto di fine è almeno pari al 70÷100%, il che porterebbe ad escludere un significativo rischio di liquefazione in tali unità.

Cautelativamente vengono comunque svolte le seguenti verifiche sia per i terreni incoerenti che per le formazioni sopradescritte nei confronti del rischio di liquefazione con il Metodo di Idriss e Boulanger

(2004); tale metodo indica il rischio di liquefazione sulla base della resistenza rilevata dalle prove SPT e dal contenuto di materiale fine nel terreno.

14.1.1. CURVE GRANULOMETRICHE

Vengono di seguito riportate le curve granulometriche dei campioni prelevati a profondità minori di 20 m dal p.c.. Le curve dei fusi limite sono riferite a terreni caratterizzati da un coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

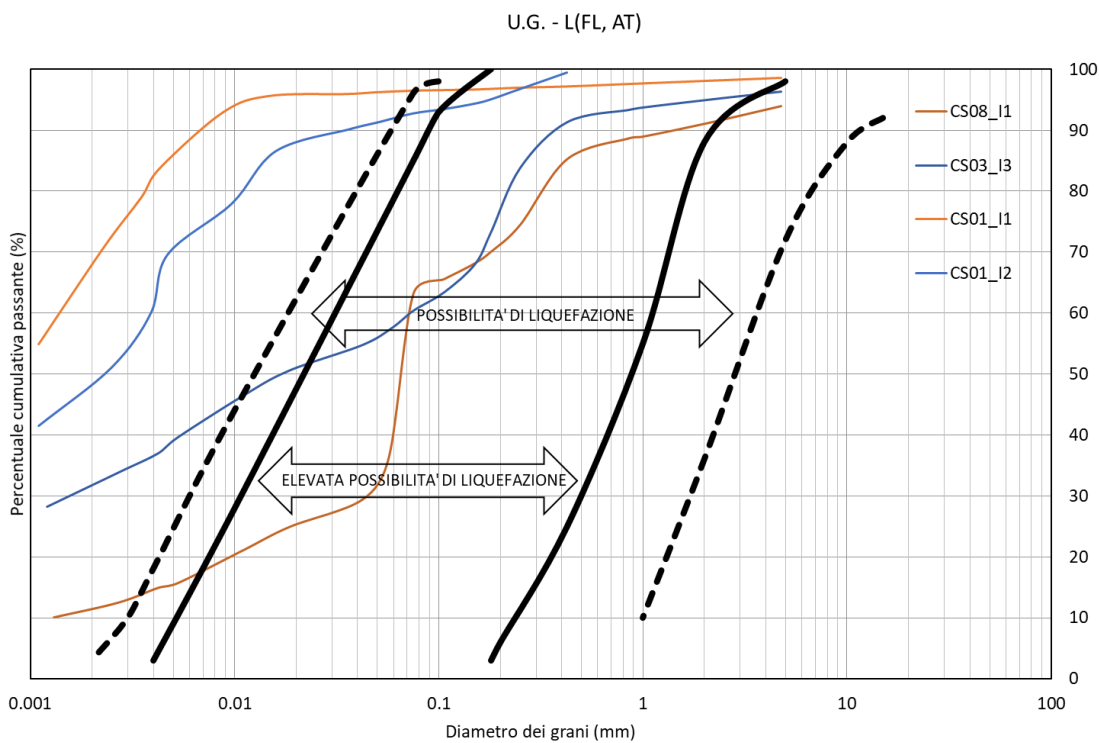


Figura 14-2 Fusi granulometrici dei campioni più sabbiosi dell'U.G. L (FL, AT) del Tratto Asse principale

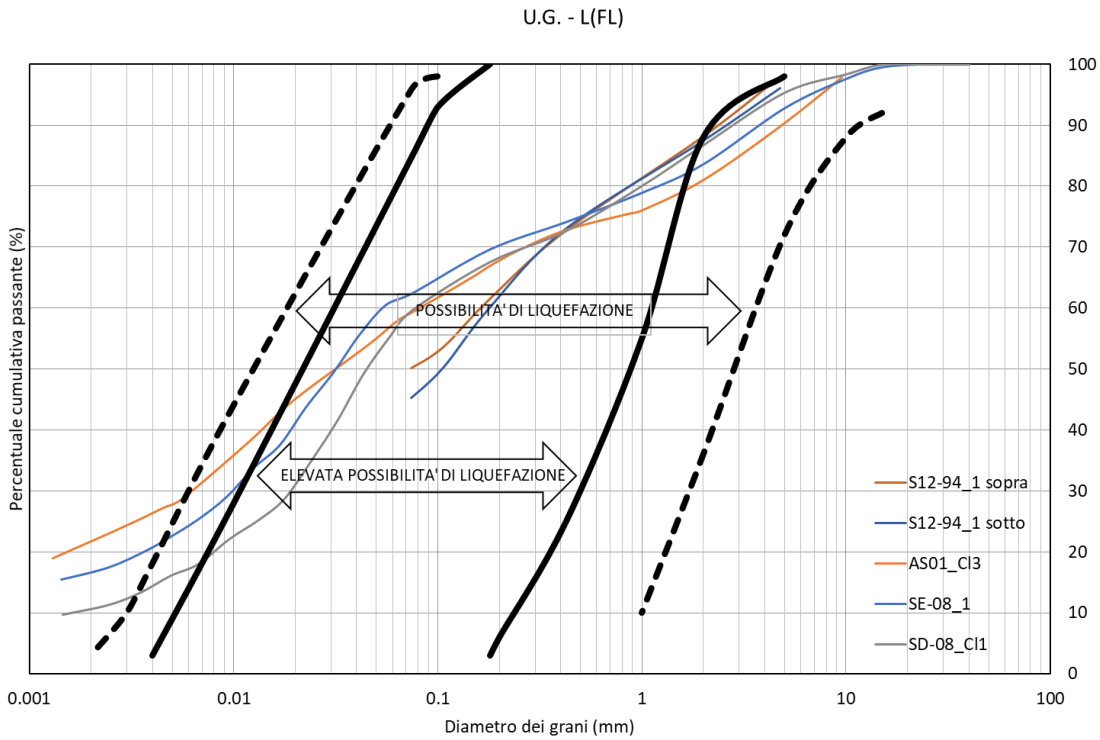


Figura 14-3 Fusi granulometrici dei campioni più sabbiosi dell'U.G. L (FL) del Tratto Asse principale.

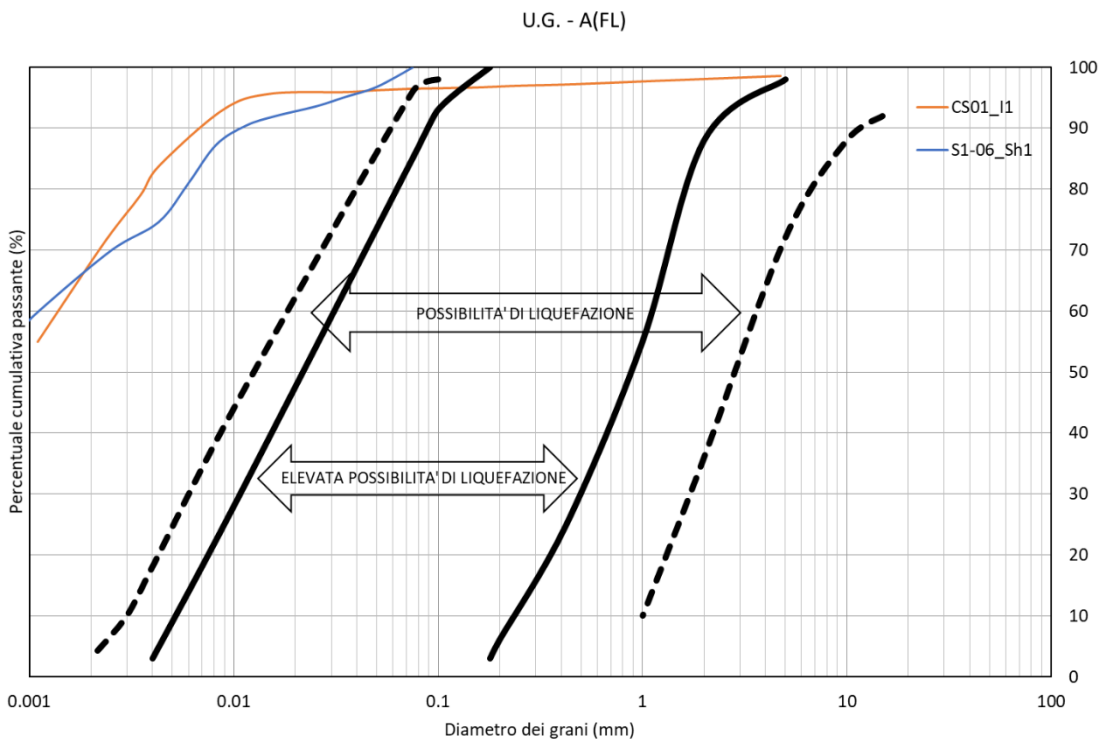


Figura 14-4 Fusi granulometrici dei campioni dell'U.G. A (FL) del Tratto Strada di collegamento SR73 – Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

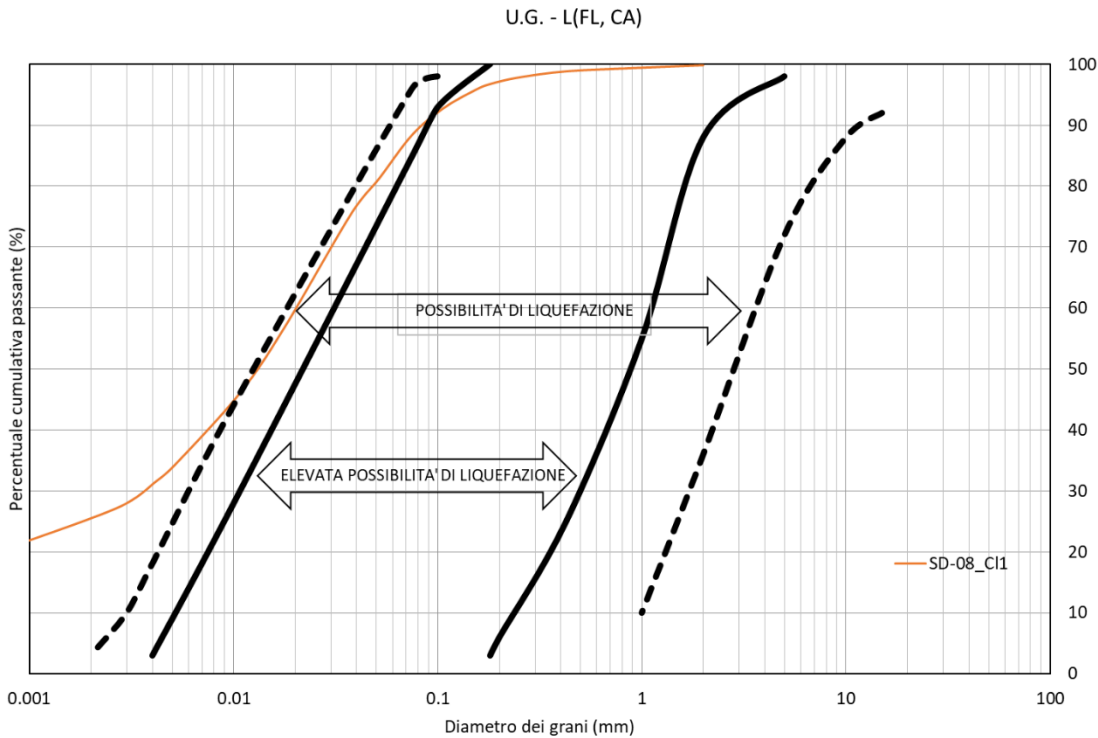


Figura 14-5 Fuso granulometrici del campione con il contenuto di fine minore dell'U.G. L (FL, CA) del Tratto Strada di collegamento E78-SR71.

14.1.2. METODO DI IDRISSE E BOULANGER (2004) - PROVE SPT

L'analisi della liquefazione tramite il metodo di Idriss e Boulanger (2004) a partire dalle prove SPT viene implementata nel codice di calcolo Settle 3D (ver. 5.012) della Rocscience.

Il metodo consiste nel valutare il pericolo di liquefazione confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR).

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Seed e Idriss (1971) indicano che la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) venga approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

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

dove:

- a_{max} = accelerazione massima di progetto;
- g = accelerazione di gravità;
- τ_c = valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;
- σ_{v0} = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;
- σ'_{v0} = tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

- r_d = coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Idriss (1999):

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M_w$$

con:

- $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$
- $\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$
- z = profondità in metri (≤ 34 m); per profondità maggiori di 34 m $r_d = 0.5$
- M_w = magnitudo del terremoto

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT.

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

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

In questa espressione:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa, σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci, e $(N_1)_{60} \leq 46$.

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

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

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

- C_R = coefficiente correttivo che tiene conto della lunghezza dell'asta dal punto di impatto del martello sulla punta del campionatore; si utilizzano i valori proposti da Cetin et al. (2004) riportati nel seguente grafico:

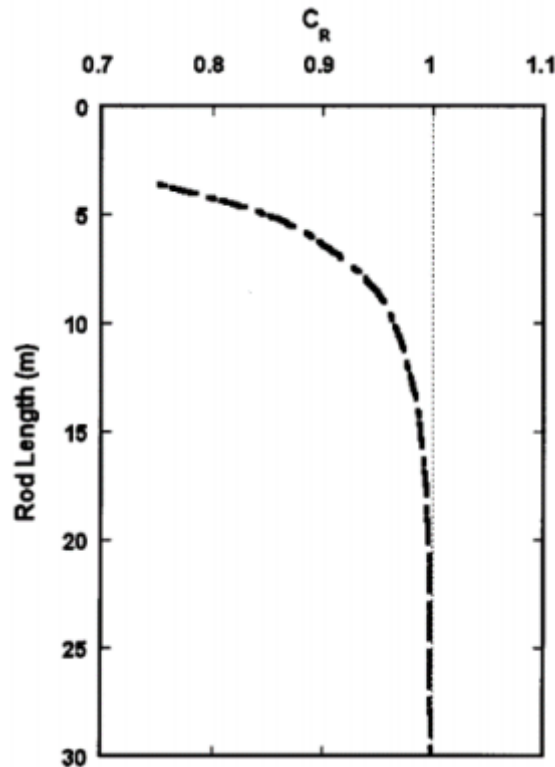


Figura 14-6 - Grafico del coefficiente CR in funzione della lunghezza dell'asta proposto da Cetin et al (2004)

Il numero di colpi SPT deve essere ulteriormente corretto utilizzando le seguenti formule proposte da Idriss e Boulanger (2008) per riferirsi ad un numero di colpi SPT equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60,cs}$, in base al contenuto di fine FC:

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

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato tramite le relazioni di Idriss & Boulanger (2004), per eventi sismici di $M=7.5$ ed in riferimento ad una tensione $\sigma'_v = p_a$ (100 kPa):

$$CRR_{M=7.5,\sigma=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR così calcolato deve essere moltiplicato per il fattore di scala della Magnitudo, MSF, in modo tale da riferirsi alla magnitudine del terremoto caratterizzante il sito in oggetto, e da un coefficiente di tensione di sovraccarico K_s .

Il fattore di scala della Magnitudo MSF viene calcolato tramite la formula proposta da Idriss e Boulanger (2014):

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 1.325\right)$$

Con:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2$$

Il coefficiente K_σ viene valutato tramite la formula proposta da Idriss e Boulanger (2008):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \leq 1.1$$

Con:

$$C_\sigma = \frac{1}{(18.9 - 2.55) \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

Infine, il fattore di sicurezza FS rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FS = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma}{CSR}$$

Viene eseguita la verifica alla liquefazione tramite il metodo appena descritto sui tratti omogenei.

In seguito a quanto sopradescritto (paragrafo 14.1.1) l'U.G. A (FL) viene considerata non liquefacibile, mentre agli strati propensi a tale fenomeno sono stati dati i seguenti contenuti di fine FC:

- U.G. L (FL, AT) FC=50%;
- U.G. LS (AT) FC=40%;
- U.G. S (FL, AT) FC=15÷25%.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte; nei grafici di sinistra si può notare la stratigrafia del sondaggio dove le unità geotecniche sono rappresentate dai seguenti colori, si riporta inoltre il contenuto di fine :

- U.G. A (FL) marrone;
- U.G. L (FL, AT) verde;
- U.G. LS (AT) grigio;
- U.G. S (FL, AT) azzurro;
- U.G. G (FL) rosa;
- U.G. AC ocra.

Asse di progetto

Sondaggi AS01÷AS04, S1÷S2-94, SD÷SE, S1÷S11-99

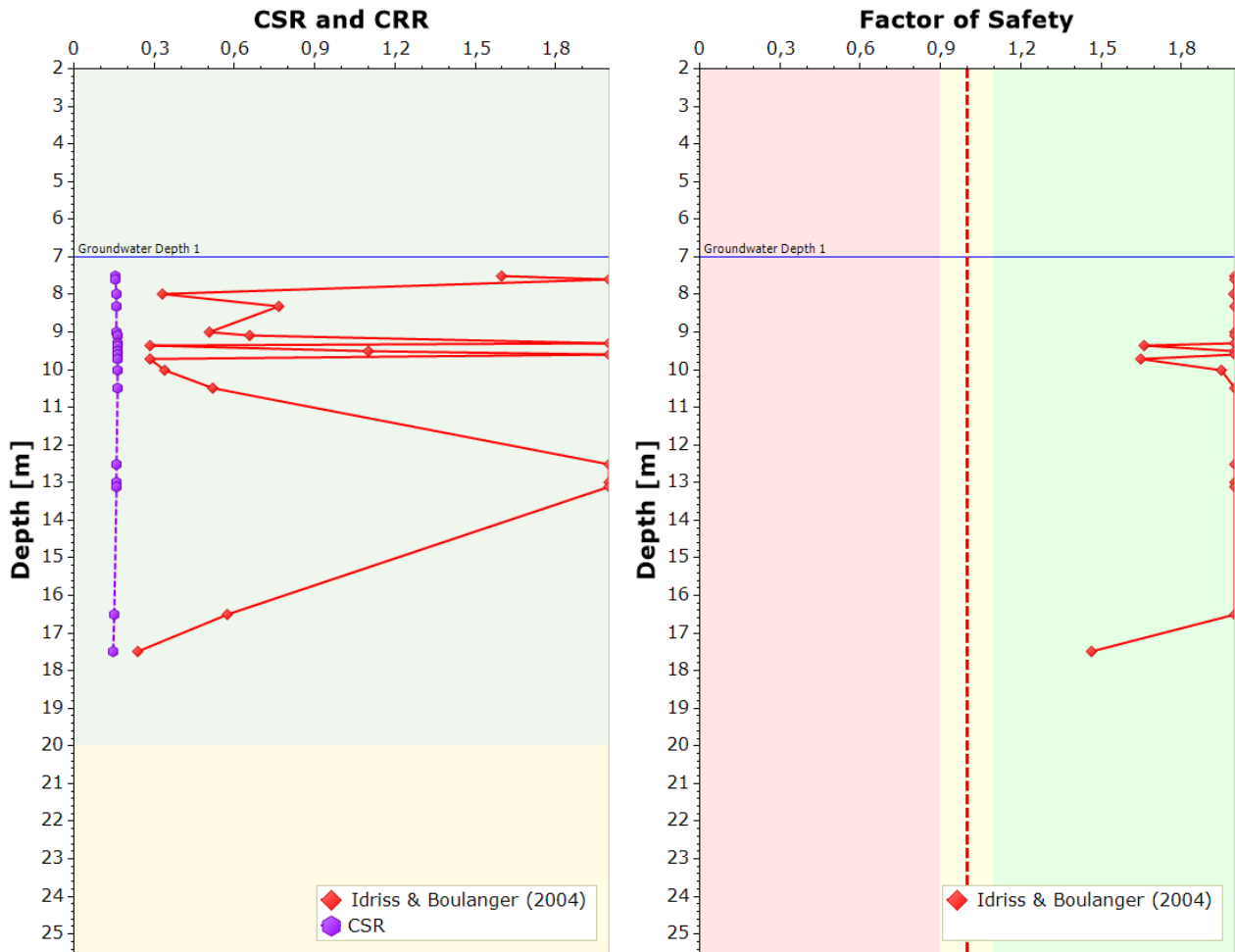


Figura 14-7 : CSR, $CRR_{(M_w=7.5, \sigma=1)}$ e FS nei confronti della liquefazione della tratta A Sondaggi AS01÷AS04, S1÷S2-94, SD÷SE, S1÷S11-99

Sondaggi AS10, SL+SM, S13-99, S18+S19-99

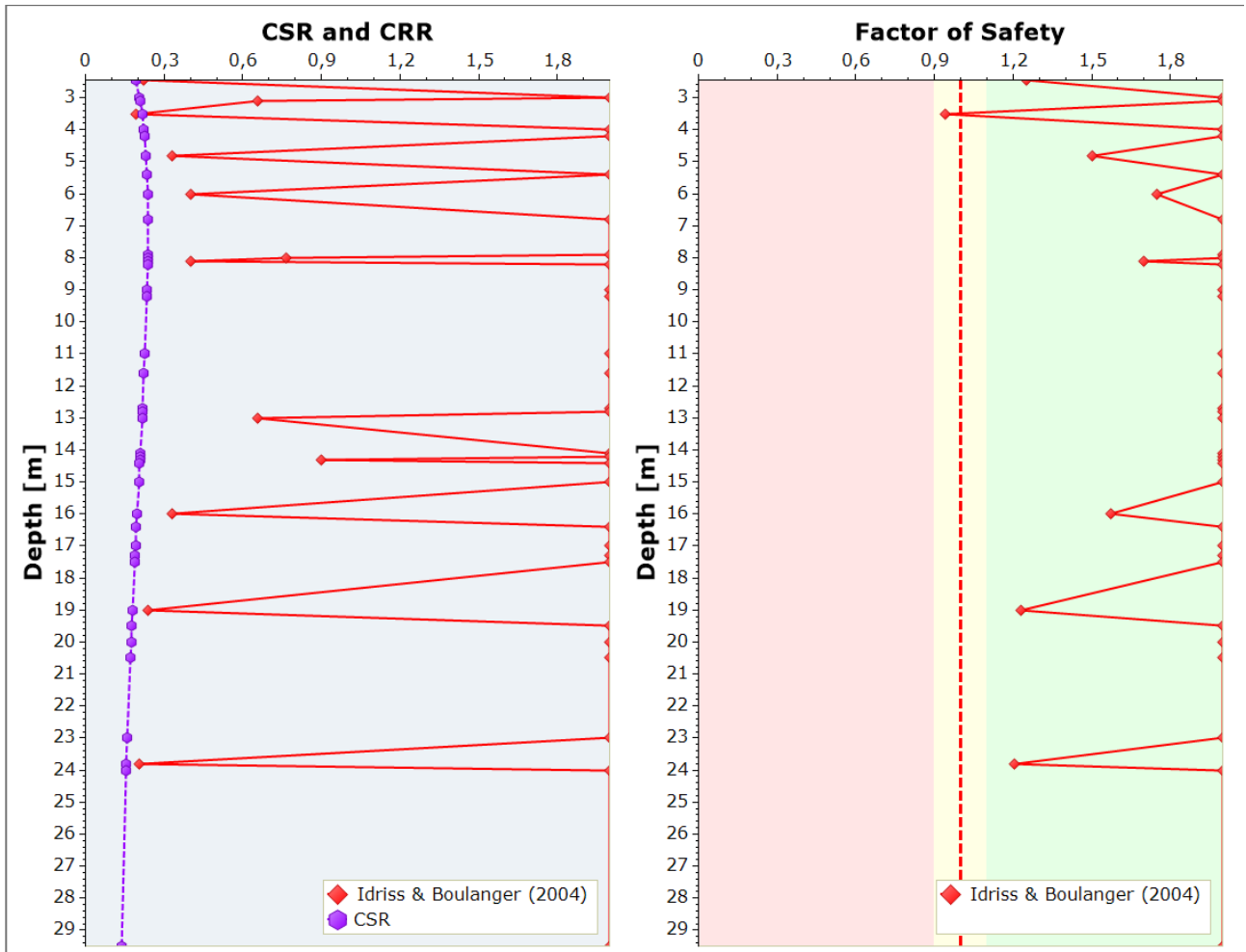


Figura 14-8 : CSR, $CRR_{(Mw=7.5, \sigma=1)}$ e FS nei confronti della liquefazione della tratta A Sondaggi AS10, SL+SM, S13-99, S18+S19-99

Strada di collegamento SR73 - Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

Sondaggi S01/06, CS01

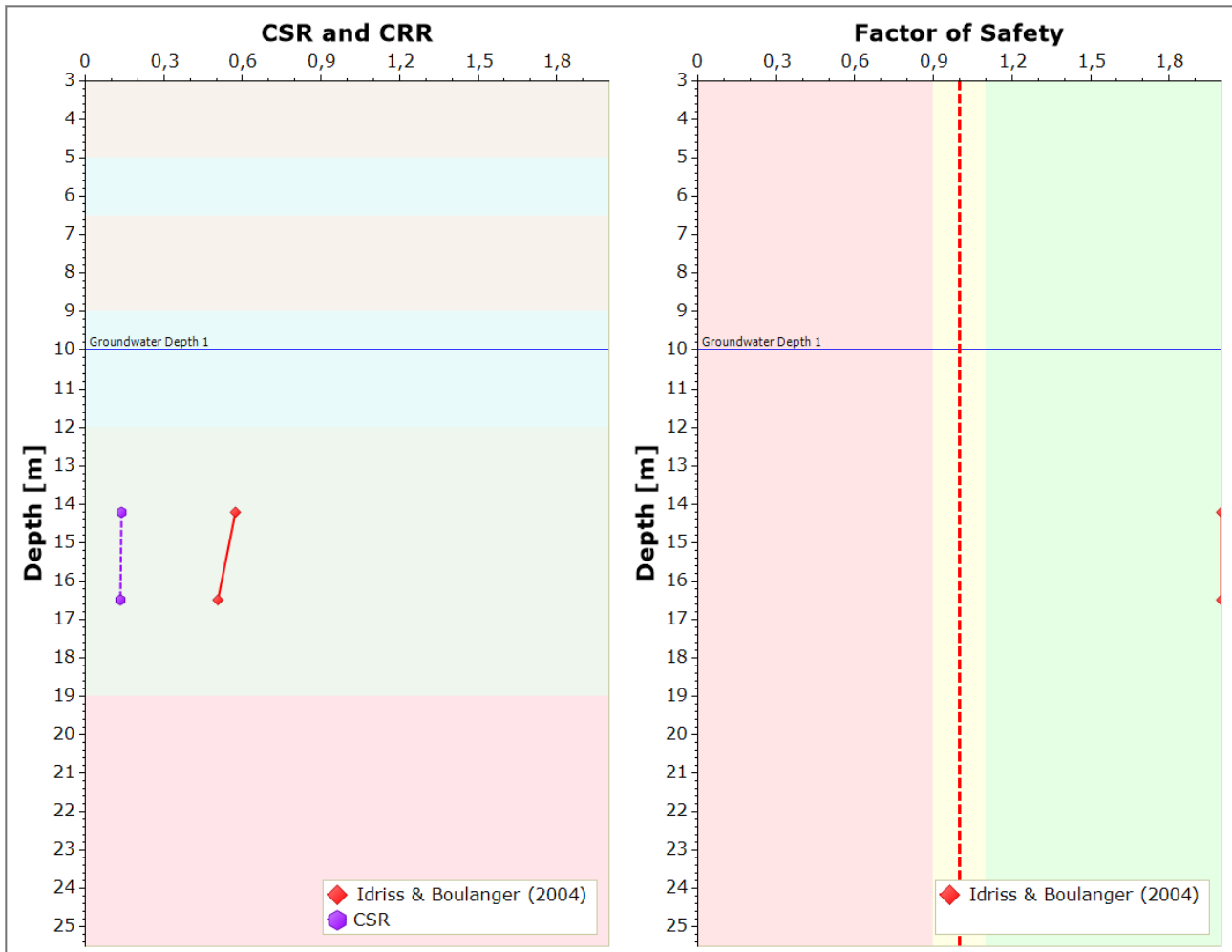


Figura 14-9 : CSR, $CRR_{(M_w=7.5, \sigma=1)}$ e FS nei confronti della liquefazione della tratta C Sondaggi S01/06, CS01

Sondaggi S02+S03/06, CS02

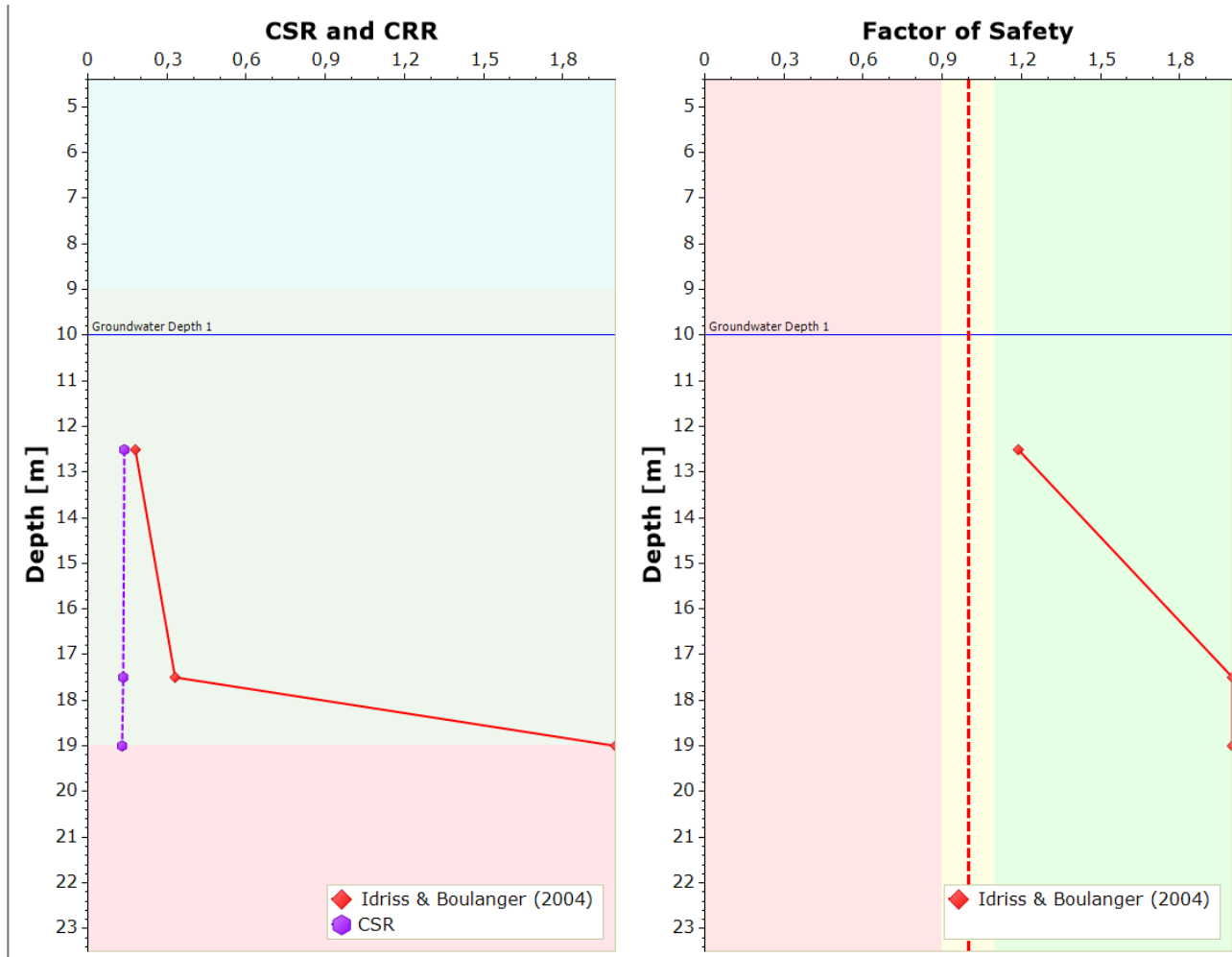


Figura 14-10 : CSR, CRR_(Mw=7.5, σ=1) e FS nei confronti della liquefazione della tratta C Sondaggi S02+S03/06, CS02

Sondaggi CS03

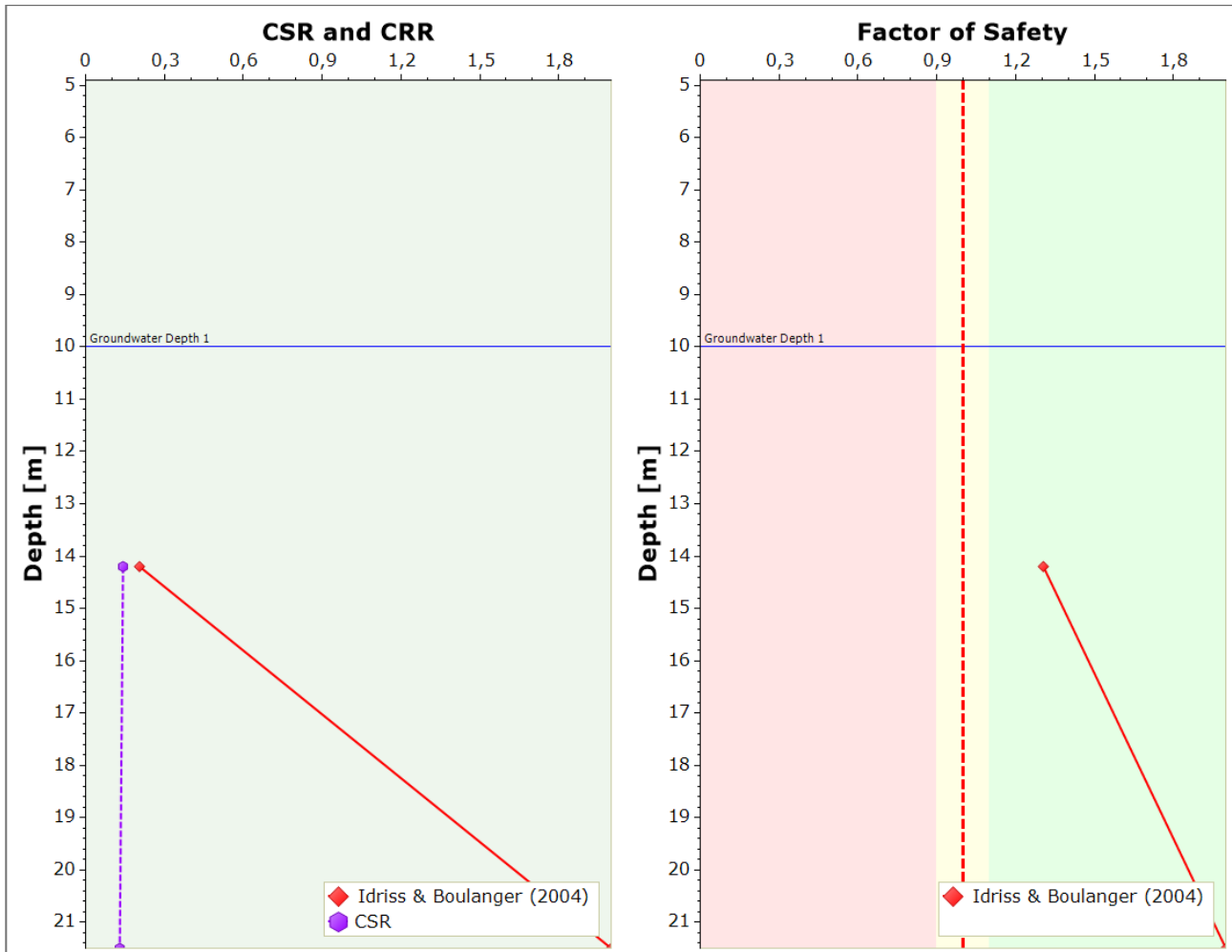


Figura 14-11 : CSR, $CRR_{(M_w=7.5, \sigma=1)}$ e FS nei confronti della liquefazione della tratta C Sondaggi CS03

Sondaggi S06÷S07/06, CS06÷CS09

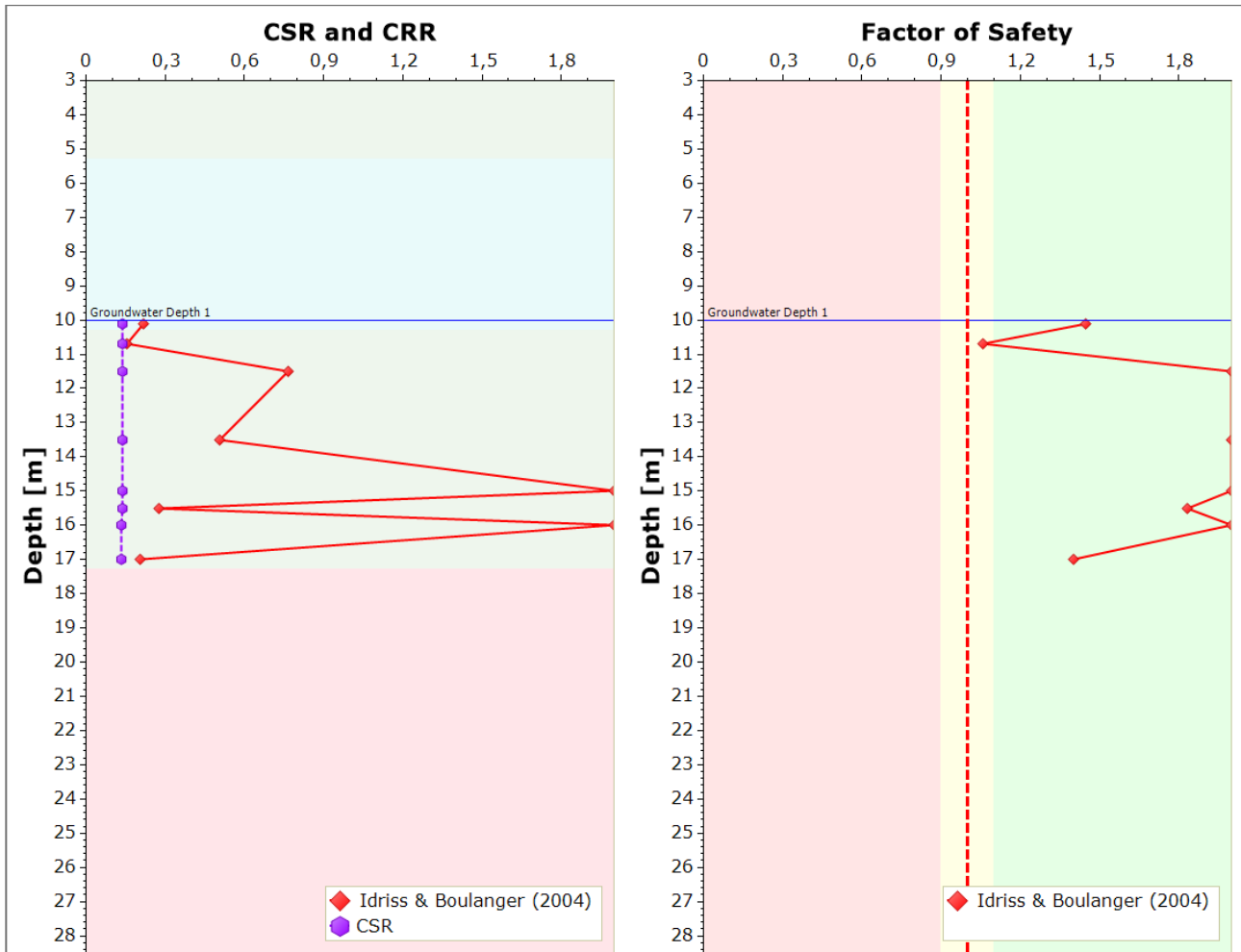


Figura 14-12 : CSR, $CRR_{(M_w=7.5, \sigma=1)}$ e FS nei confronti della liquefazione della tratta C Sondaggi S06÷S07/06, CS06÷CS09

VELOCE COMMENTO FINALE

14.2. RILEVATI

Lungo l'asse principale in corrispondenza dell'opere d'arte i rilevati autostradali sono caratterizzati da un'altezza massima di circa 7.0 m, mentre i rilevati delle viabilità interferite raggiungono l'altezza massima di circa 10.0 m. Lungo il tratto che si sviluppa dalla progressiva pk 3+200 alla 5+200, il rilevato autostradale verrà realizzato in allargamento del rilevato stradale esistente di altezza massima pari a 7.5 m.

Lungo la strada di collegamento E 78 / Arezzo Battifolle (Strada di categoria C1) invece il rilevato stradale presenta altezze massime variabili da 8.5 m a 10.0 m.

Infine, lungo la strada di collegamento E 78 / SR71 (Strada di categoria C2) il rilevato stradale presenta altezze inferiori ai 3.0 m.

14.2.1. GEOMETRIA RILEVATI

Le scarpate, con pendenza 3 h : 2 d (circa 34°), presentano una berma orizzontale di 2.00 m per i rilevati di altezza maggiore di 5.0 m.

14.2.1.1. Sezione Tipo A in rilevato H = 7.0 m

SEZIONE TIPO RILEVATO ASSE PRINCIPALE - H = 7.0 m

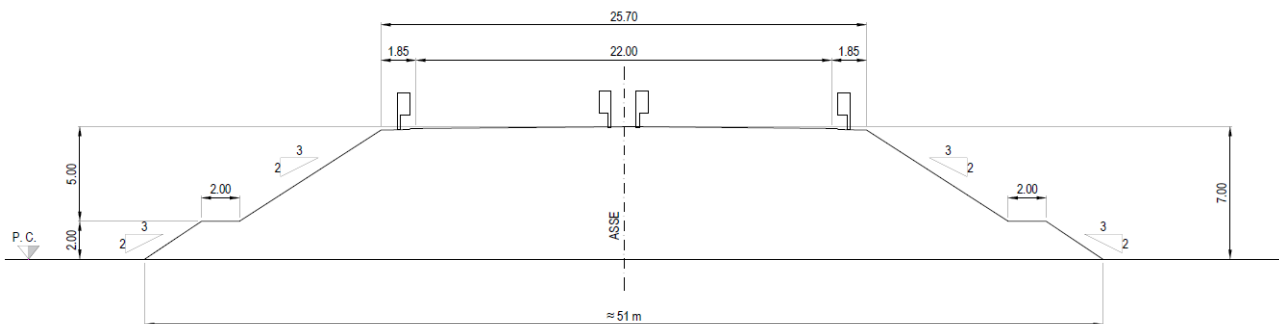


Figura 14-13 : Sezione Tipo A rilevato autostradale H = 7.0 m

14.2.1.2. Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m

SEZIONE TIPO RINGROSSO RILEVATO ASSE PRINCIPALE - H = 7.5 m

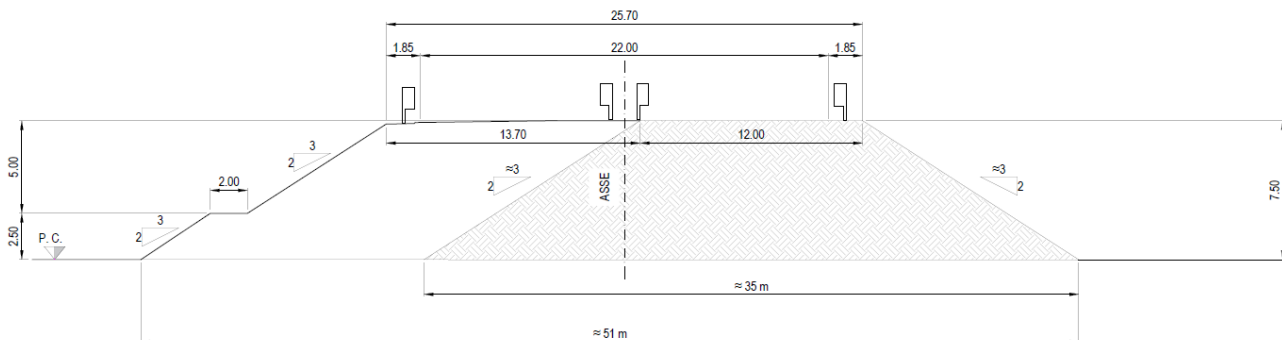


Figura 14-14 : Sezione Tipo B rilevato autostradale in allargamento H = 7.5 m

14.2.1.3. Sezione Tipo C in rilevato H = 8.5 m

SEZIONE TIPO AREZZO-BATTIFOLLE E78/A-B (STRADA C1) - H = 8.5 m

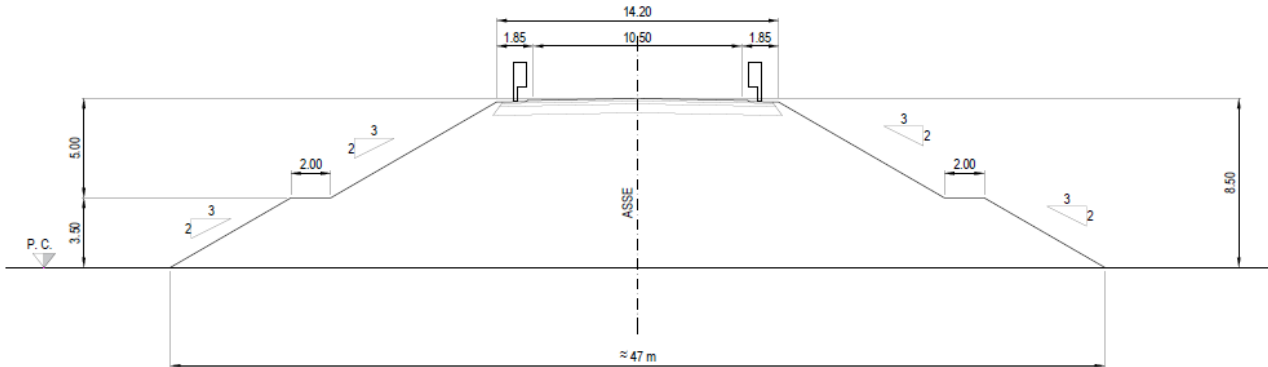


Figura 14-15 : Sezione Tipo C rilevato strada categoria C1 H = 8.5 m

14.2.1.4. Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m

SEZIONE TIPO AREZZO-BATTIFOLLE E78/A-B (STRADA C1) - H = 10.00 m

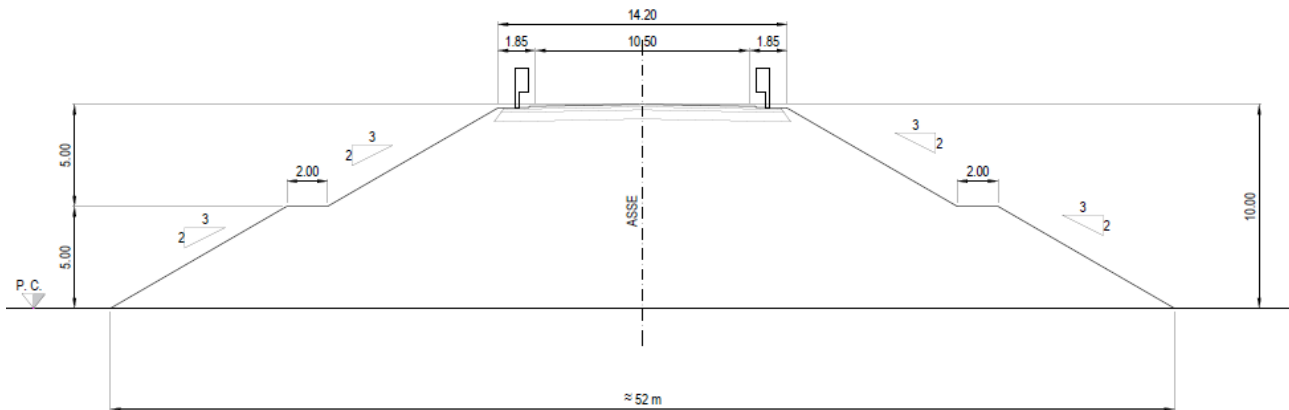


Figura 14-16 : Sezione Tipo D rilevato strada categoria C1 H = 10.0 m

14.2.2. MATERIALI RILEVATI

Il corpo dei rilevati è previsto con materiale idoneo caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio $\phi' \geq 35^\circ$ per il quale si è assunto un peso di volume γ pari a 19 kN/m^3 .

14.2.3. FASI COSTRUTTIVE

Come dimostrato nei seguenti paragrafi per i terreni di fondazione in corrispondenza dei rilevati di altezza maggiore si possono stimare cedimenti totali sino a 50 cm circa. Si tratta di cedimenti di tipo elastico per i terreni incoerenti e di consolidazione per quanto riguarda i terreni coesivi.

Al fine di evitare fenomeni di attrito negativo per i pali di fondazione di strutture quali spalle di ponte o viadotti, è necessario prevedere un rilevato di precarico. Tali rilevati dovranno essere realizzati di altezza di 2m circa in più rispetto a quelli di progetto e lasciati in opera per un periodo di 6-8 mesi nel corso dei quali, in base alle stime condotte e di seguito riportate, matura il 90-95% dei cedimenti di consolidazione.

14.2.4. PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Il piano di posa dei rilevati verrà realizzato previa la rimozione di uno spessore di terreno variabile da circa 40 cm a 80 cm, dato dalla somma dello spessore di scotico (20 cm) e dello spessore di terreno vegetale (variabile tra 20 e 60 cm).

Come riportato nel paragrafo 6.3 infatti, il modulo di deformazione M_d ottenuto dalle prove di carico su piastra già a 20-30 cm dal piano campagna risulta compreso tra 10 e 30 MPa con un valor medio di 25 MPa.

Nelle seguenti tabelle sono riportati gli spessori di scotico, di bonifica e la loro somma per ogni sondaggio / pozzetto di indagine; nonché, dove presente, il modulo di deformazione ottenuto dalle prove di carico.

Asse principale

Prova	Pk (m)	Spessore terreno vegetale (m)	Spessore riporti / rilevati (m)	Md (MPa) 0.2-0.3 m da p.c.	Spessore scotico (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
S1-06	0+014	0.0	0.0		20	20	40
PZ2cp	0+450	0.4	0.0	25	20	20	40
APZ01	0+587	0.3	0.0	25	20	20	40
APZ02	0+600	0.3	0.0	26	20	20	40
AS01	0+625	0.3	0.0		20	20	40
S1-99	0+637	0.0	0.0		20	20	40
PZ4cp	0+670	0.5	0.0	28	20	20	40
PZ5cp	0+790	0.4	0.0	70	20	20	40
S2-99	0+791	0.0	0.0		20	20	40
S1-94	0+900	0.0	0.0		20	20	40
S3-99	0+938	0.0	0.0		20	20	40
APZ03	1+009	0.0	0.0	28	20	20	40
S4-99	1+125	0.0	0.7		20	20	40
PZ6cp	1+130	0.5	0.0	2	20	40	60
S5-99	1+320	0.0	2.3		20	20	40
AS02	1+386	0.3	0.0		20	20	40

S6-99	1+428	0.0	3.5		20	20	40
S7-99	1+428	0.0	3.4		20	20	40
S8-99	1+558	0.0	4.3		20	20	40
S9-99	1+606	0.0	3.0		20	20	40
AS03	1+682	0.0	0.0		20	20	40
APZ04	1+694	0.3	0.0	22	20	20	40
S10-99	1+760	0.0	0.6		20	20	40
AS04	1+925	0.3	0.0		20	20	40
SD-08	1+925	0.0	2.0		20	20	40
S11-99	2+145	0.3	0.0		20	20	40
S2-94	2+155	0.0	0.0		20	20	40
SE-08	2+187	0.4	0.0		20	20	40
S12-99	2+325	0.0	0.0		20	20	40
S3-94	2+352	0.2	0.0		20	20	40
AS05	2+353	0.0	0.6		20	20	40
S3-94	2+354	0.2	0.0		20	20	40
S12-94	2+416	0.5	1.5		20	40	60
S11-94	2+430	0.0	1.0		20	20	40
S4-94	2+485	0.0	1.0		20	20	40
S5-94	2+489	0.4	0.3		20	20	40
AS06	2+584	0.0	0.2		20	20	40
AS07	2+616	0.0	0.4		20	20	40
S13-94	2+617	0.0	0.0		20	20	40
S14-99	2+618	0.0	3.0		20	20	40
S6-94	2+679	0.0	0.0		20	20	40
S7-94	2+688	0.0	0.0		20	20	40
S15-99	2+725	0.0	0.4		20	20	40
S8-94	2+779	1.3	0.0		20	20	40
S9-94	2+782	0.0	3.0		20	20	40
AS08	2+823	0.0	4.3		20	20	40
S10-94	2+896	0.0	2.0		20	20	40
APZ05	2+909	0.0	0.0	19	20	20	40
PZ7cp	2+950	0.4	0.0		20	20	40
Sld-08	3+012	0.2	0.8		20	20	40
S16-99	3+114	0.0	0.9		20	20	40
SK-08	3+150	0.5	0.5		20	40	60
PZ8cp	3+182	0.4	0.0		20	20	40
S17-99	3+278	0.0	1.9		20	20	40
AS09	3+295	0.0	0.0		20	20	40
PZ9cp	3+330	0.7	0.0	10	20	60	80
S13-99	3+512	0.0	0.0		20	60	80

Pz10cp	3+678	0.7	0.0		20	60	80
S18-00	3+680	1.0	0.0		20	60	80
APZ08	3+890	0.0	0.0	35	20	20	40
Pz11cp	3+930	0.5	0.0	19	20	20	40
PZ1cp	3+937	0.4	0.0	25	20	20	40
S19-00	3+954	0.0	1.5		20	20	40
SL-08	4+353	0.1	0.0		20	20	40
APZ10	4+625	0.0	0.0	13	20	20	40
SM-08	4+727	0.4	0.0		20	20	40
APZ09	4+735	0.2	0.0	16	20	20	40
Pz13	4+775	0.4	0.0		20	20	40
APZ12	4+830	0.0	0.0		20	20	40
Pz18	4+975	0.3	0.0		20	20	40
AS10	5+070	0.0	0.7		20	20	40

Tabella 14-1 Spessore di scotico e di bonifica per ogni prova (sondaggio-pozzetto) Asse Principale

Strada di collegamento SR73 - Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

Sondaggio	Pk (m)	Spessore terreno vegetale (m)	Spessore riporti / rilevati (m)	Md (MPa) 0.2-0.3 m da p.c.	Spessore scotico (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
CPZ1	0+375	0.4	0.0	22	20	20	40
CS01	0+390	0.4	0.0		20	20	40
CPZ2	0+725	0.4	0.0	22	20	20	40
S2-06	0+843	0.0	0.2		20	20	40
CPZ3	1+061	0.2	0.0	22	20	20	40
CS02	1+225	0.2	0.0		20	20	40
S3-06	1+656	0.0	1.5		20	20	40
CPZ5	1+958	1.0	0.0	28	20	20	40
CS03	2+225	0.2	0.0		20	20	40
S6-06	2+425	0.0	0.0		20	20	40
S4-06	2+498	0.0	0.0		20	20	40
CS04	2+911	0.0	0.0		20	20	40
S5-06	2+950	0.0	0.0		20	20	40
S8-06	3+050	0.0	0.3		20	40	60
CS05bis	3+067	0.0	0.3		20	20	40
CS05	3+230	0.0	0.0		20	20	40
CS06	3+342	0.0	0.0		20	20	40
CS07	3+665	0.6	0.0		20	20	40
CS08	3+726	0.3	0.0		20	20	40
CS09	3+884	0.3	0.0		20	20	40

CPZ8	3+951	0.4	0.0	31	20	20	40
S7-06	4+018	0.0	0.5		20	20	40

Tabella 14-2 Spessore di scotico e di bonifica per ogni prova (sondaggio-pozzetto) Strada di collegamento SR73 - Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

Strada di collegamento E78 – SR71

Sondaggio	Pk (m)	Spessore terreno vegetale (m)	Spessore riporti / rilevati (m)	Md (MPa) 0.2-0.3 m da p.c.	Spessore scotico (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
DS01	0+257	0.2	0.0		20	20	40
DS02	0+807	0.2	0.0		20	20	40
DS03	0+340	0.4	0.0		20	20	40
DPZ01	0+450	0.2	0.0	30	20	20	40
DPZ02	0+390	0.2	0.0	27	20	20	40

Tabella 14-3 Spessore di scotico e di bonifica per ogni prova (sondaggio-pozzetto) Strada di collegamento E78 – SR71

Si riportano inoltre nelle seguenti tabelle le progressive dei diversi tratti con un ugual spessore di bonifica.

Asse principale

Pk iniziale	Pk finale	Lunghezza tratto (m)	Spessore scotico (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
0+000	1+125	1125	20	20	40
1+125	1+185	60	20	40	60
1+185	2+385	1200	20	20	40
2+385	2+445	60	20	40	60
2+445	3+120	675	20	20	40
3+120	3+180	60	20	40	60
3+180	3+310	130	20	20	40
3+310	3+750	440	20	60	80
3+750	5+070	1320	20	20	40

Tabella 14-4 Progressive spessore di scotico e di bonifica Asse principale

Strada di collegamento SR73 - Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

Pk iniziale	Pk finale	Lunghezza tratto (m)	Spessore scotico (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
0+000	4+018	4018	20	20	40

Tabella 14-5 Progressive spessore di scotico e di bonifica Strada di collegamento SR73 - Raccordo A1 Arezzo-Battifolle

Strada di collegamento E78 – SR71

Pk iniziale	Pk finale	Lunghezza tratto (m)	Spessore scotico terreno vegetale (cm)	Spessore Bonifica (cm)	TOT (cm)
0+000	0+390	390	20	20	40

Tabella 14-6 Progressive spessore di scotico e di bonifica Strada di collegamento E78 – SR71

14.2.5. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Nelle tabelle seguenti si riportano le stratigrafie di calcolo utilizzate per la stima dei cedimenti e delle analisi di stabilità globale dei rilevati. Le differenti sezioni tipologiche presentate al paragrafo 14.2.1, sono state verificate in corrispondenza delle rispettive condizioni stratigrafiche più gravose, come di seguito riportato.

z [m]	Sezione Tipo A - H=7.0m pk 0+600 Cedimenti e Stabilità globale Cat. Sismica C	Sezione Tipo B - H=7.5m pk 4+900 Cedimenti e Stabilità globale Cat. Sismica C
1	U.G. L (FL)	U.G. LS (AT)
30		

Tabella 14-7 Tratte omogenee Asse principale

z [m]	Sezione Tipo C - H=8.5m pk 0+450 Cedimenti e Stabilità globale Cat. Sismica C	Sezione Tipo D - H=10.0m Pk 2+200 Cedimenti Cat. Sismica B	Sezione Tipo D - H=10.0m pk 2+850 Stabilità globale Cat. Sismica E
1	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
2			
3			
4	U.G. A (FL)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
5			
6			
7	U.G. S (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
8			
9			
10	U.G. A (FL)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
11			
12			
13			
14	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
15			
16			
17			
18	U.G. G (FL)	U.G. L (FL,AT)	U.G. L (FL,AT)
19			
20			
21			
22	U.G. G (FL)	U.G. AC	U.G. AC
23			
24			
25			
26	U.G. A (FL)	U.G. AC	U.G. AC
27			
28			
29	U.G. G (FL)	U.G. AC	U.G. AC
30			

Tabella 14-8 Tratte omogenee Strada di collegamento E78 / Arezzo – Battifolle

U.G.	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	OCR (-)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	c_v (m ² /s)
L (FL)	19.5/9.5	23	15	60+2z*	6-0.4z*	0.14	0.04	0.002	3.00 10 ⁻⁷
LS (AT)	19.5/9.5	24	10	50+1.6z*	6-0.4z*	0.16	0.05	0.003	3.50 10 ⁻⁷

Tabella 14-9 Parametri di resistenza e di compressibilità Asse principale

U.G.	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	OCR (-)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	c_v (m ² /s)	E (MPa)
A (FL)	19/9	20	25	60+2z*	2	0.30	0.06	0.005	3.67 10 ⁻⁸	-
L (FL,AT)	19.5/9.5	23	15	55+2z*	4-0.3z*	0.18	0.04	0.002	2.75 10 ⁻⁷	-
S (FL,AT)	20/10	32	-	-	-	-	-	-	-	25
G (FL)	21/11	34	-	-	-	-	-	-	-	45
AC	22/12	36	120	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 14-10 Parametri di resistenza e di compressibilità Strada di collegamento E78 / Arezzo – Battifolle

14.2.6. CEDIMENTI

La stima dei cedimenti è stata condotta utilizzando il programma Settle 3 (ver. 5.014) della Rocscience che schematizza il terreno come un multistrato con caratteristiche geotecniche variabili da strato a strato; il modello assume strati di terreno di spessore costante, moto dell'acqua e deformazioni del terreno solo nella direzione verticale (condizioni di tipo edometrico), incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua, saturazione totale del terreno al di sotto della quota di falda (Sr=100%).

Il codice di calcolo determina innanzitutto l'incremento di tensione efficace $\Delta\sigma'_{vi}$ indotto dal carico applicato all'interno di ciascuno strato con la teoria di Boussinesq (1885, doc.rif. [38]).

Per quanto riguarda i livelli coesivi, nell'istante in cui viene applicato il carico, per le ipotesi assunte, la sovrappressione neutra indotta, in condizioni non drenate, è uguale all'incremento di tensione totale provocato dal carico: $\Delta u/\Delta\sigma_v$. Viene poi calcolato l'andamento nel tempo delle sovrappressioni neutre tramite l'equazione:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Per il principio delle tensioni efficaci, la dissipazione nel tempo delle sovrappressioni neutre induce un incremento delle tensioni efficaci nel terreno al quale corrisponde un cedimento ΔH che viene ricavato sulla base delle curve "tensione verticale effettiva σ'_v – indice dei vuoti e", determinate grazie alle prove di compressibilità edometrica a disposizione e modellate nel codice tramite l'indice di compressibilità C_c e l'indice di ricomprensione C_r utilizzando la seguente equazione:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left(C_{r,i} \log \frac{P_c}{\sigma'_i} + C_{c,i} \log \frac{\sigma'_f}{P_c} \right)$$

dove, per ciascuno strato coesivo, si ha:

- H_i spessore dello strato i-esimo;
- e_{0i} indice dei vuoti iniziale dello strato i-esimo;
- $C_{c,i}$ indice di compressibilità dello strato i-esimo;
- $C_{r,i}$ indice di ricomprensione dello strato i-esimo;
- σ_i tensione verticale efficace iniziale (caso in cui $\sigma_0 < \sigma_{nc}$);
- P_c tensione verticale efficace di normalconsolidazione;
- σ'_f tensione verticale efficace finale (caso in cui $\sigma_f > \sigma_{nc}$).

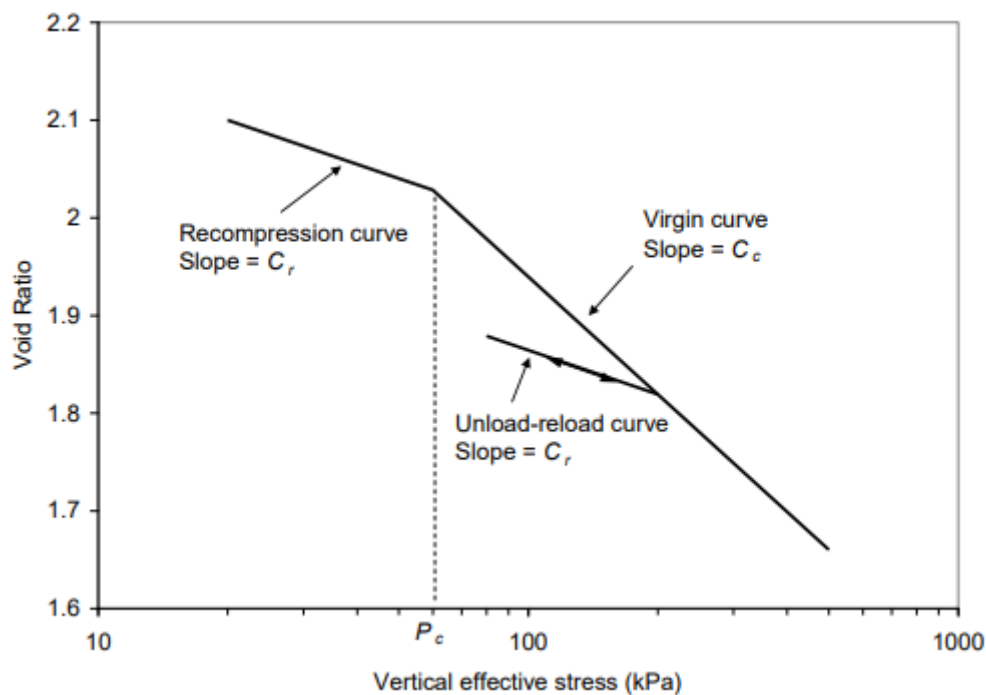


Figura 14-17 Curve tensione verticale effettiva (σ'_v) – indice dei vuoti (e)

Per gli strati di natura incoerente sabbiosa, il cedimento, di entità minore, viene determinato con la relazione

$$\Delta H_i = H_i \cdot \left(\frac{\Delta \sigma'_{vi}}{M_i} \right)$$

dove:

- $\Delta \sigma'_{vi}$ l'incremento di tensione efficace verticale in corrispondenza dello strato i-esimo;
- H_i è lo spessore dello strato i-esimo;
- M_i il modulo elastico definito a partire da $E_{\text{fond. Dir.}}$.

I cedimenti di consolidazione secondaria degli strati coesivi vengono calcolati con la seguente equazione:

$$\Delta H_{s,i} = H_{0,i} \cdot C_{\alpha,i} \cdot \log \frac{t}{t_{100}}$$

in cui H_0 è lo spessore iniziale di ciascuno strato, C_{α} l'indice di compressione secondaria e t_{100} è il tempo di completamento della consolidazione primaria.

I tempi di consolidazione degli strati coesivi vengono stimati con la relazione:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v}$$

dove: T_v è il fattore adimensionale di tempo funzione del grado di consolidazione, H è il percorso massimo di drenaggio e c_v il coefficiente di consolidazione verticale dello strato.

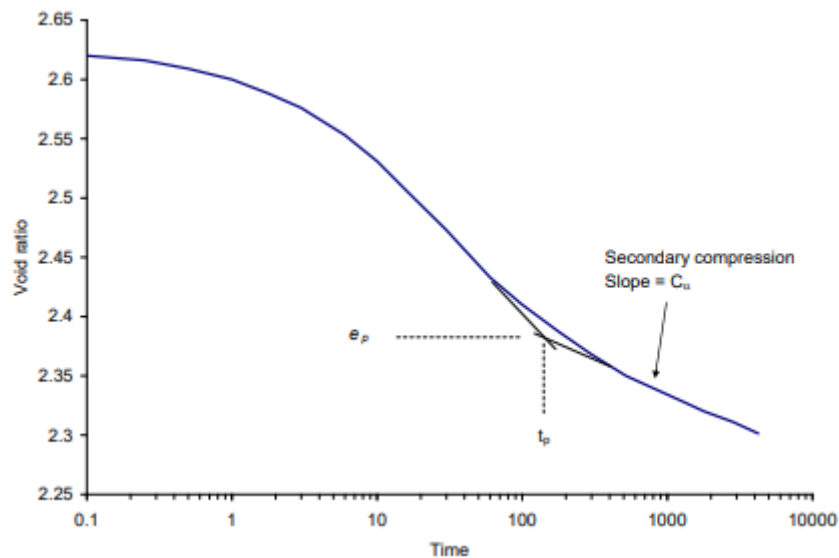


Figura 14-18 Coefficiente di consolidazione secondario

14.2.6.1. Cedimenti rilevati

14.2.6.1.1. Sezione Tipo A in rilevato H = 7.0 m – Asse Principale

Nelle seguenti figure si riportano i cedimenti del terreno di fondazione massimi totali attesi dopo 1 anno e dopo 50 anni; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-7, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-9;
- vista la presenza di sottili lenti di terreni incoerenti, l'intero strato coesivo è stato modellato suddividendolo in strati di spessore pari a 4.0m con la possibilità di drenaggio alla base di ognuno di essi;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 7.0 m (Falda di esercizio);
- i cedimenti sono stati valutati con riferimento ai soli carichi permanenti.

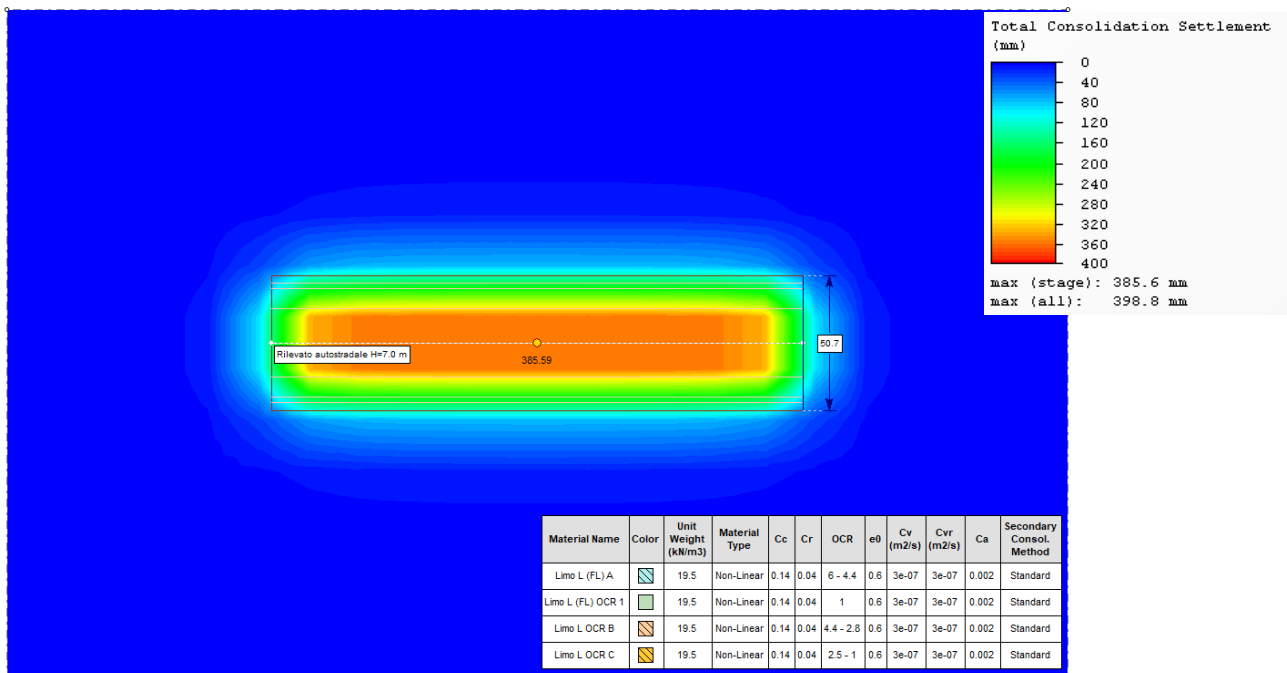


Figura 14-19 Cedimenti massimi attesi per il rilevato autostradale Sezione Tipo A H = 7.0 m a 1 anno

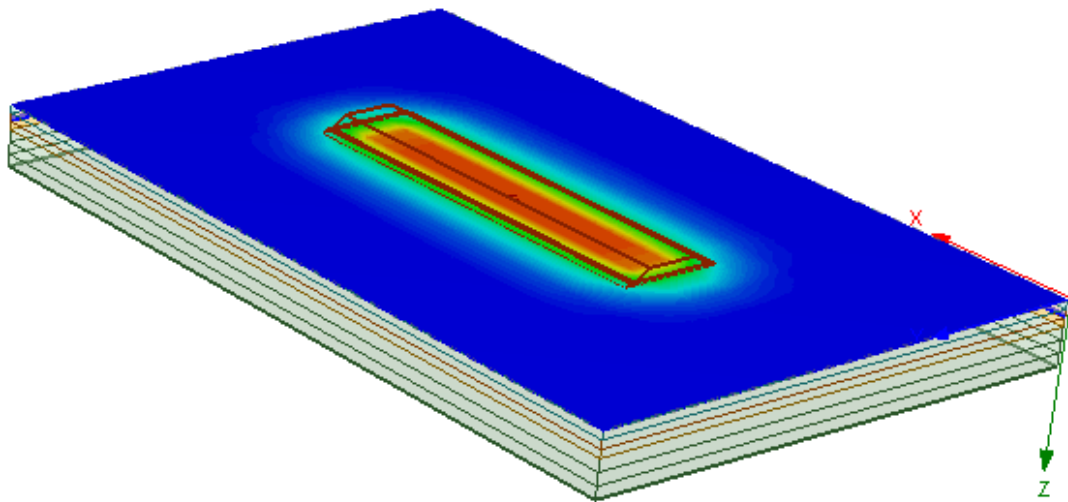
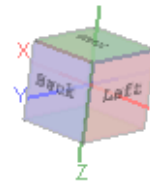
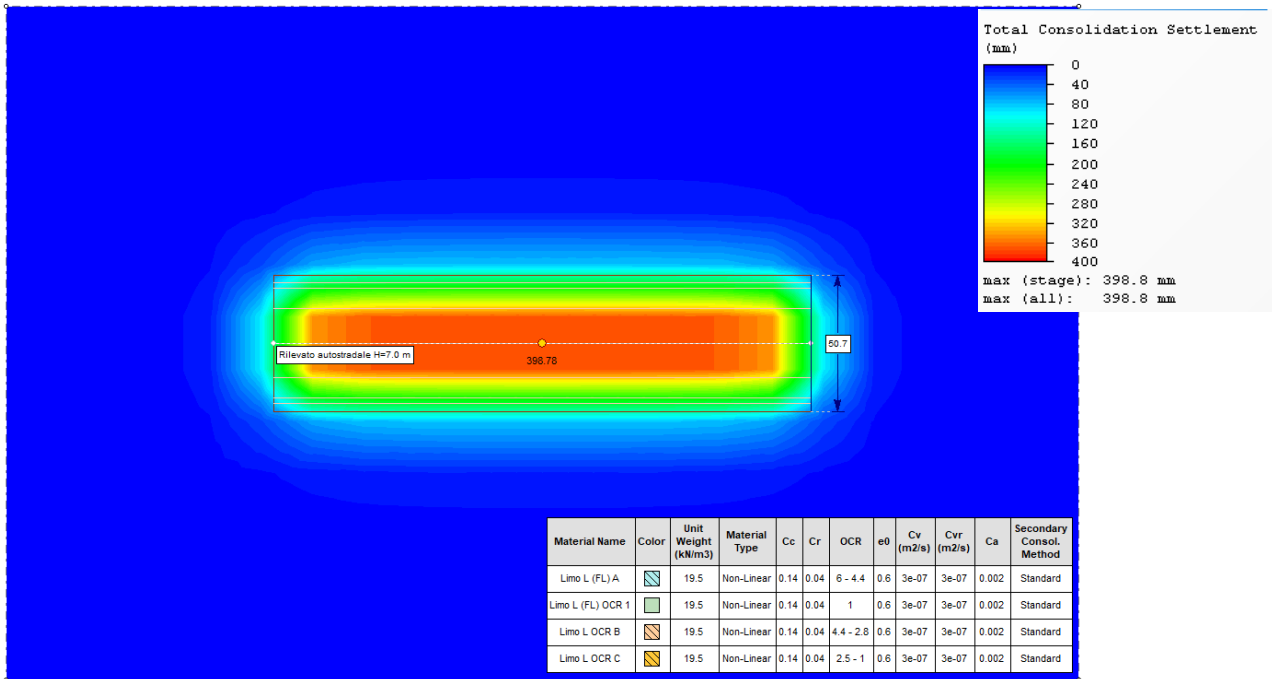


Figura 14-20 Cedimenti massimi attesi per il rilevato autostradale Sezione Tipo A H = 7.0 m a 50 anni

Cedimento totale

$\delta_{1 \text{ anno}}$ [mm]	400
$\delta_{50 \text{ anni}}$ [mm]	470

Cedimento di consolidazione primaria

$\delta_{\text{cons. primaria}}$ [mm]	400
---------------------------------------	-----

Tempo di consolidazione primaria al 90%

$t_{90\%}$ [mesi]	6
-------------------	---

Cedimento di consolidazione secondaria

$\delta_{50 \text{ anni}}$ [mm]	70
---------------------------------	----

Tabella 14-11 Cedimenti del terreno di fondazione per il rilevato autostradale Sezione Tipo A H = 7.0

14.2.6.1.2. Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m – Asse Principale

Nelle seguenti figure si riportano i cedimenti massimi del terreno di fondazione totali attesi dopo 1 anno e dopo 50 anni; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-7, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-9;
- vista la presenza di sottili lenti di terreni incoerenti, l'intero strato coesivo è stato modellato suddividendolo in strati di spessore pari a 3.0m con la possibilità di drenaggio alla base di ognuno di essi;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 2.0 m (Falda di esercizio);
- i cedimenti sono stati valutati con riferimento ai soli carichi permanenti;
- i cedimenti riportati nelle seguenti tabelle sono stati determinati al netto dei cedimenti già maturati dal rilevato esistente.

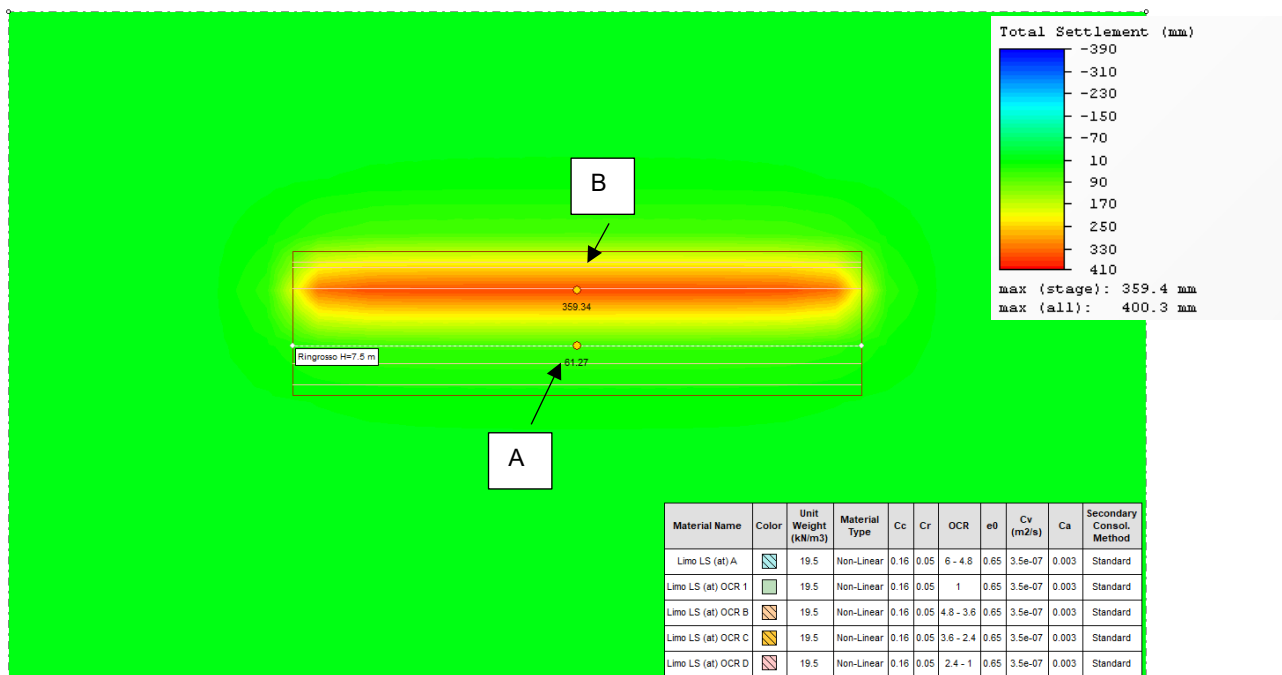


Figura 14-21 Cedimenti massimi attesi per il rilevato autostradale Sezione Tipo B H = 7.5 m a 1 anno

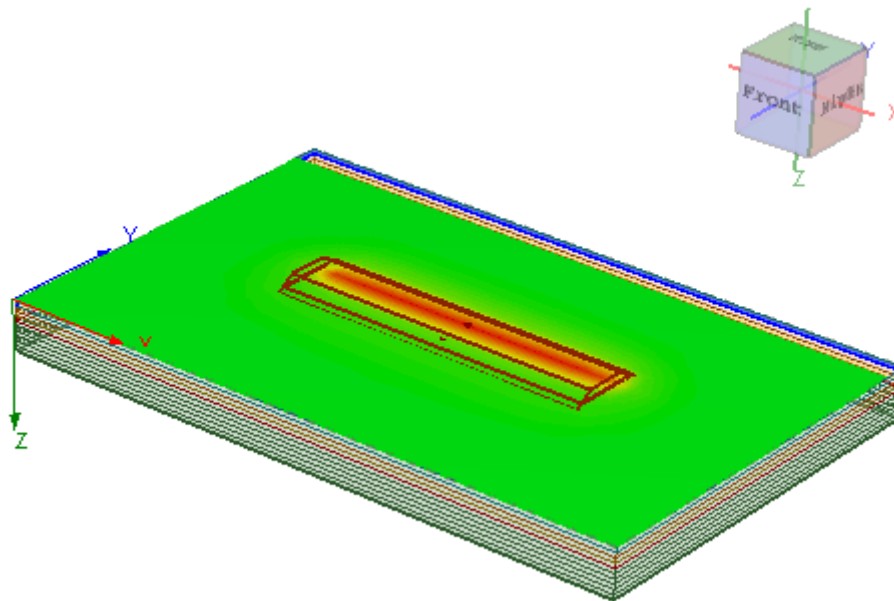
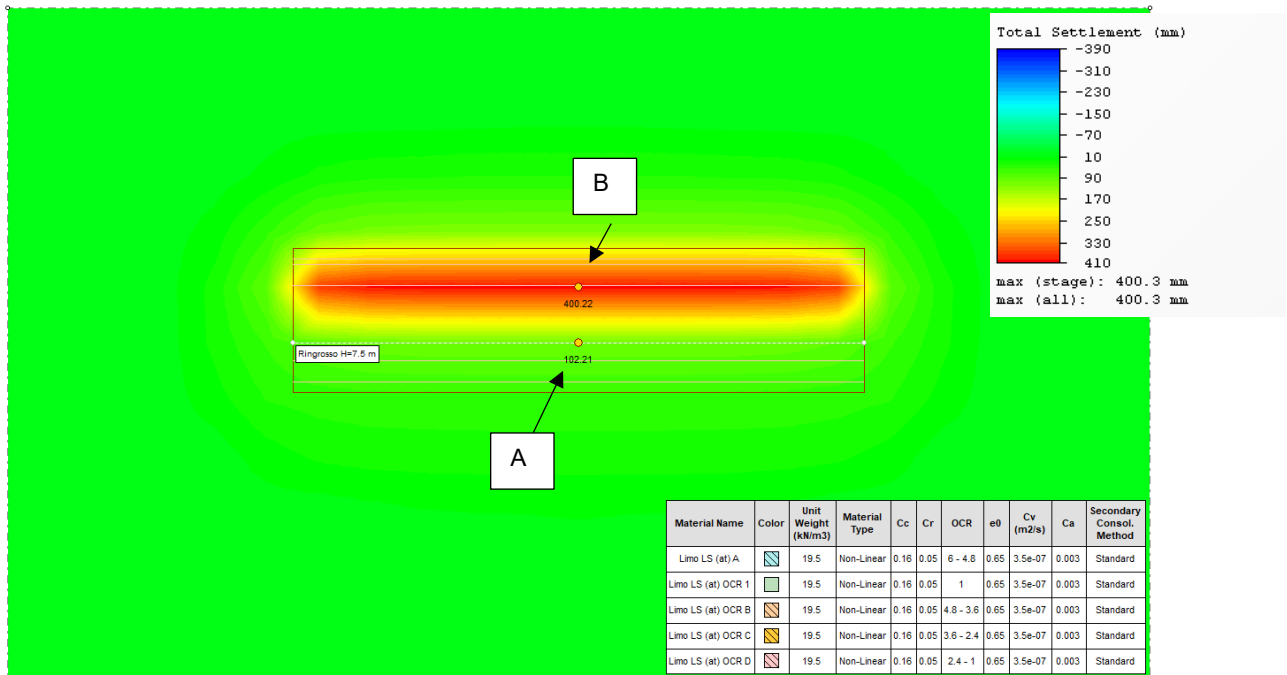


Figura 14-22 Cedimenti massimi attesi per il rilevato autostradale Sezione Tipo B H = 7.5 m a 50 anni

<i>Cedimento totale</i>		<i>Esistente [A]</i>	<i>Nuovo [B]</i>
$\delta_{1 \text{ anno}}$	[mm]	60	360
$\delta_{50 \text{ anni}}$	[mm]	100	400
<i>Cedimento di consolidazione primaria</i>			
$\delta_{\text{cons. primaria}}$	[mm]	60	360
<i>Tempo di consolidazione primaria al 90%</i>			
$t_{90\%}$	[mesi]	3	3
<i>Cedimento di consolidazione secondaria</i>			
$\delta_{50 \text{ anni}}$	[mm]	40	40

Tabella 14-12 Cedimenti del terreno di fondazione per il rilevato autostradale Sezione Tipo B H = 7.5 m

14.2.6.1.3. Sezione Tipo C in rilevato H = 8.5 m – collegamento E 78 / Arezzo Battifolle

Nelle seguenti figure si riportano i cedimenti del terreno di fondazione massimi totali attesi dopo 1 anno e dopo 50 anni; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-8, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-10;
- vista la presenza di sottili lenti di terreni incoerenti, lo strato di limo più profondo è stato modellato suddividendolo in strati di spessore pari a 2.5m con la possibilità di drenaggio alla base di ognuno di essi;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 10.0 m (Falda di esercizio);
- i cedimenti sono stati valutati con riferimento ai soli carichi permanenti.

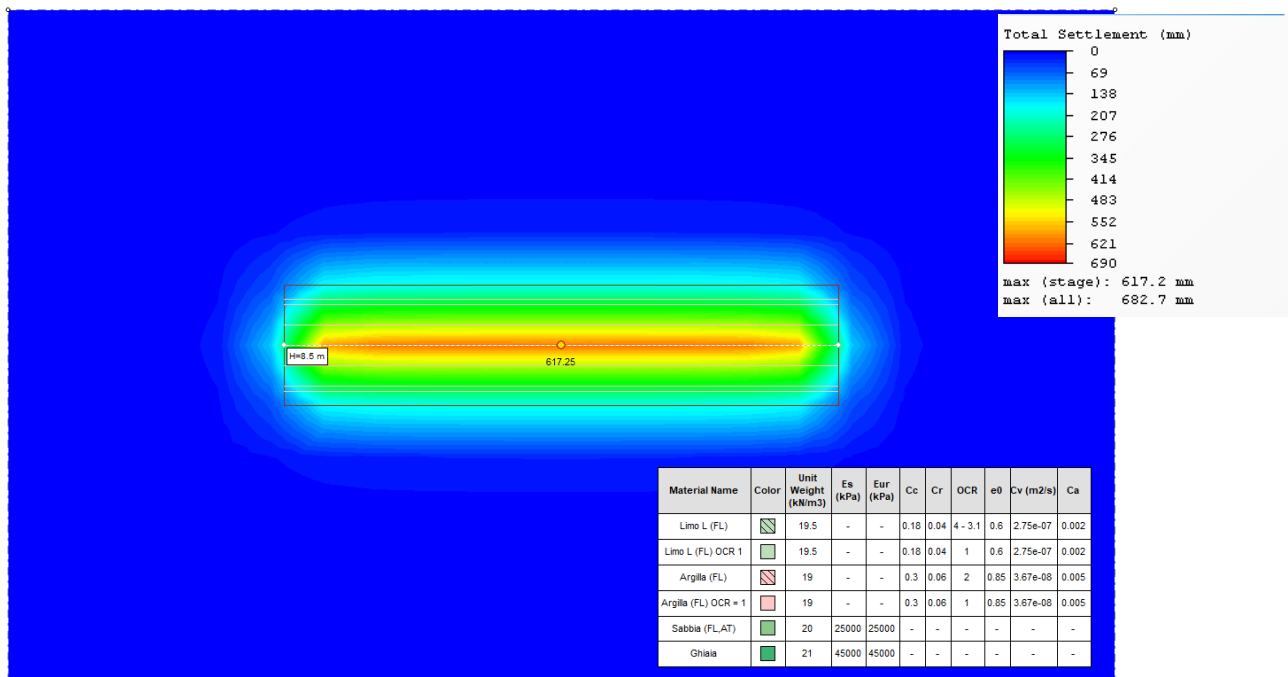


Figura 14-23 Cedimenti massimi attesi per il rilevato stradale Sezione Tipo C H = 8.5 m a 1 anno

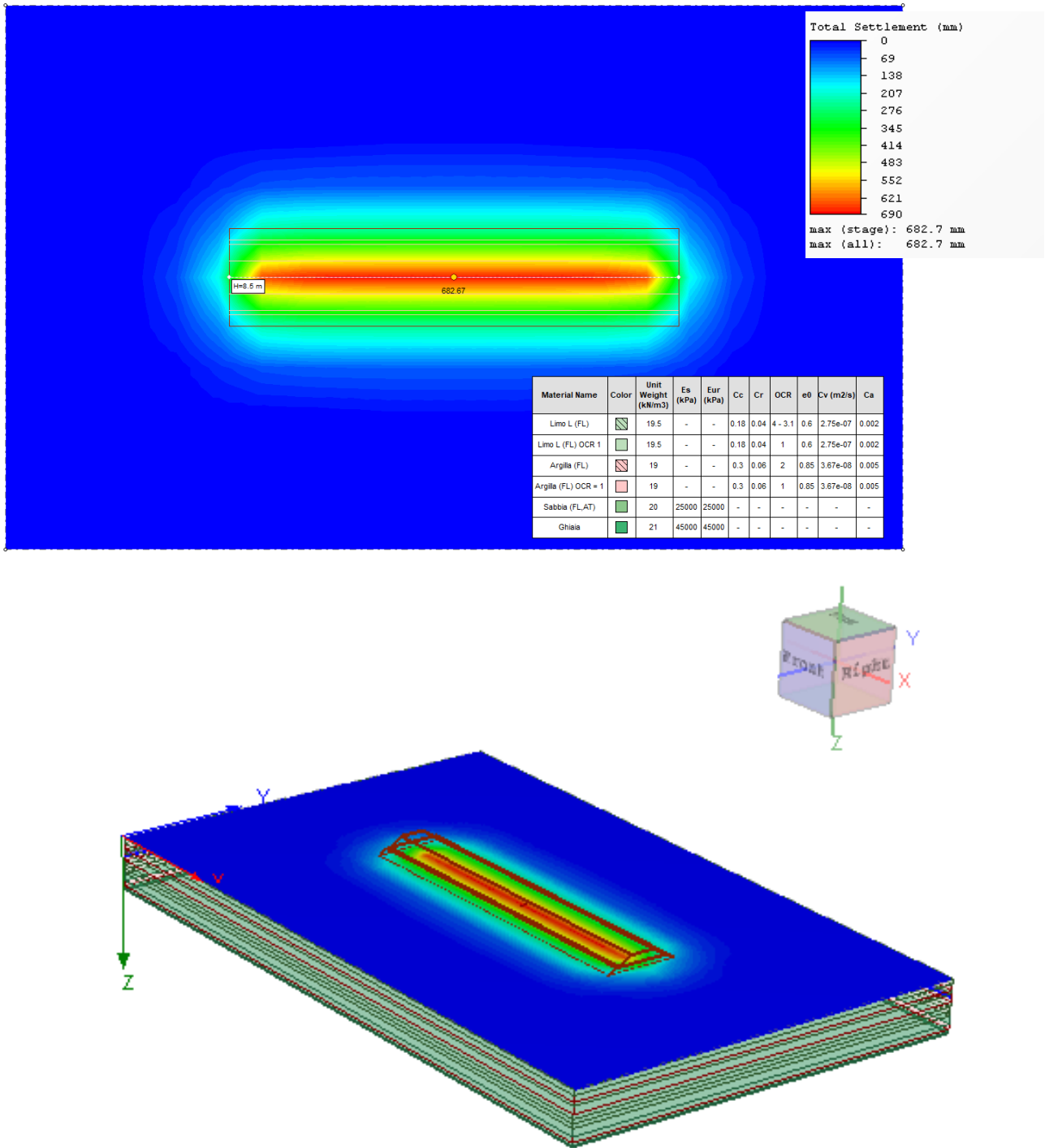


Figura 14-24 Cedimenti massimi attesi per il rilevato stradale Sezione Tipo C H = 8.5 m a 50 anni

Cedimento totale

PROGETTAZIONE ATI:

Pag. 192 di 210

$\delta_{1 \text{ anno}}$	[mm]	615
$\delta_{50 \text{ anni}}$	[mm]	680
<i>Cedimento elastico</i>		
δ	[mm]	25
<i>Cedimento di consolidazione primaria</i>		
$\delta_{\text{cons. primaria}}$	[mm]	610
<i>Tempo di consolidazione primaria al 90%</i>		
$t_{90\%}$	[mesi]	6
<i>Cedimento di consolidazione secondaria</i>		
$\delta_{50 \text{ anni}}$	[mm]	45

Tabella 14-13 Cedimenti del terreno per il rilevato stradale Sezione Tipo C H = 8.5 m

14.2.6.1.4. Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m collegamento E 78 / Arezzo Battifolle

Nelle seguenti figure si riportano i cedimenti del terreno di fondazione massimi totali attesi dopo 1 anno e dopo 50 anni; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-8, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-10;
- il substrato roccioso non è stato inserito nel modello;
- vista la presenza di sottili lenti di terreni incoerenti, lo strato di limo è stato modellato suddividendolo in strati di spessore pari a 2.5m con la possibilità di drenaggio alla base di ognuno di essi;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 10.0 m (Falda di esercizio);
- i cedimenti sono stati valutati con riferimento ai soli carichi permanenti.

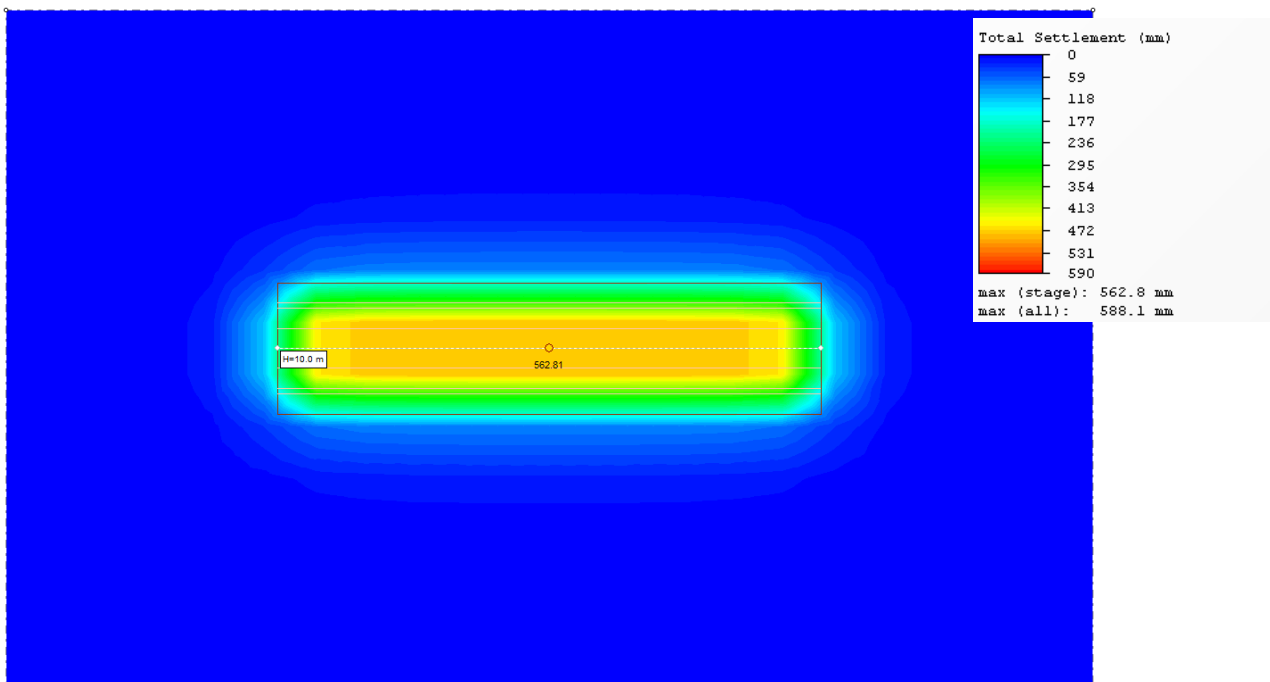


Figura 14-25 Cedimenti massimi attesi per il rilevato stradale Sezione Tipo D H = 10.0 m a 1 anno

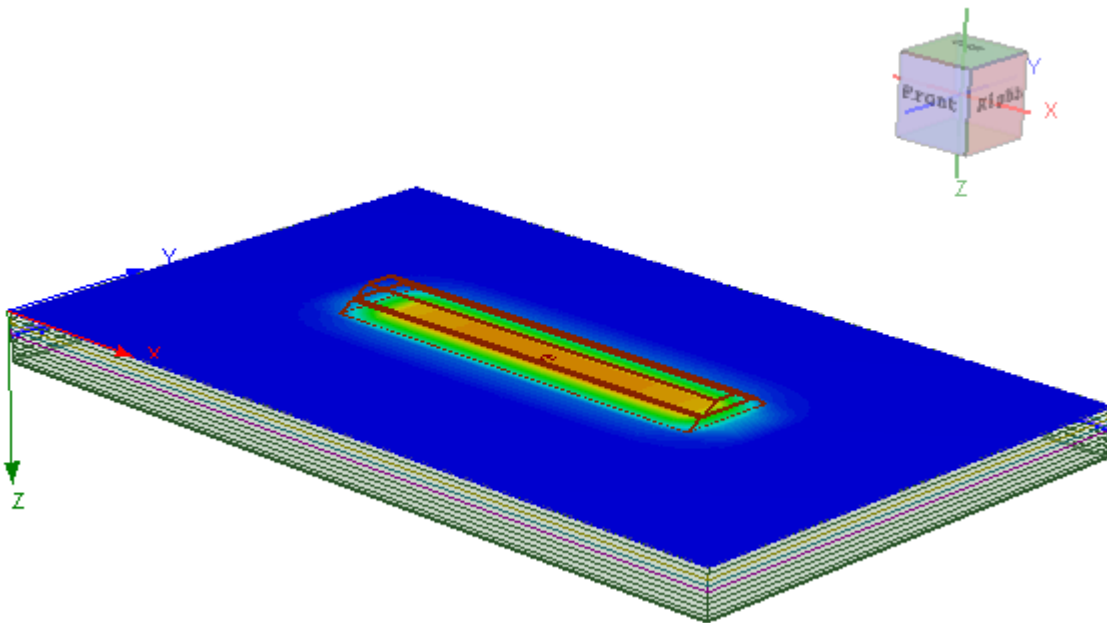
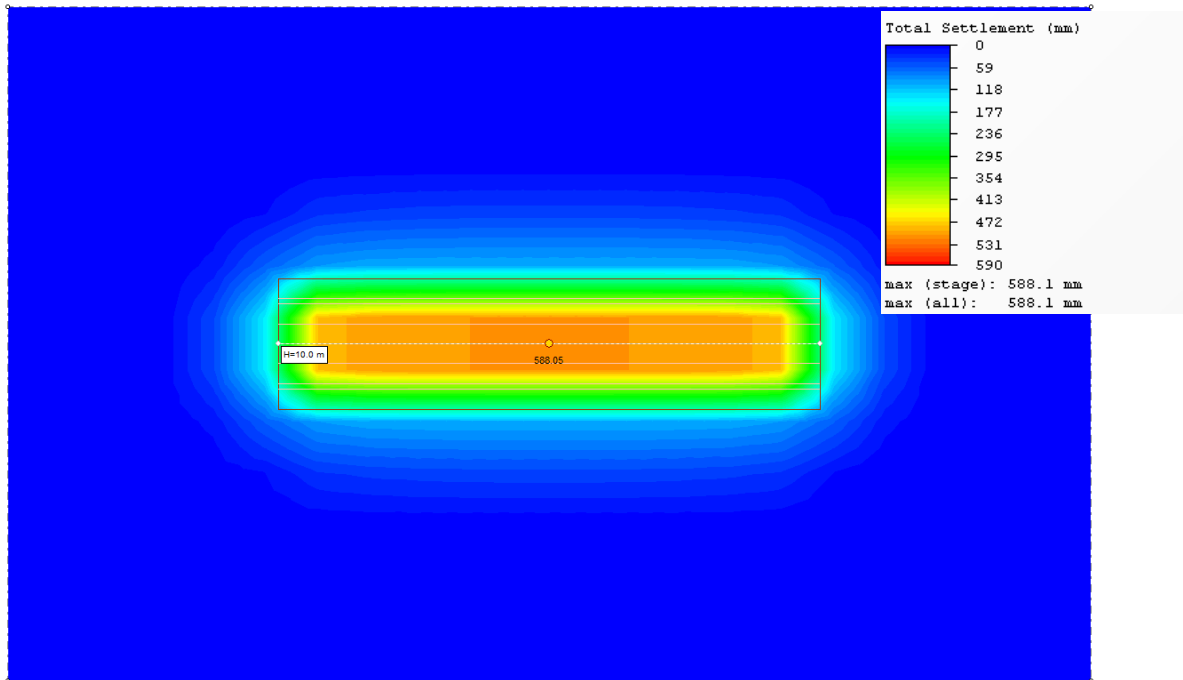


Figura 14-26 Cedimenti massimi attesi per il rilevato stradale Sezione Tipo D H = 10.0 m a 50 anni

Cedimento totale

$\delta_{1 \text{ anno}}$ [mm]	560
$\delta_{50 \text{ anni}}$ [mm]	590

Cedimento di consolidazione primaria

$\delta_{\text{cons. primaria}}$ [mm]	550
---------------------------------------	-----

Tempo di consolidazione primaria al 90%

$t_{90\%}$ [mesi]	3
-------------------	---

Cedimento di consolidazione secondaria

$\delta_{50 \text{ anni}}$ [mm]	30
---------------------------------	----

Tabella 14-14 Cedimenti del terreno di fondazione per il rilevato stradale Sezione Tipo D H = 10.0 m

14.2.7. VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo Slide2 (ver. 9.020) della Rocscience utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955, doc.rif.[37]) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio r , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza b (vedi schema riportato di seguito), per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante M_s (resistenza R del sistema geotecnico) e il momento ribaltante M_r (azione E) calcolati rispetto al centro del cerchio.

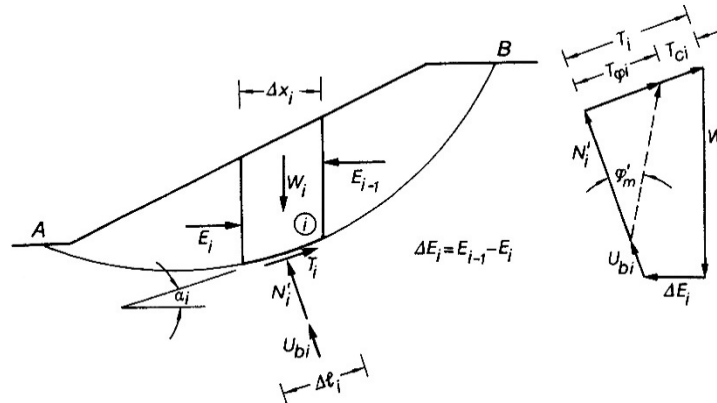


Figura 14-27 Schema metodo di Bishop semplificato (1955)

Il contributo al momento stabilizzante M_s di un concio è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso W ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della eventuale coesione c , moltiplicata per la lunghezza $b/\cos\alpha$, dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \tan \phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

$$m\alpha = \cos \alpha \times \left(1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_r di un concio è fornito dalla componente del peso W parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

Il programma non definisce separatamente il valore dell'effetto delle azioni E che portano instabilità (momenti ribaltanti M_r) e della resistenza corrispondente R (momenti stabilizzanti M_s), ma solo il loro rapporto ($F=R/E$) che è il "fattore di sicurezza globale".

La stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, può essere verificata utilizzando il "fattore di sicurezza globale" F e un fattore ausiliario definito ODF ("Over-design factor"), di seguito definito con riferimento all'approccio A2+M2+R2 indicato dalle NTC 2018:

- viene calcolato il fattore di sicurezza F come rapporto R/E utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto ϕ_d e c_d e amplificando i carichi con i coefficienti parziali γ_{G1} e γ_{G2} ;
- viene calcolato ODF dividendo F per il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R .

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_r} = \frac{R(\varphi_d, c_d)/E(\varphi_d, c_d)}{\gamma_r} > 1$$

Il coefficiente γ_r per il terreno, ai sensi delle NTC 18, è stato assunto pari a 1.1.

Le verifiche in condizioni sismiche vengono condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno e assumendo γ_r pari a 1.2. Nella condizione sismica i sovraccarichi stradali sono stati moltiplicati per il coefficiente di combinazione $\Psi_2=0.3$, come previsto dalle NTC18 al §2.5.2. Tali analisi sono state condotte mediante metodo di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Le forze orizzontali di inerzia, dovute alla azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

con

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{max}}{g}$$

dove:

- β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito (pari a 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo SLV);
- a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- W peso del materiale;
- g accelerazione di gravità.

Le forze verticali sono state considerate pari a:

$$F_v = k_v \times W$$

con

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Come riportato nella Relazione sismica (doc. rif. [34]), lungo i tracciati l'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito, è pari a:

- Classe di suolo B $a_{max} = 0.195g \times 1.20 \times 1.0 = 0.234g$;
- Classe di suolo C $a_{max} = 0.195g \times 1.42 \times 1.0 = 0.277g$;
- Classe di suolo E $a_{max} = 0.195g \times 1.48 \times 1.0 = 0.289g$

Per cui si ha:

- Classe di suolo B $k_h = 0.38 \frac{0.234g}{g} = 0.089$
 $k_v = \pm 0.5 \times 0.089 = \pm 0.044$;

- Classe di suolo C $k_h = 0.38 \frac{0.277 g}{g} = 0.105$
 $k_v = \pm 0.5 \times 0.089 = \pm 0.052$
- Classe di suolo E $k_h = 0.38 \frac{0.289 g}{g} = 0.110$
 $k_v = \pm 0.5 \times 0.089 = \pm 0.055$

14.2.7.1. Analisi di stabilità

14.2.7.1.1. Sezione Tipo A in rilevato H = 7.0 m – Asse Principale

Nelle seguenti figure si riportano lo schema del modello di calcolo e le verifiche in condizioni statiche e dinamiche; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-7, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-9;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 5.0 m dal p.c. nelle verifiche statiche (Falda di progetto) e 7.0 m in quelle sismiche (Falda di esercizio);
- le analisi sono state condotte in condizioni non drenate;
- è stato considerato un sovraccarico stradale variabile pari a 20 kPa in condizioni statiche e pari a 6 kPa in condizioni dinamiche.

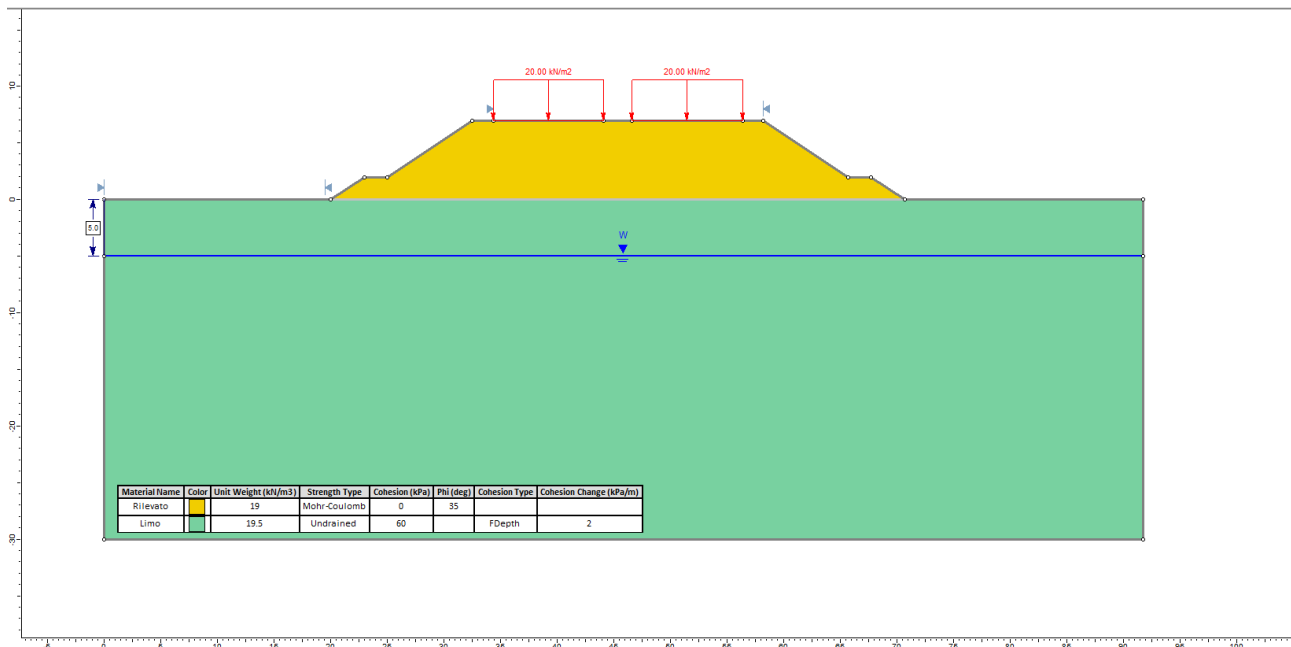


Figura 14-28 Modello di calcolo Sezione Tipo A rilevato autostradale H = 7.0 m

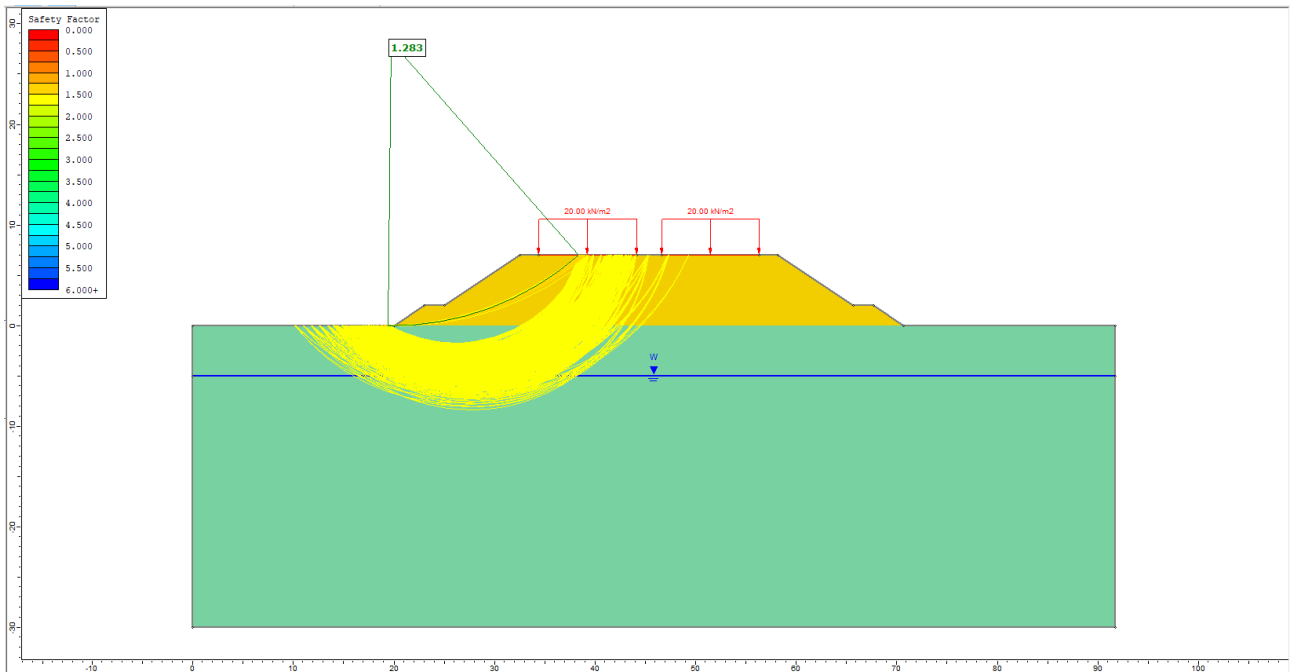


Figura 14-29 Analisi SLU Sezione Tipo A rilevato autostradale H = 7.0 m ODF=1.283

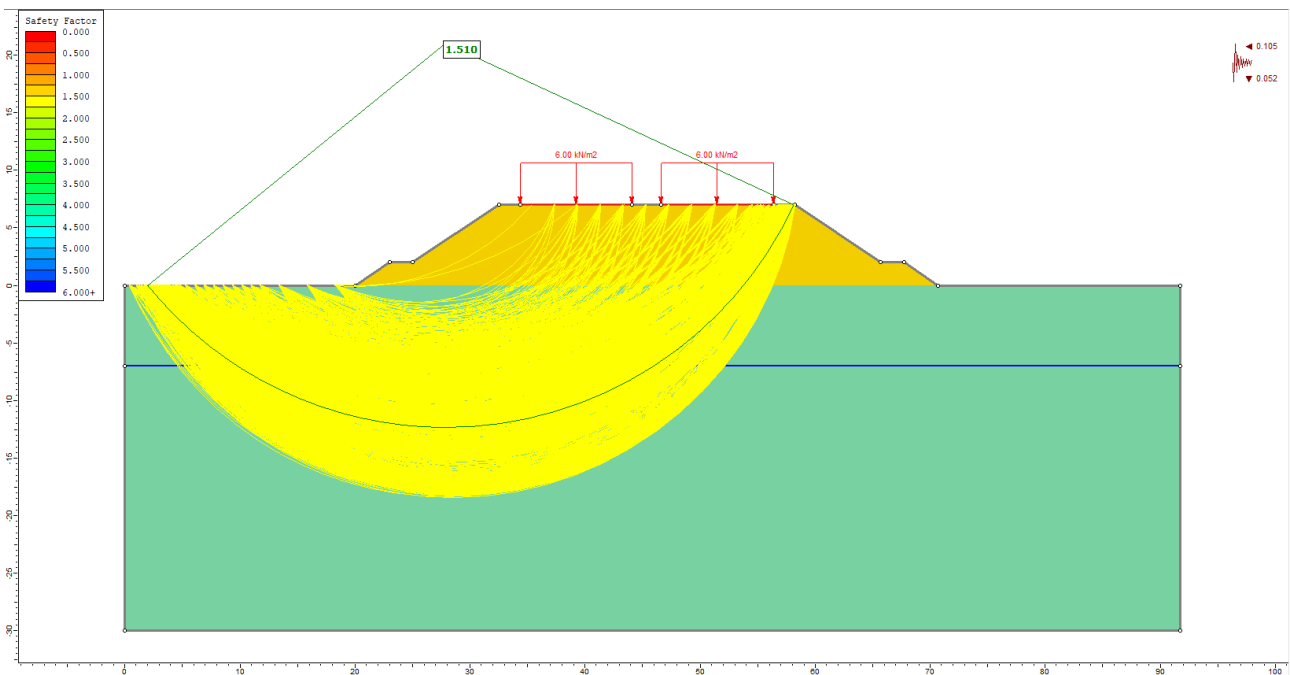


Figura 14-30 Analisi SLV ($k_v > 0$) Sezione Tipo A rilevato autostradale H = 7.0 m ODF=1.510

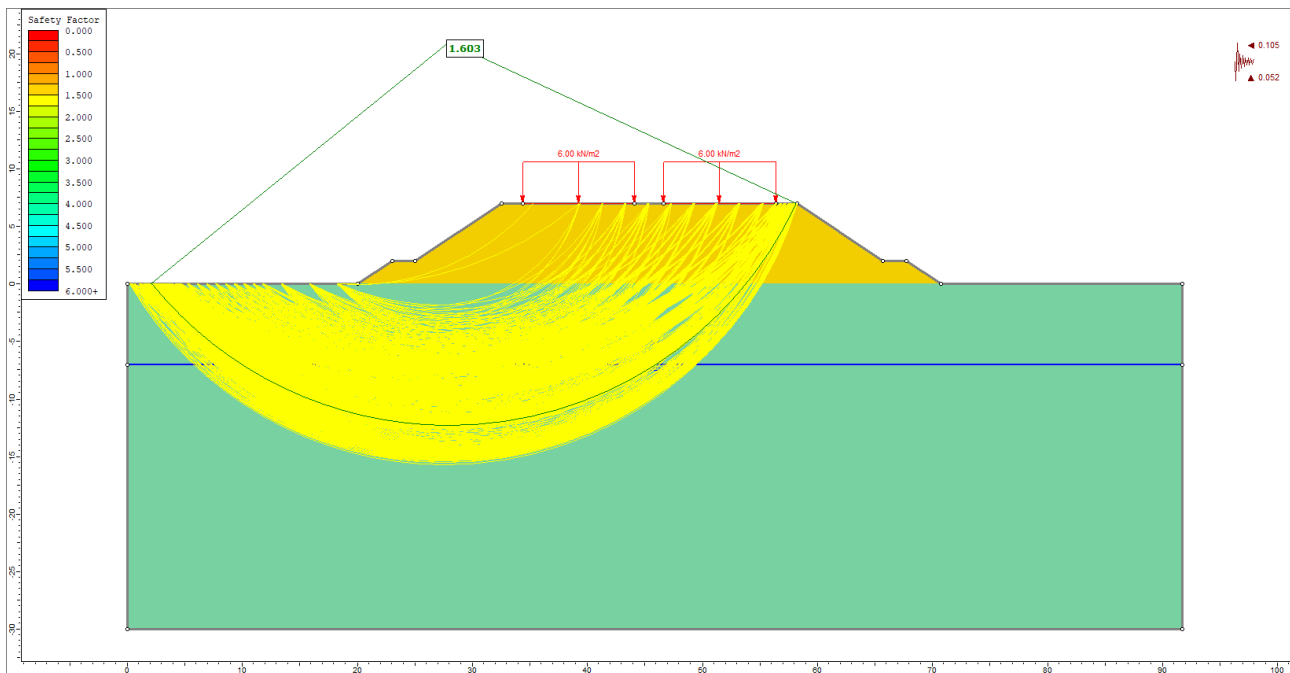


Figura 14-31 Analisi SLV ($k_v < 0$) Sezione Tipo A rilevato autostradale H = 7.0 m ODF=1.603

14.2.7.1.2. Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m – Asse Principale

Nelle seguenti figure si riportano lo schema del modello di calcolo e le verifiche in condizioni statiche e dinamiche; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-7, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-9;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 0.0 m dal p.c. nelle verifiche statiche (Falda di progetto) e 2.0 m in quelle sismiche (Falda di esercizio);
- le analisi sono state condotte in condizioni non drenate;
- è stato considerato un sovraccarico stradale variabile pari a 20 kPa in condizioni statiche e pari a 6 kPa in condizioni dinamiche.

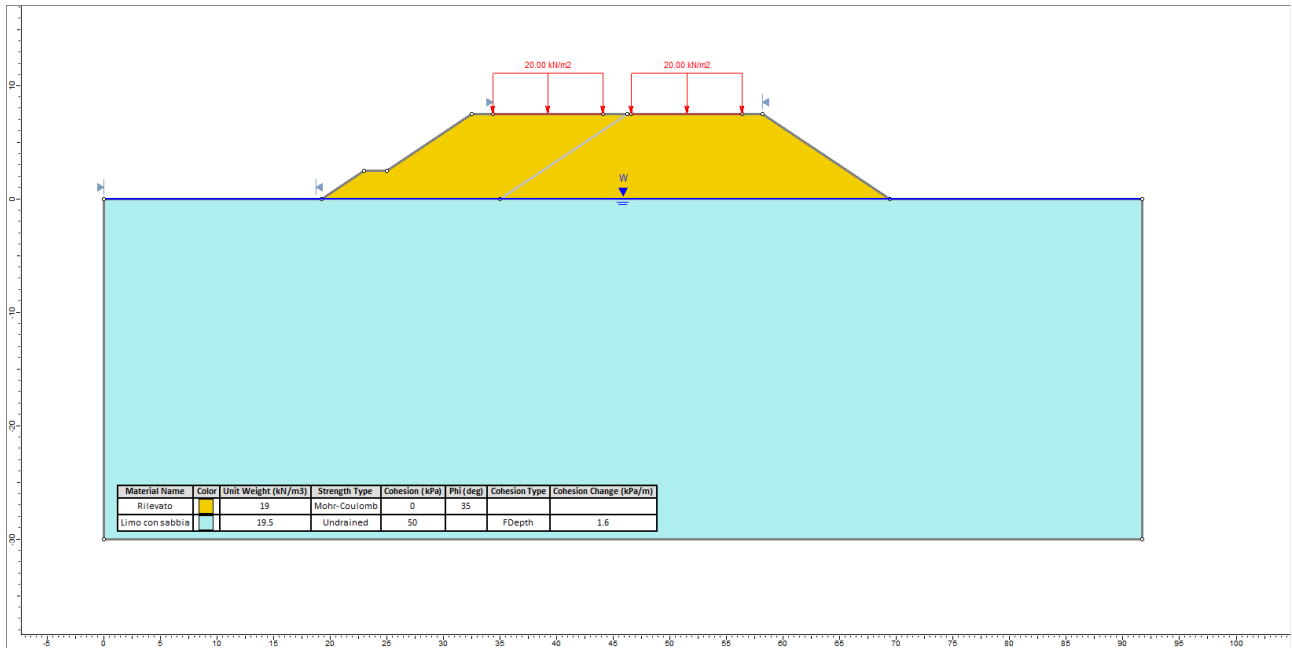


Figura 14-32 Modello di calcolo Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m

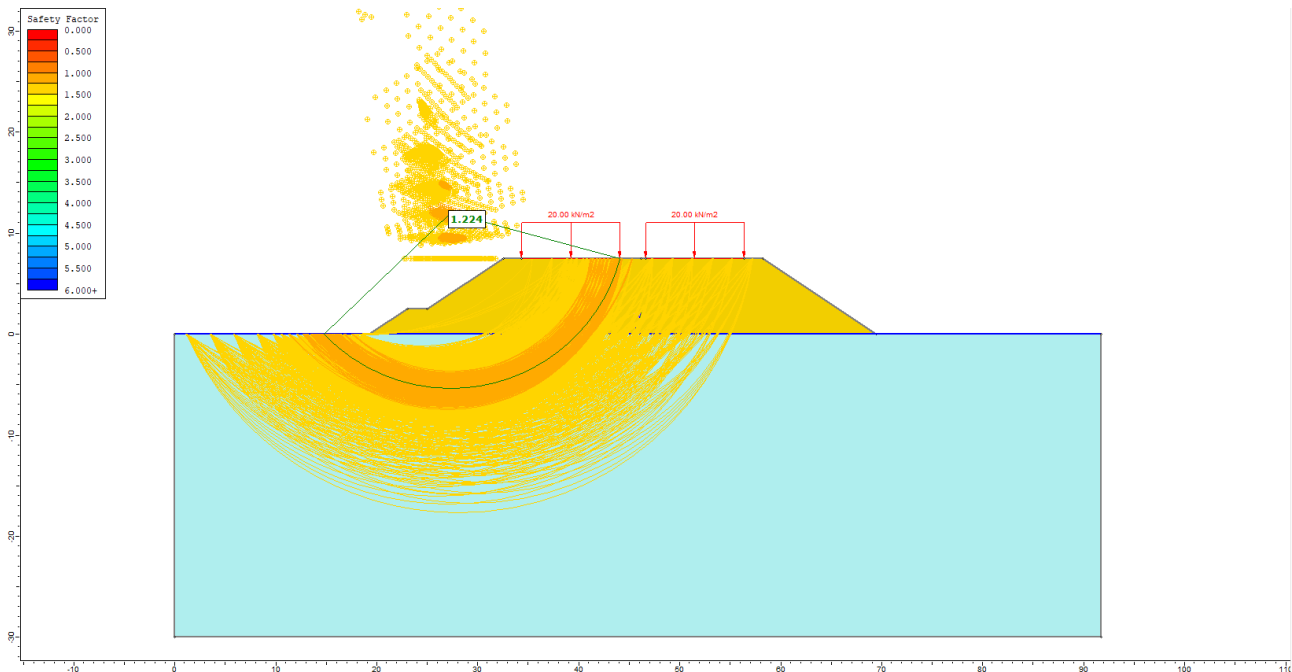


Figura 14-33 Analisi SLU Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m ODF=1.224

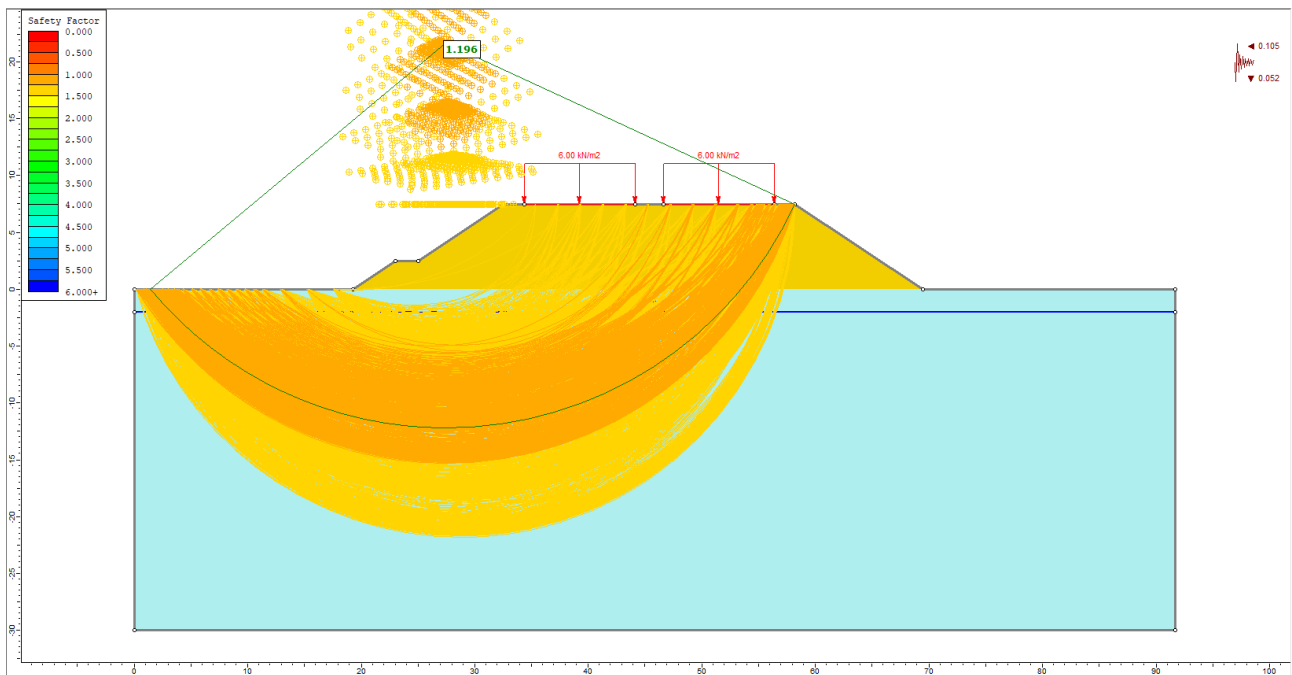


Figura 14-34 Analisi SLV ($k_v > 0$) Sezione Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m ODF=1.196

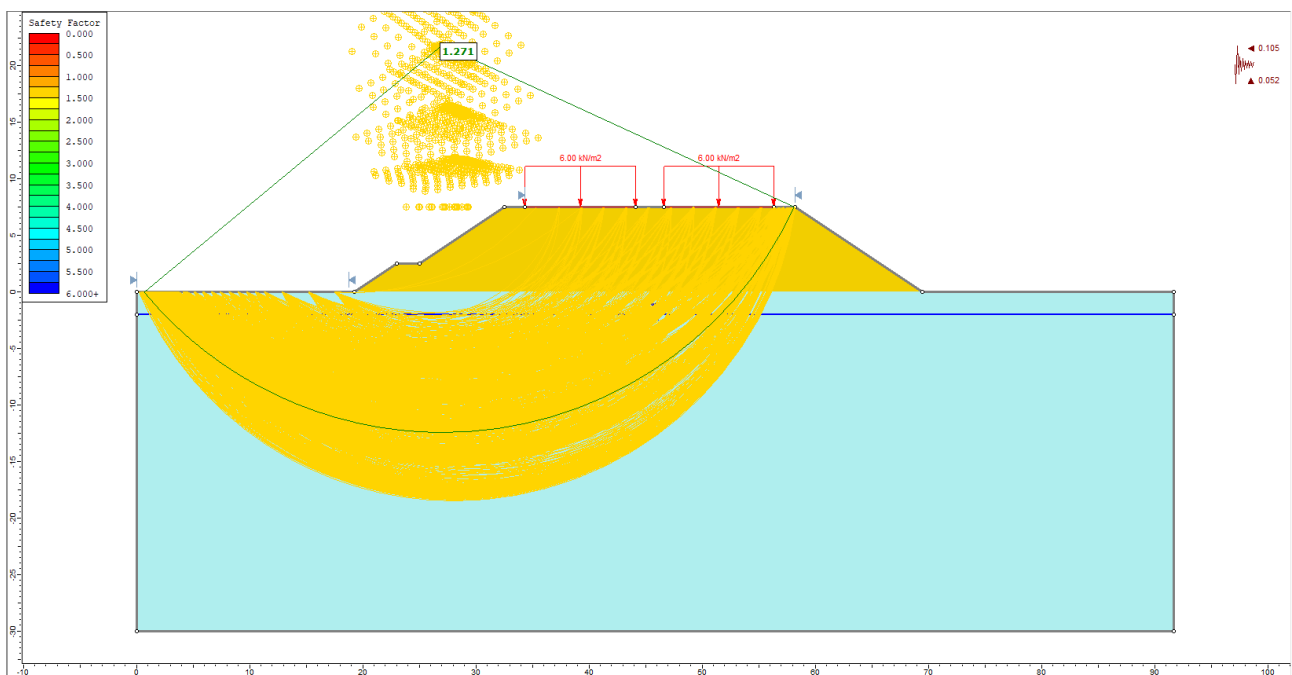


Figura 14-35 Analisi SLV ($k_v < 0$) Tipo B in allargamento rilevato H = 7.5 m ODF=1.271

14.2.7.1.3. Sezione Tipo C in rilevato H = 8.5 m– collegamento E 78 / Arezzo Battifolle

Nelle seguenti figure si riportano lo schema del modello di calcolo e le verifiche in condizioni statiche e dinamiche; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-8, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-10;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 2.5 m dal p.c. nelle verifiche statiche (Falda di progetto) e 10.0 m in quelle sismiche (Falda di esercizio);
- le analisi sono state condotte in condizioni non drenate;
- è stato considerato un sovraccarico stradale variabile pari a 20 kPa in condizioni statiche e pari a 6 kPa in condizioni dinamiche.

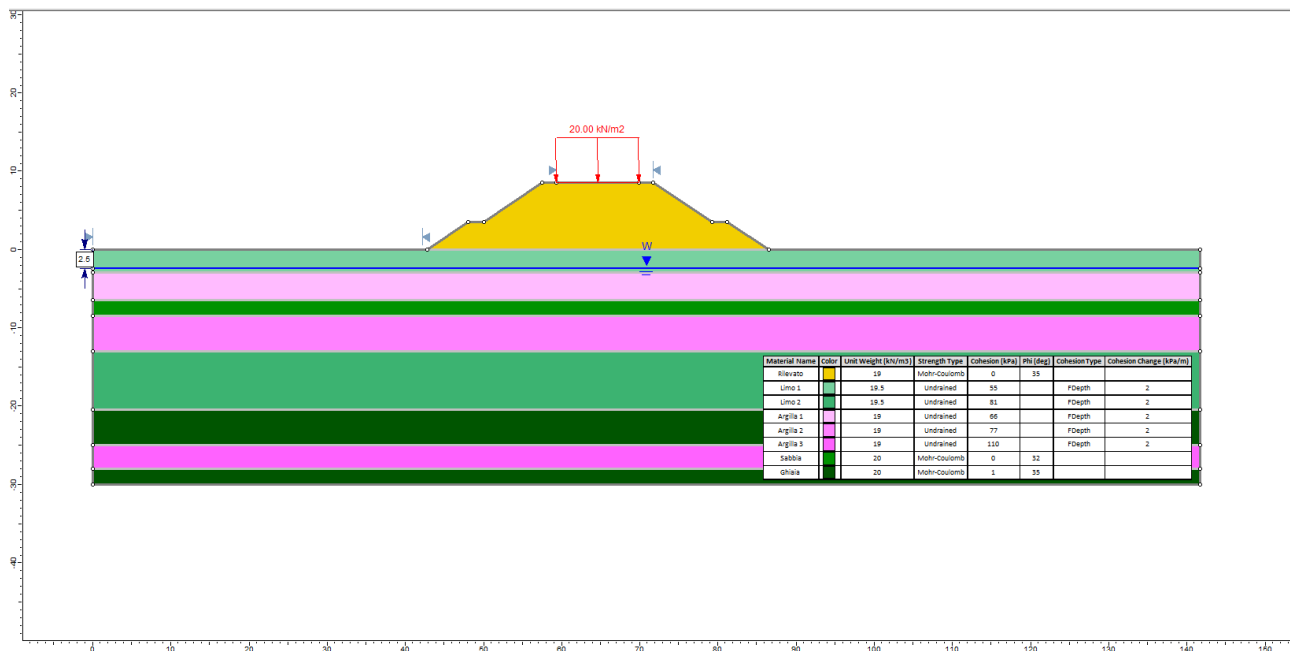


Figura 14-36 Modello di calcolo Sezione Tipo C in rilevato H = 8.5 m

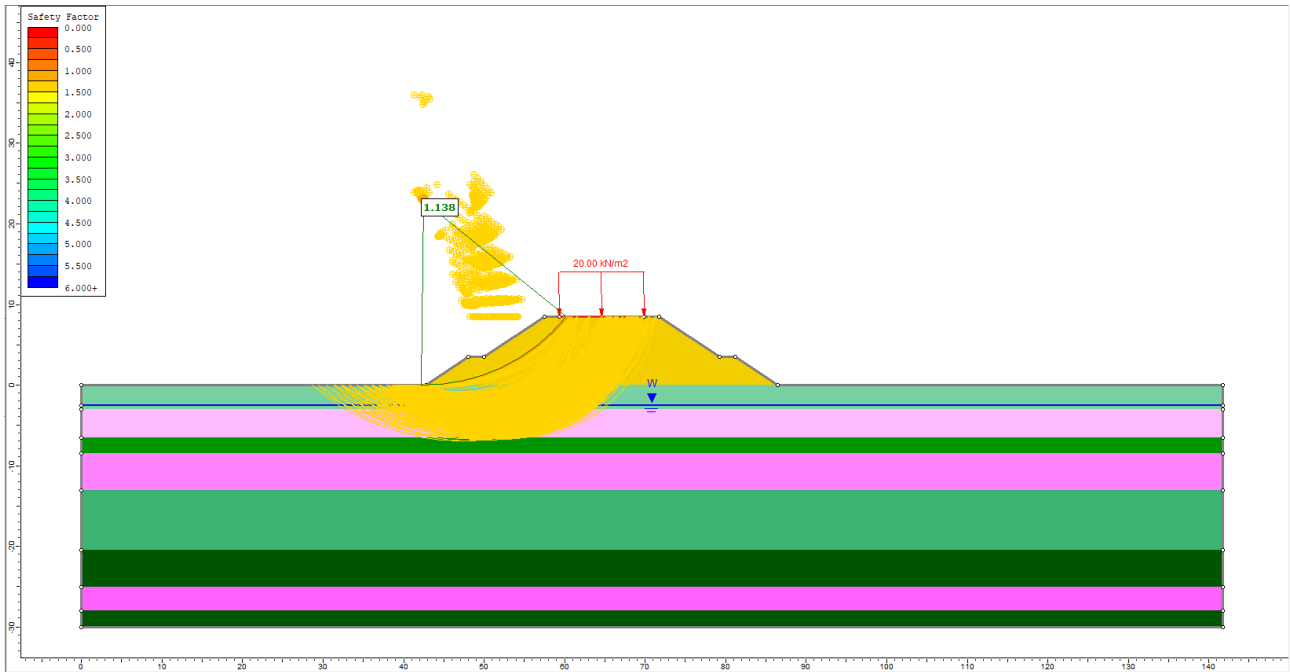


Figura 14-37 Analisi SLU Sezione Tipo C in rilevato H = 8.5 m ODF=1.138

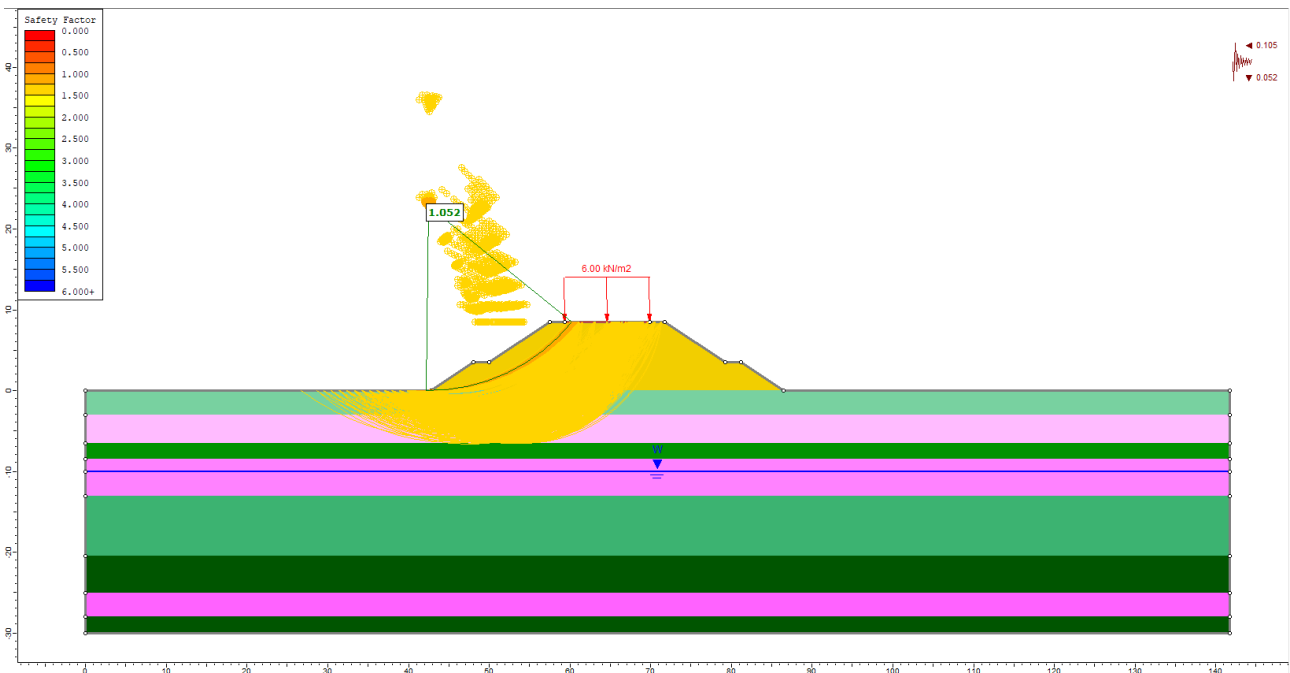


Figura 14-38 Analisi SLV ($k_v > 0$) Sezione C in rilevato H = 8.5 m ODF=1.052

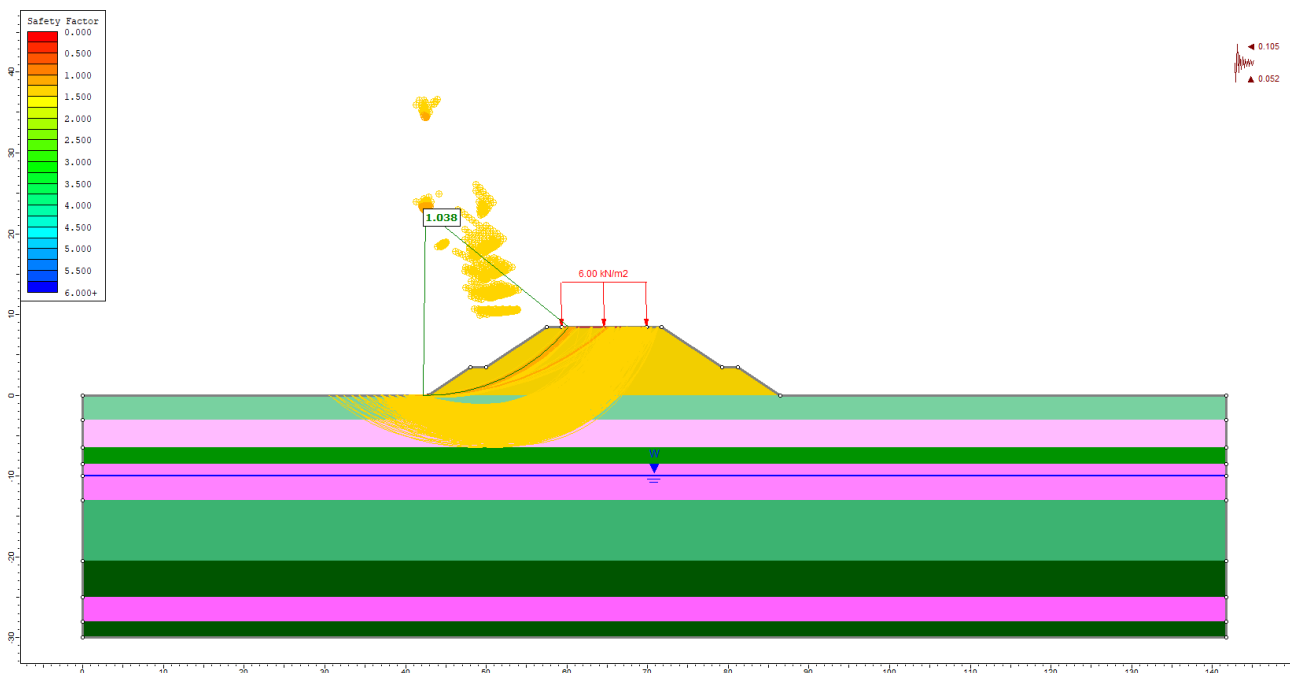


Figura 14-39 Analisi SLV ($k_v < 0$) Tipo C in rilevato H = 8.5 m ODF=1.038

14.2.7.1.4. Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m collegamento E 78 / Arezzo Battifolle

Nelle seguenti figure si riportano lo schema del modello di calcolo e le verifiche in condizioni statiche e dinamiche; si evidenziano le seguenti ipotesi:

- le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 14-8, con i parametri di compressibilità riportati in Tabella 14-10;
- la falda è stata considerata ad una profondità di 2.5 m dal p.c. nelle verifiche statiche (Falda di progetto) e 10.0 m in quelle sismiche (Falda di esercizio);
- le analisi sono state condotte in condizioni non drenate;
- è stato considerato un sovraccarico stradale variabile pari a 20 kPa in condizioni statiche e pari a 6 kPa in condizioni dinamiche.

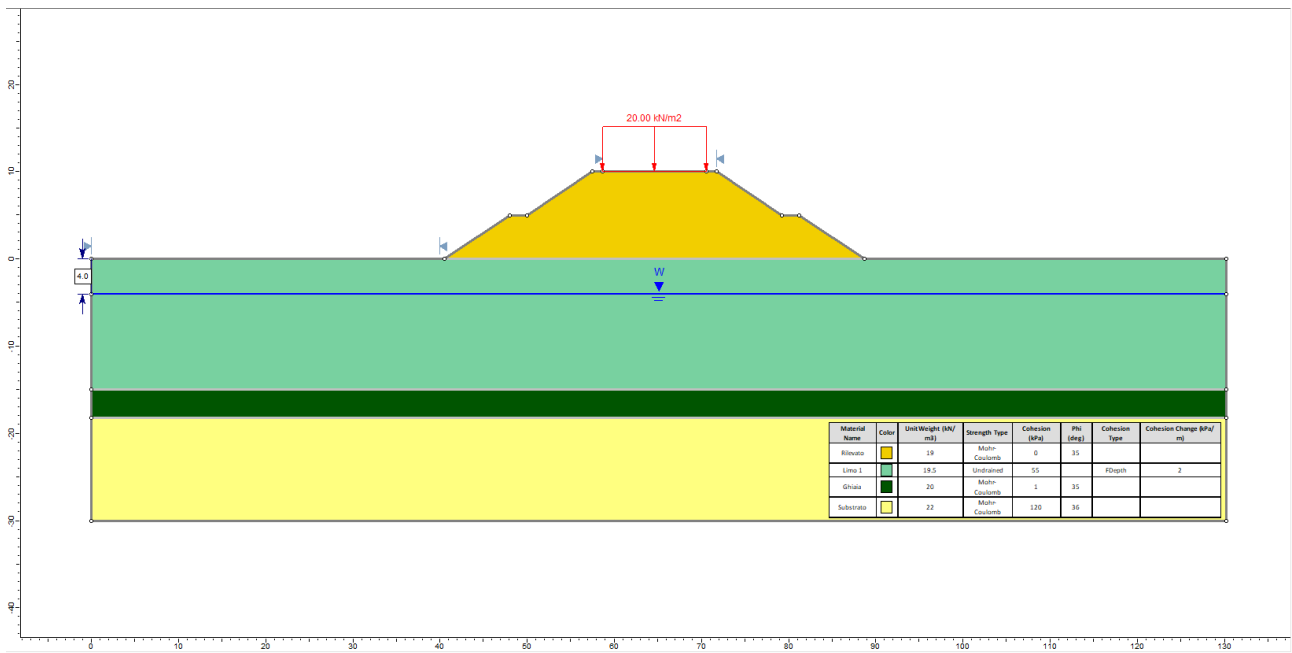


Figura 14-40 Modello di calcolo Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m

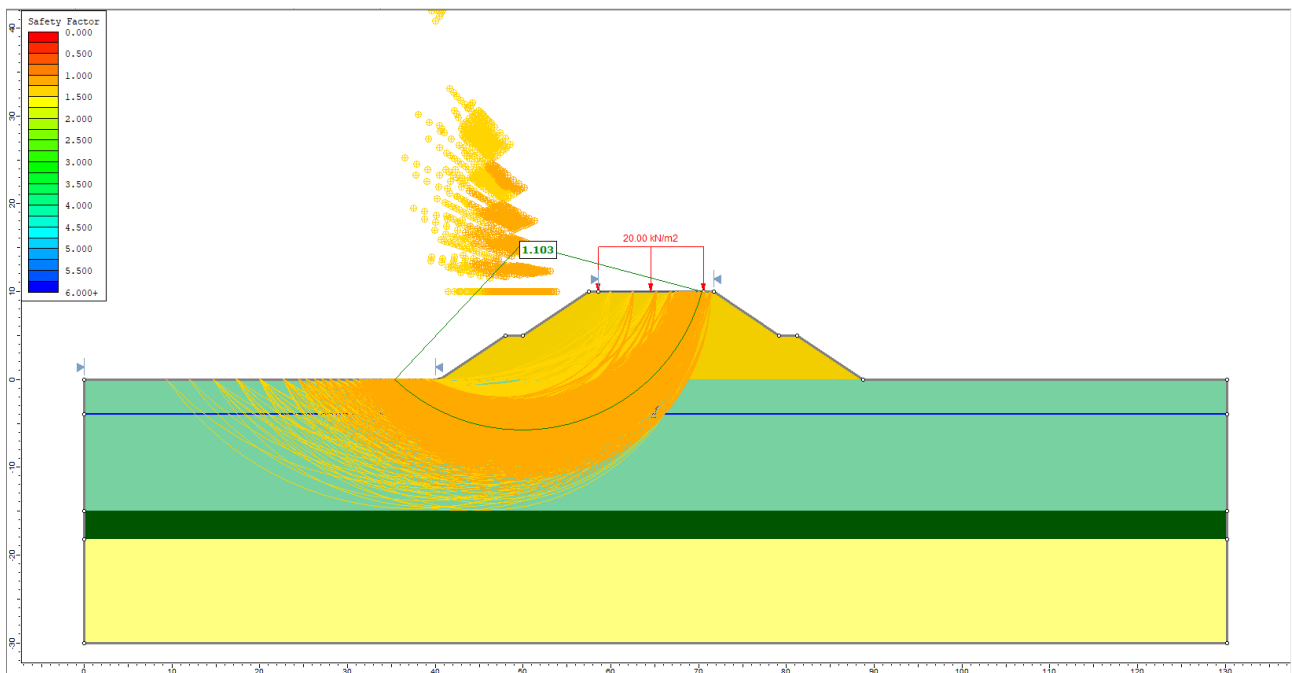


Figura 14-41 Analisi SLU Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m ODF=1.103

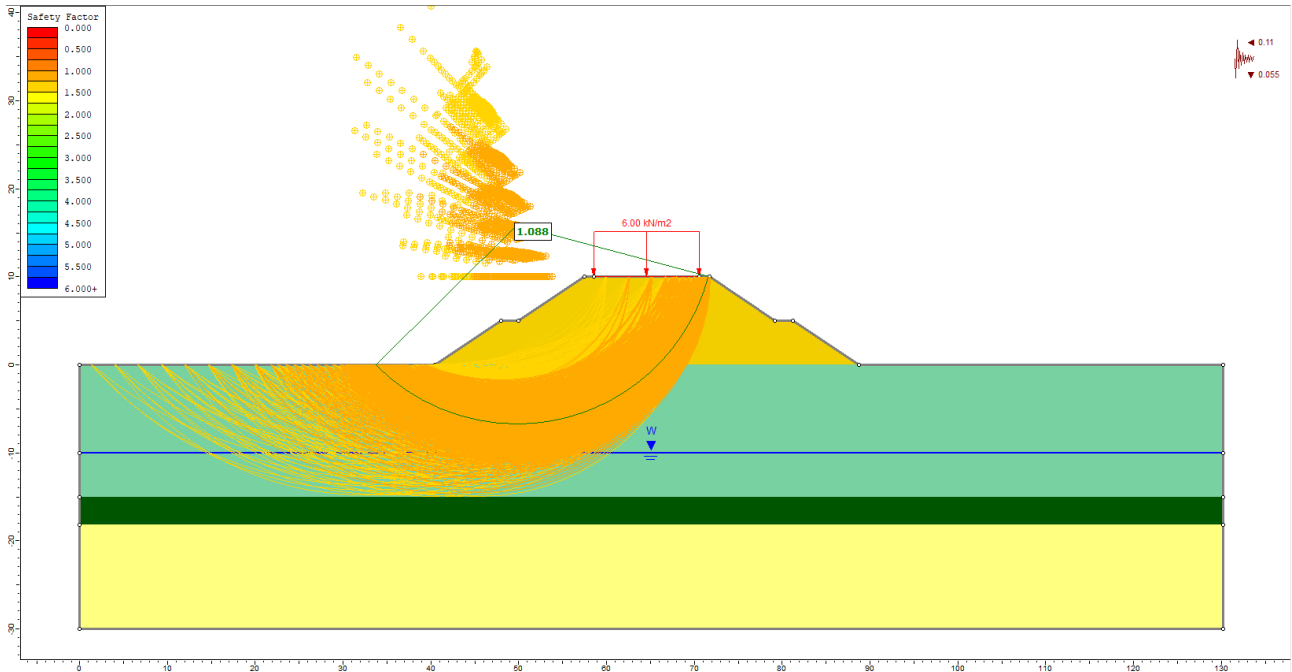


Figura 14-42 Analisi SLV ($k_v > 0$) Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m ODF=1.088

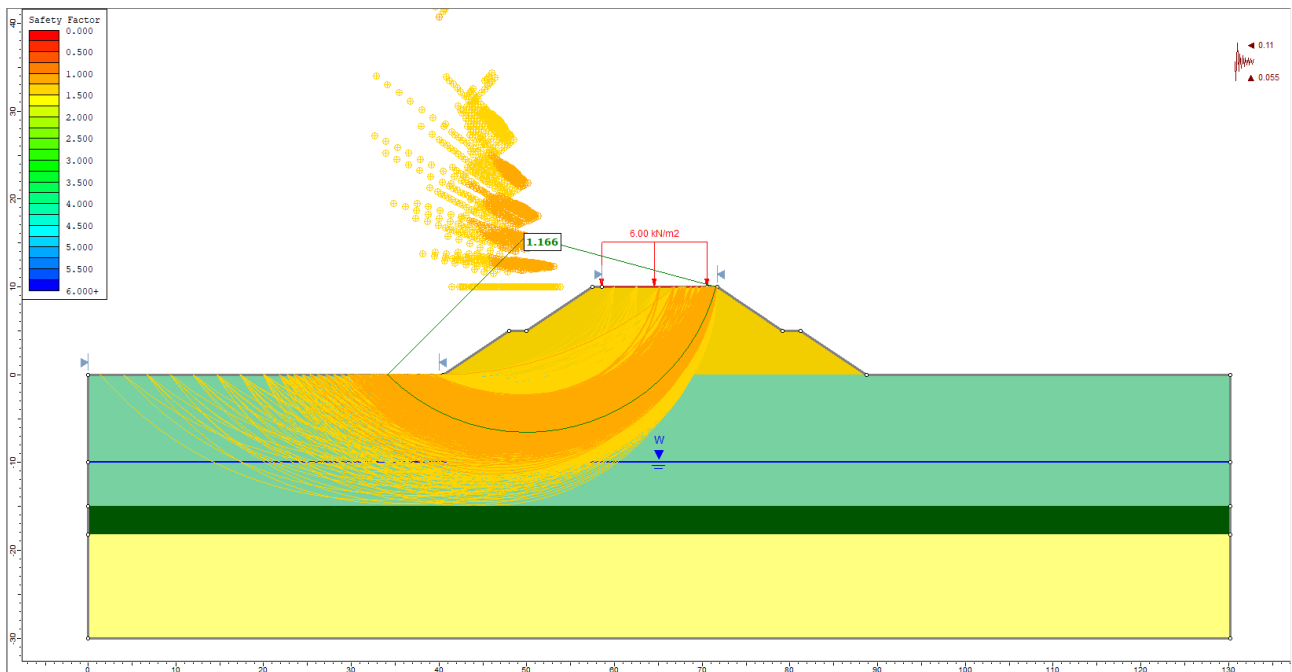


Figura 14-43 Analisi SLV ($k_v < 0$) Sezione Tipo D in rilevato H = 10.0 m ODF=1.166

Nella tabella seguente sono riassunti i coefficienti per le diverse analisi di stabilità eseguite:

ODF	Sezione A H = 7.0 m	Sezione B H = 7.5 m	Sezione C H = 8.5 m	Sezione D H = 10.0 m
SLU	1.283	1.224	1.138	1.103
SLV ($k_v > 0$)	1.510	1.196	1.052	1.088
SLV ($k_v < 0$)	1.603	1.271	1.038	1.166

Tabella 14-15 Risultati verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

14.3. SCAVI PROVVISORIALI

14.3.1. SCAVI PROVVISORIALI

Per gli scavi provvisoriali profondi meno di 5m con terreni coesivi la pendenza degli scavi può essere tenuta pari a 1:1 (45°), con terreni incoerenti invece pari a 2:3 (34°).

Nel caso di scavi profondi più di 5m, la massima pendenza consentita è di 2:3 (34°) con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2.0m ogni 5m di altezza di scavo.

14.4. OPERE D'ARTE MAGGIORI

Tutte le opere d'arte maggiori, Ponte nella ZI "San Zeno", Viadotto sul Canale Maestro della Chiana, Viadotto San Giuliano e i tre cavalcavia alle pk 2+205, 4+441 e 4+732, sono previste su fondazioni di tipo profondo (pali trivellati a grande diametro).

Le verifiche geotecniche delle singole opere sono riportate nelle rispettive relazioni di calcolo alle quali si rimanda.

14.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DELLE FRANE

In base ai rilievi geologici condotti, come evidenziato nelle sezioni geotecniche GEOT3 (in corrispondenza della pk 2+500 circa dell'Asse principale) e GEOT4 (in corrispondenza della pk 2+925 circa dell'Asse principale) sono presenti dei depositi superficiali di antiche frane stabilizzate che non presentano segni di attività. La viabilità principale non interferisce con tali depositi, interessati solo da alcune opere minori di viabilità secondaria. Il progetto prevede per tale viabilità secondaria interventi a raso o su rilevati di modesta altezza. In assenza di ulteriori dati a conferma della stabilità di tali aree sono previsti interventi di consolidamento con berlinesi di micropali atte ad incrementare il grado di stabilità in corrispondenza della nuova viabilità.

15. ALLEGATI

15.1. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Strada collegamento SR73 - Raccordo A1, Arezzo-Battifolle

Sondaggio	Anno	Campioni	Profondità campioni		Unità	Contenuto di acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume dei grani	Peso di volume secco	Peso di volume immerso	Peso di volume saturo	Indice dei vuoti	Porosità	Grado di saturazione	Limiti di Atterberg					Granulometria				Taglio diretto		TX-CD		ELL	Prova edometrica																
			Z _{in}	Z _{fin}											W _n	γ _n	γ _s	γ _d	γ'	γ _{sat}	e	n	Sr	W _L	W _P	W _R	IP		I _c	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c'	φ'	c _u	e ₀	C _r	C _C	M	OCR	c _v	K _{ED}
			(m)	(m)											(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(MPa)	(-)	(cm ² /s)	(m/s)
S2-06	2006	Sh1	11.20	11.80	U.G. - L(FL)	26.2	19.90												64	36	34	23			120	0.713	0.027	0.163	7	1	6.52E-04														
S2-06	2006	Sh2	15.30	16.00	U.G. - L(FL)	24.5	20.20		16.20						40	24	17	16	0.94			71.9	28	7	28	60	21		0.665	0.047	0.130	7	1	1.72E-03											
S3-06	2006	Sh1	3.00	3.60	U.G. - L(FL)	24.6	20.00		16.00											68.7	31	36	21	40	20	158	0.690	0.017	0.173	8	5	4.21E-04													
S3-06	2006	Sh2	12.40	13.00	U.G. - L(FL)	18.5	21.00		17.00										5.4	81.1	14	22	30	46	24																				
S3-06	2006	Sh3	15.40	16.00	U.G. - L(FL)	23.9	20.30		16.40						31	23	17	8	0.88			73.5	27	12	25			0.690	0.056	0.153	7	0	1.28E-03												
S6-06	2006	C2	13.00	13.40	U.G. - L(FL)														31.3	59.1	10																								
S7-06	2006	C2	14.60	15.00	U.G. - L(FL)														13.9	20	45.8	20																							
S7-06	2006	Sh1	3.00	3.60	U.G. - L(FL)	17.3	21.10		18.00											38.5	38.6	23	19	24	28	22		0.504	0.013	0.156	5	2	5.13E-04												
S7-06	2006	Sh2	10.00	10.60	U.G. - L(FL)	24.7	20.20		16.20						52	18	17	34	0.78			64.3	36	31	22	10	27	220	0.666	0.007	0.149	6	2	9.48E-04											

Laboratorio rocce, geomeccanica

SONDAGGIO	Anno	CAMPIONI	Profondità campioni		Unità	TX-CU		γ_s	γ_d	Determinazione onde S e P		Compressione uniaxiale		PLT
			z_{in}	z_{fin}		c' (TX-CU)	ϕ' (TX-CU)			V_p media	V_s media	n	σ_c	
			(m)	(m)		(kPa)	(°)			(m/s)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	
SI-08	2008	CI1	2.40	2.65	U.G. - AC				26	1941	750	0.23	39.4	29.2
SI-08	2008	CI2	7.65	8.00	U.G. - AC			27	27					29.8
SI-08	2008	CI3	12.75	13.00	U.G. - AC				26					28.7
SK-08	2008	CI1	7.65	8.00	U.G. - AC	15	82		26	3981	1648	0.32	4.2	17.4
SK-08	2008	CI2	13.00	13.35	U.G. - AC	21	87	26	26			0.34	4.1	14.6
SD-08	2008	CI1	10.80	11.00	U.G. - AC				26	2513	1274	0.21	23.3	26.6
SD-08	2008	CI2	18.50	18.75	U.G. - AC	35	87							32.1
SD-08	2008	CI3	21.50	21.80	U.G. - AC				26	2945	1039	0.36	35.6	40.1