

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

INTERVENTI VERSANTE

Relazione geotecnica analisi stabilità

SCALA:

-

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

I F 1 W 0 0 D 0 9 G E G B 0 0 0 0 0 0 2 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F.Bianchi	Luglio 2018	M.E.D'Effremo	Luglio 2018	D.Aprea	Luglio 2018	A. Vittozzi Dicembre 2018
B	EMISSIONE ESECUTIVA	F.Bianchi	Dicembre 2018	M.E.D'Effremo	Dicembre 2018	D.Aprea	Dicembre 2018	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dot. Ing. Sergio Vittozzi Ufficio degli Impianti della provincia di Roma n° 43278

File: IF1W00D09GEGB0000002B.doc

n. Elab.: 387

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1.1	<i>Geologia</i>	6
2.1.2	<i>Geotecnica</i>	6
2.1.3	<i>Interventi e monitoraggio</i>	7
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	8
3.1	INDAGINI IN SITO.....	8
3.2	PROVE DI LABORATORIO	9
4.	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA DELL'AREA	12
4.1	FALDA.....	12
5.	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.....	13
5.1	VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO V_s	13
5.1.1	<i>Velocità delle onde di taglio da SPT</i>	13
5.1.2	<i>Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche</i>	13
5.2	MODULI A PICCOLE DEFORMAZIONI G_0 E E_0	14
5.2.1	<i>G_0 e E_0 da V_s</i>	14
5.2.2	<i>G_0 e E_0 da modulo pressiometrico</i>	14
5.3	MODULI DI DEFORMABILITÀ OPERATIVI.....	15
5.3.1	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo</i>	15
5.3.2	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da SPT</i>	17
5.3.3	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da laboratorio</i>	17
5.4	TERRENI COESIVI	17
5.4.1	<i>Coesione non drenata c_u</i>	18

5.4.2	Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e ϕ').....	18
5.4.3	Rapporto di sovraconsolidazione OCR.....	19
5.4.4	Modulo non drenato E_u	20
5.4.5	Prove edometriche.....	20
5.4.6	Coefficiente di consolidazione primaria verticale c_v	23
5.4.7	Coefficiente di consolidazione secondaria c_a	23
5.4.8	Coefficiente di permeabilità da prove edometriche.....	24
5.4.9	Rigonfiamento	24
6.	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE.....	28
6.1	CRITERI ADOTTATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA.....	29
6.2	AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO CONTINUO EQUIVALENTE	31
6.2.1	Criterio di determinazione del GSI	33
6.2.2	Criterio di determinazione della resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}).....	34
6.2.3	Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta.....	35
6.2.4	Criterio di determinazione del modulo di deformazione della roccia intatta (E_i).....	36
6.2.5	Parametri di resistenza al taglio equivalenti secondo il criterio di Mohor-Coulomb.....	36
6.3	FORMAZIONI STRUTTURALMENTE COMPLESSE.....	38
6.3.1	L'indice GSI nelle formazioni strutturalmente complesse.....	44
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE	46
7.1	TERRENI.....	47
7.2	ROCCE	48
7.2.1	Formazione FAE, classificazione di Hoek-Brown.....	49
8.	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA.....	50
9.	INTERPRETAZIONE DEI DATI INCLINOMETRICI	51
10.	PROBLEMATICHE DI DISSESTO E STABILITA' DEI VERSANTI	57
10.1	PROBLEMATICHE DI DISSESTO PRESENTI NELL'AREA	57

Relazione geotecnica analisi stabilità

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 09	GE	GB0000 002	B	4 di 88

10.2	BACK ANALYSIS SUI FENOMENI DI INSTABILITÀ DEL CIGLIO STRADALE DELLA SS90.....	57
10.3	STABILITÀ GENERALE DEI VERSANTI.....	59
11.	INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO.....	61
11.1	COLTRE.....	61
11.1.1	<i>Interpretazione delle prove edometriche.....</i>	<i>61</i>
11.1.2	<i>Grafici delle prove in sito.....</i>	<i>63</i>
11.1.3	<i>Grafici delle prove in laboratorio.....</i>	<i>71</i>
11.2	UNITÀ FAE.....	83
11.2.1	<i>Grafici delle prove in sito.....</i>	<i>83</i>
11.2.2	<i>Grafici delle prove in laboratorio.....</i>	<i>84</i>

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 Documentazione di riferimento

2.1.1 Geologia

- Ref. 1 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 001 - “Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica”
- Ref. 2 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 001 - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.1/4”
- Ref. 3 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 002 - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.2/4”
- Ref. 4 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 003 - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.3/4”
- Ref. 5 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 004 - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.4/4”
- Ref. 6 IF1W 00 D 69 FZ GE 0001 002 - “Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 1”
- Ref. 7 IF1W 00 D 69 FZ GE 0001 003 - “Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 2”
- Ref. 8 IF1W 00 D 69 FZ GE 0001 004 - “Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 3”
- Ref. 9 IF1W 00 D 69 WZ GE 000 1 001 - “Sezioni geologiche trasversali A-A e B-B (area frane lungo la SS90)”
- Ref. 10 IF1W 00 D 69 WZ GE 000 1 002 - “Sezioni geologiche trasversali C-C e D-D (area frane lungo la SS90)”

2.1.2 Geotecnica

- Ref. 11 IF1W 00 D 09 GE OC 0000 002 - “Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto raccordo provvisorio alla pk 41+100”
- Ref. 12 IF1W 00 D 09 GE OC 0000 004 - “Relazione Geotecnica viabilità interferita alla pk 41+100”
- Ref. 13 IF1W 00 D 09 GE OC 0000 006 - “Relazione Sismica tratta allo scoperto raccordo provvisorio alla pk 41+100”
- Ref. 14 IF1W 00 D 09 GE OC 0000 008 - “Relazione Sismica viabilità interferita alla pk 41+100”
- Ref. 15 IF1V 02 D09 GE OC 0000 001 - “Relazione Geotecnica Generale tratte allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450”
- Ref. 16 IF1V 02 D09 GE OC 0000 005 - “Relazione Sismica tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450”

Ref. 17 IF1W 00 D 09 F6 OC 0000 003 - “Profilo Geotecnico tratta allo scoperto - raccordo provvisorio alla pk 41+100”

Ref. 18 IF1W 00 D 09 F6 OC 0000 006 - “Profilo Geotecnico viabilità interferita alla pk 41+100”

Ref. 19 IF1V 02 D 09 F6 OC 0000 001 - “Profilo Geotecnico tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450”

2.1.3 Interventi e monitoraggio

Ref. 20 IF1W 00 D 09 P7 GB 0000 001 - “Planimetria monitoraggio”

Ref. 21 IF1W 00 D 09 P7 GB 0000 002 - “Planimetria di progetto - interventi sul versante”

Ref. 22 IF2W 00 D 09 W8 GB 0000 001 - “Sezioni - interventi sul versante”

Ref. 23 IF2W 00 D 09 WB GB 0000 002 - “Sezioni tipo e particolari costruttivi - interventi sul versante”

Ref. 24 IF1W 00 D 09 P7 GB 0001 001 - “Bonifica Ordigni Bellici - BOE”

Ref. 25 IF1W 00 D 09 GE GB 0000 001 - “Relazione descrittiva dello stato di fatto e degli interventi sul versante”

Ref. 26 IF1W 00 D 09 RO GB 0000 001 - “Relazione piano di monitoraggio”

2.2 Normativa e Standard di riferimento

Ref. 27 Decreto Ministeriale del 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (GU n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8)

Ref. 28 Decreto Ministeriale del 14/01/2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.

Ref. 29 Circolare 01/02/2009, n.617 – Istruzione per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.

Ref. 30 DM 06/05/2008 – “Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Ref. 31 RFI DTC SI MA IFS 001 A – “Manuale di progettazione delle opere civili”

Ref. 32 RFI DTC SI SP IFS 001 A – “Capitolato generale tecnico d’appalto delle opere civili”

Ref. 33 UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Ref. 34 UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili (vedasi Ref. 17, Ref. 18, Ref. 19, Ref. 22) sono stati elaborati sulla base dei risultati delle seguenti campagne di indagini:

- campagna Italferr 2017;
- campagna Italferr 2018.

Per la caratterizzazione geotecnica della tratta in esame sono state analizzate le prove di pertinenza territoriale elencate nelle tabelle seguenti e consistenti in sondaggi, stendimenti sismici e prove di laboratorio. Nell'elencazione delle indagini si sono considerate solo quelle ubicate lungo i versanti, mentre per quelle più a valle dove sono presenti depositi prevalentemente alluvionali si rimanda ai documenti Ref. 11, Ref. 12, Ref. 15.

3.1 Indagini in sito

Nelle differenti campagne indagini sono state eseguite prove in sito consistenti in:

- Sondaggi con:
 - rilievo della stratigrafia,
 - esecuzione di misure di consistenza speditiva mediante pocket penetrometer,
 - esecuzione di prove in foro di tipo SPT, Pressiometriche, Lefranc e Lugeon,
 - prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati,
 - rilievo del livello di falda;
- Prove geofisiche del tipo:
 - prove Multi-channel analysis of surface waves (Masw),
 - prove sismiche in foro di tipo down-hole,
 - profili sismici a rifrazione in onde P ed S;

Tab. 1: Elenco sondaggi di pertinenza della tratta.

ID	Campagna	Coordinate Gauss-Boaga		Quota	Prof.	Strumentazione			Prove in foro				MASW
		Est	Nord	m sim	m	Piez Cas.	Piez TA	Incl.	SPT [n]	Permeabilità [prof.m]	Pressiometro / Dilatometriche e [prof.m]	Down-hole	
BO-PD-S23	2018	2.543.677,0	4.565.884,4	361,9	50			X	5	Lef. (5.0-6.0) Lef. (17.5-18.5)	DRT (3.5-4.5)		
BO-PD-S24	2018	2.543.614,8	4.565.808,3	357,7	50				6	Lef. (5.0-6.0) Lef. (17.0-18.0)	DRT (6.5-7.5)	X	
BO-PD-S25	2018	2542915,2	4565735,6	385,3	50			X	6	Lef. (6.0-7.0) Lef. (19.0-20.0)			
BO-PD-S26	2018	2542702,8	4565782,7	402,18	30			X	4	Lugeon (14.0-17.0)	DRT (20.0-20.5)		
IF16R25	2018			40				X	10	Lef. (4.5-5.5) Lef. (18.0-20.0)			

Tab. 2: Prove geofisiche di pertinenza della tratta.

ID	Campagna	Tipologia di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Lunghezza [m]
			Est	Nord	
BO-PD-S23	2018	Masw	2.543.677,0	4.565.884,4	-
BO-PD-S24	2018	Down-Hole	2543615	4565808	-
BO-PD-S25	2018	Masw	2.542.915,2	4.565.735,6	-

3.2 Prove di laboratorio

A integrazione delle campagne di indagini in sito sono state eseguite prove di laboratorio, consistenti in:

- Apertura e descrizione geotecnica dei campioni (dc) con prove speditive di consistenza (pocket e scissometro) e foto (ft);
- Determinazione del peso di volume naturale e secco (γ_n e γ_d);
- Determinazione del peso specifico dei grani solidi (G_s);
- Analisi granulometrica per vagliatura ($G_{r_{vag}}$) e per sedimentazione ($G_{r_{sed}}$);
- Determinazione dei Limiti di Atterberg (LL e LP);

Relazione geotecnica analisi stabilità

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 09	GE	GB0000 002	B	10 di 88

- Classifica delle Terre secondo UNI 10006 (CL);
- Prove di Compressione Edometrica (Ed);
- Prove Triassiali Non consolidate e Non Drenate (TXUU), Consolidate Non Drenate (TXCU) e Consolidate Drenate (TXCD);
- Prove di Taglio Diretto (TD);
- Prove di Resistenza a Compressione (RC) e Prove point Load (PLT);
- Prove di colonna risonante;
- Prove di rigonfiamento libero e impedito (RIG);
- Prove ultrasoniche.

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA DELL'AREA

L'area di studio ricade in una zona di versante prospiciente il tracciato ferroviario storico il località Orsara in cui sono presenti coltri eluvio colluviali e di frana di natura essenzialmente coesiva con inclusi eterometrici, trovanti e blocchi litoidi che ricoprono la formazione di substrato, costituita dai Calcari e dalle marne argillose del Faeto.

Sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Coltre: coltre eluvio-colluviale di natura essenzialmente argillosa;
- FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

Nella parte più a valle sono presenti depositi alluvionali la cui caratterizzazione è riportata in Ref. 11, Ref. 12, Ref. 15.

4.1 Falda

Nella tabella seguente sono riportate le profondità di falda da p.c. per i piezometri installati in località Orsara. La falda di progetto lungo il versante è considerata a -5.0m da piano campagna.

Tab. 4: Profondità falda da p.c. per i piezometri in località Orsara.

INDAGINI 2018			18/04/2018	16/05/2018	16/06/2018			24/07/2018	07/09/2018	26/09/2018	17/10/2018	15/11/2018					
max	min																
-7.00	-7.75	BO-PD-S9	-7.10	-7.00	-7.50			-7.70	-7.75	-7.00	-7.73	-7.10					
-2.90	-4.05	BP-PD-S12		-2.90	-3.10			-2.90	-3.90	-4.05	-4.03	-4.05					
-4.03	-4.56	BO-PD-S14	-4.20	-4.03	-4.56			-4.10	-4.15	-4.20	-4.25	-4.10					
-3.87	-4.48	BO-PD-S15	-4.30	-3.87	-4.15			-4.34	-4.30	-4.20	-4.48	-4.30					

INDAGINI 2017			27/06/2017	26/07/2017	31/08/2017	27/09/2017	27/10/2017	30/11/2017	29/12/2017	31/01/2018	28/02/2018	27/04/2018	29/05/2018	25/07/2018	07/09/2018	26/09/2018	17/10/2018	15/11/2018
max	min																	
-3.03	-3.14	BO-S8	cel1		-3.03	-3.09	-3.08	-3.14	-3.10	-3.06	-3.07	-3.13	-3.12	-3.08	-3.10	-3.08	-3.15	-3.00
-2.91	-3.18		cel2		-2.91	-3.18	-3.14	-3.13	-3.05	-3.07	-3.10	-3.13	-3.10	-3.08	-3.10	-3.08	-3.15	-3.00
-2.60	-2.96	BO-S9		-2.80	-2.75	-2.84	-2.96	-2.83	-2.86	-2.88	-2.89	-2.86	-2.62	-2.60	-2.90	-2.87	-2.85	-2.92
-6.20	-6.47	BO-S10		-6.42	-6.44			-6.47	-6.26	-6.45	-6.23	-6.20	-6.26	-6.44	-6.40	-6.47	-6.50	-6.35

5. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Le unità stratigrafiche di riferimento per i terreni sono:

Coltre: coltre eluvio-colluviale.

I terreni in esame hanno caratteristiche di sovraconsolidazione e cementazione disomogenee e non è quindi possibile definirne univocamente le caratteristiche meccaniche mediante sole prove di laboratorio.

Di seguito si descrivono i criteri adottati per l'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

5.1 Velocità delle onde di taglio V_s

5.1.1 Velocità delle onde di taglio da SPT

La velocità delle onde di taglio nel terreno è stata determinata a partire dai valori di N_{spt} in funzione:

- della tipologia di terreno (argille, sabbie, ghiaie, ...);
- della profondità (z in m).

Di seguito si riportano le correlazioni da letteratura tecnica adottate.

Autore	Correlazione	applicabilità	Unità
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 62.1 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$	per terreni argillosi	ALL1_A, ASP, Coltre, Copertura, SID
Lee (1992)	$v_s = 84.5 \cdot N_{SPT}^{0.12} \cdot (z + 1)^{0.25}$	per terreni argillosi	ALL1_A, ASP, Coltre, Copertura, SID
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 67.8 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia fine) $v_s = 63.9 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia media) $v_s = 66.7 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia grossolana)	per terreni sabbiosi	ALL2_S
Seed et al. (1986)	$v_s = 85.0 \cdot N_{SPT}^{0.17} \cdot z^{0.20}$	per terreni sabbiosi	ALL2_S
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 92.3 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$	per terreni ghiaiosi	ALL3_G
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 61.6 \cdot N_{SPT}^{0.25} \cdot z^{0.22}$	per tutte le tipologie di terreno	Tutte

5.1.2 Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche

La velocità delle onde di taglio V_s è stata determinata anche con le seguenti prospezioni geofisiche:

- *Down-Hole*. La prova determina la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde SH), calcolando il tempo ad esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota dal foro).
- *MASW*. È una indagine sismica per onde superficiali che consente di ottenere la distribuzione monodimensionale della velocità di propagazione delle lungo una verticale:
- *Stendimenti sismici a rifrazione*. L'indagine sismica a rifrazione consiste nella registrazione dei tempi di arrivo delle onde create tramite opportuna energizzazione e rifratte dalle superfici di discontinuità fisica del sottosuolo. La registrazione si realizza attraverso uno stendimento di geofoni orizzontali disposti a intervalli regolari lungo il profilo da indagare.

5.2 Moduli a piccole deformazioni G_0 e E_0

5.2.1 G_0 e E_0 da V_s

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

A partire dai valori di V_s si risale ai moduli G_0 ed E_0 sfruttando le formulazioni della teoria dell'elasticità; si noti che per i valori di V_s derivanti da N_{spt} si è scelto di utilizzare la correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) valevole per tutte le tipologie di terreno:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2,$$

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \rho \cdot V_s^2,$$

assumendo:

$$\rho = \frac{\gamma}{g}, \quad \text{con: } \gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2, \quad \nu = 0.3.$$

5.2.2 G_0 e E_0 da modulo pressiometrico

In aggiunta, i valori di tali moduli possono essere stimati a partire dal modulo pressiometrico a piccole deformazioni (E_m) derivante dalle prove in foro. In particolare il modulo E_0 è direttamente correlabile al modulo pressiometrico a piccole deformazioni attraverso un coefficiente reologico α scelto secondo quanto proposto da Briaud (1992):

$$E_0 = \alpha \cdot E_m,$$

con:

$\alpha = 1.0$: terreni argillosi
 $\alpha = 0.5$: terreni sabbiosi fini
 $\alpha = 0.3$: terreni sabbiosi medi
 $\alpha = 0.25$: terreni ghiaiosi.

Il modulo di taglio G_0 a piccole deformazioni è legato al modulo E_0 dalla relazione:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{\alpha \cdot E_m}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

5.3 Moduli di deformabilità operativi

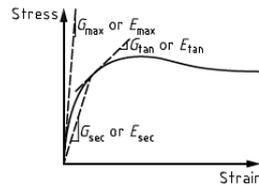
5.3.1 Moduli di deformabilità operativi definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

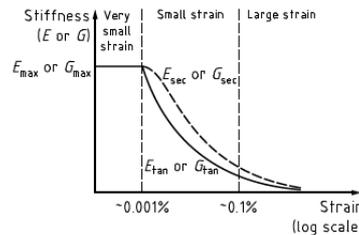
$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

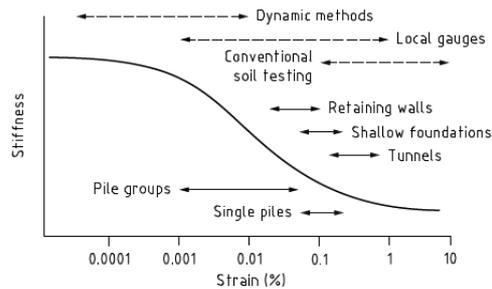
I parametri di rigidezza dipendono dal livello deformativo (deformazione assile ε o deformazione angolare γ) applicato al suolo come qualitativamente illustrato nella figura seguente.



a) Definition of tangent and secant moduli



b) Definition of very small, small and large strain stiffnesses



c) Typical strain ranges for common geotechnical constructions (solid arrows) and laboratory tests (dashed arrows)

Fig. 2: Parametri di rigidezza per il terreno in dipendenza del livello deformativo

Il modulo di compressibilità utilizzabile in calcoli geotecnici è stato quindi definito in funzione del livello deformativo cui è soggetto il terreno a seguito del fenomeno studiato e quindi del relativo fattore di sicurezza adottato. In particolare, il livello deformativo può essere legato al parametro:

$$\frac{q}{q_{ult}} = \frac{1}{FOS},$$

con:

q = tensione mobilitata,
q_{ult} = tensione ultima,
FOS = Fattore di sicurezza.

Secondo Burns & Mayne (1996) si può quindi determinare il rapporto tra il modulo operativo da utilizzare e il modulo elastico a piccole deformazioni E₀ mediante la relazione seguente:

$$\frac{E}{E_0} = 1 - \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{0.3}$$

Considerando i due casi quindi di:

- Rilevati, FOS=1.375;
- Fondazioni e Opere di Sostegno, FOS=3;

è possibile calcolare il rapporto tra i moduli come segue:

$$E_{op,1} \approx \frac{E_0}{5} \text{ per il cedimento delle opere di sostegno e per le fondazioni;}$$

$$E_{op,2} \approx \frac{E_0}{10} \text{ per il cedimento di rilevati.}$$

5.3.2 Moduli di deformabilità operativi definiti da SPT

Sulla base del numero di colpi SPT è stato stimato il modulo di compressibilità operativo con le seguenti relazioni (vedasi: *J.Bowles, Foundation Analysis and Design*):

Sabbia satura NC: $E/p_a = 2.5 (N+15)$;

Ghiaia: $E/p_a = 12 (N+6)$;

Argilla: $E/p_a = 3 (N+6)$.

5.3.3 Moduli di deformabilità operativi definiti da laboratorio

Determinate le pendenze dei rami di ricarica e carico della curva edometrica nel piano $e-\log\sigma'_v$ (vedasi il §5.4.5) si sono ricavati i moduli di deformabilità, confinato e non, corrispondenti all'indice dei vuoti iniziale e_0 e alla tensione litostatica σ'_v del campione. Tali moduli sono stati considerati come moduli operativi da prova edometrica.

5.4 Terreni coesivi

Le unità considerate a comportamento coesivo sono:

Coltre: coltre eluvio-colluviale.

5.4.1 Coesione non drenata c_u

Il valore di coesione non drenata è stato determinato prevalentemente a partire dai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate UU, prove pressiometriche e prove con pocket.

Sono stati considerati anche i valori stimati a partire dal valore di N_{spt} misurato in foro di sondaggio mediante la correlazione di Stroud (1974).

$$c_u = f_1 \cdot N_{60} \quad [\text{kPa}],$$

con $f_1 = 5$.

5.4.2 Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e φ')

In un materiale argilloso sovraconsolidato, in relazione all'entità delle deformazioni, possono distinguersi:

➤ *Parametri di resistenza di picco*

Caratterizzano il comportamento a piccole deformazioni di un materiale che non ha subito precedenti rotture; tale stato è caratterizzato dai seguenti parametri:

φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco;

c'_p = coesione drenata di picco.

➤ *Parametri di resistenza critici*

Caratterizzano la resistenza del materiale per deformazioni di poco superiori a quelle corrispondenti alla resistenza di picco. I fattori che contribuiscono al decadimento della resistenza di picco a quella critica sono identificabili nel fenomeno di dilatanza con conseguente rammollimento e nella distruzione dei legami di cementazione.

I parametri di resistenza allo stato critico coincidono con quelli relativi ad un materiale NC (normalconsolidato) nel campo delle piccole deformazioni. Risulta:

$\varphi'_c \approx \varphi'_{NC}$ angolo di resistenza al taglio critico;

$c'_c \approx c'_{NC}$ coesione drenata critica.

➤ *Parametri di resistenza residui*

Caratterizzano la resistenza a grandi deformazioni (spostamenti da 0.1 m a 1.0 m) in cui lo spostamento relativo tende a iso-orientare parallelamente ad esse le particelle argillose rendendo disponibili parametri di resistenza molto bassi.

I parametri di resistenza relativi a tale stato sono indicati nel seguente modo:

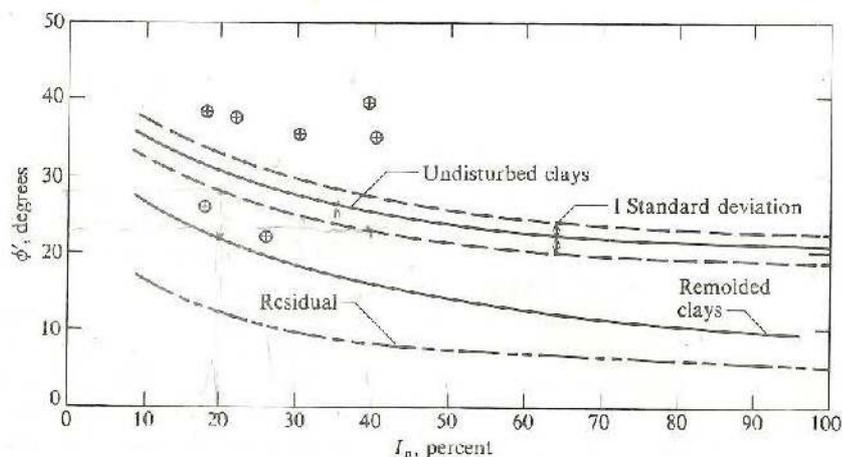
φ'_r = angolo di resistenza al taglio residuo;

c'_r = coesione drenata residua.

Il legame sforzi-deformazioni dipende dal contenuto di argilla, dalle caratteristiche fisiche e dalla storia tensionale.

Per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio sono disponibili i risultati di prove di laboratorio da cui sono stati determinati i parametri di resistenza di picco e correlazioni di letteratura tecnica.

La Fig. 3 riporta per il caso di argille normaconsolidate la correlazione di Ladd et al. fra l'angolo di resistenza al taglio e l'indice plastico in funzione del grado di rimaneggiamento. La curva corrispondente a "remolded clay" è relativa ad una argilla rimaneggiata mentre quella "residual" ad una argilla che ha subito grandi deformazioni (stato residuo).



Correlation between ϕ' and plasticity index I_p for normally consolidated (including marine) clays. Approximately 80 percent of data falls within one standard deviation. Only a few extreme scatter values are shown [Data from several sources: Ladd et al. (1977), Bjerrum and Simons (1960), Kanja and Wolle (1977), Olsen et al. (1986).]

Fig. 3: Correlazione fra angolo di resistenza al taglio e indice plastico per argille normal consolidate in funzione del grado di rimaneggiamento

5.4.3 Rapporto di sovraconsolidazione OCR

Secondo quanto riportato nelle British Standard BS 8004:2015 il rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace può essere correlato al grado di sovraconsolidazione mediante la seguente relazione:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2},$$

con: $k_1 = 0.23$, $k_2 = 0.8$.

Invertendo la correlazione sopra riportata è possibile quindi determinare il valore del rapporto di sovraconsolidazione in funzione del valore di c_u e della tensione verticale efficace come riportato sotto:

$$OCR = \left(\frac{1}{k_1} \cdot \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{k_2}}$$

5.4.4 Modulo non drenato E_u

Il valore del modulo non drenato è stato stimato a partire dal valore di c_u mediante la relazione riportata di seguito (vedasi Fig. 4):

$$E_{u,50} = k \cdot C_u$$

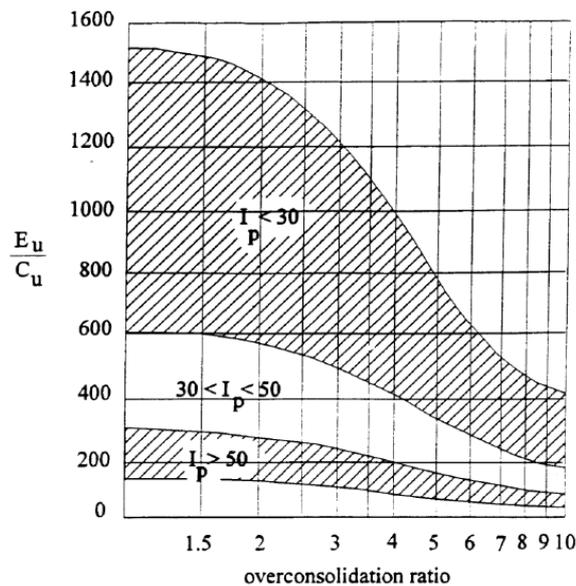


Fig. 4: Correlazione di Duncan e Buchignani (1976)

5.4.5 Prove edometriche

La prova edometrica riproduce in laboratorio le condizioni di consolidazione monodimensionale. I dati di una prova edometrica sono interpretati con riferimento alle seguenti variabili:

ε_v , σ'_{v_s} ,

oppure:

e , σ'_{v_s} ,

essendo:

ε_v = deformazione verticale = $\Delta H/H_0$ (H_0 = altezza iniziale del provino),

e = indice dei vuoti.

Facendo riferimento alle curve semilogaritmico ($e\text{-log}\sigma'_v$ oppure $\varepsilon_v\text{-log}\sigma'_v$), la compressibilità nei vari tratti della curva di compressione è individuata dai seguenti parametri:

- a) la pendenza della curva nel tratto di ricompressione è definita *rapporto di ricompressione RR* nel piano $\varepsilon_v\text{-log}\sigma'_v$:

$$RR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di ricompressione c_r* nel piano $e\text{-log}\sigma'_v$:

$$c_r = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v};$$

- b) la pendenza della curva nel ramo di compressione è analogamente definita *rapporto di compressione CR* nel piano $\varepsilon_v\text{-log}\sigma'_v$:

$$CR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di compressione c_c* nel piano $e\text{-log}\sigma'_v$:

$$c_c = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v};$$

- c) infine, la pendenza della curva nel tratto di scarico è definito *rapporto di rigonfiamento SR* nel piano $\varepsilon_v\text{-log}\sigma'_v$:

$$SR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di rigonfiamento c_s* nel piano $e\text{-log}\sigma'_v$:

$$c_s = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v}.$$

Per l'interpretazione delle prove edometriche i dati di laboratorio sono stati diagrammati nel piano $e\text{-log}\sigma'_v$ e quindi sono state determinate le pendenze medie del ramo di ricompressione e compressione assumendo la pendenza del ramo di scarico uguale a quella del ramo di ricarica. Nella figura seguente è riportata un esempio di interpretazione della prova edometrica da cui è stata determinata anche la pressione di preconsolidazione σ'_v .

Il modulo edometrico M è legato ai vari coefficienti dalla relazione:

$$\frac{1}{M} = \frac{0.435 \cdot CR}{\sigma'_v} = \frac{0.435 \cdot c_c}{(1 + e_0) \cdot \sigma'_v}$$

Si ricorda che il modulo edometrico M è legato al modulo di compressibilità non confinato dalla relazione:

$$E' = M \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)},$$

essendo: ν = coefficiente di Poisson.

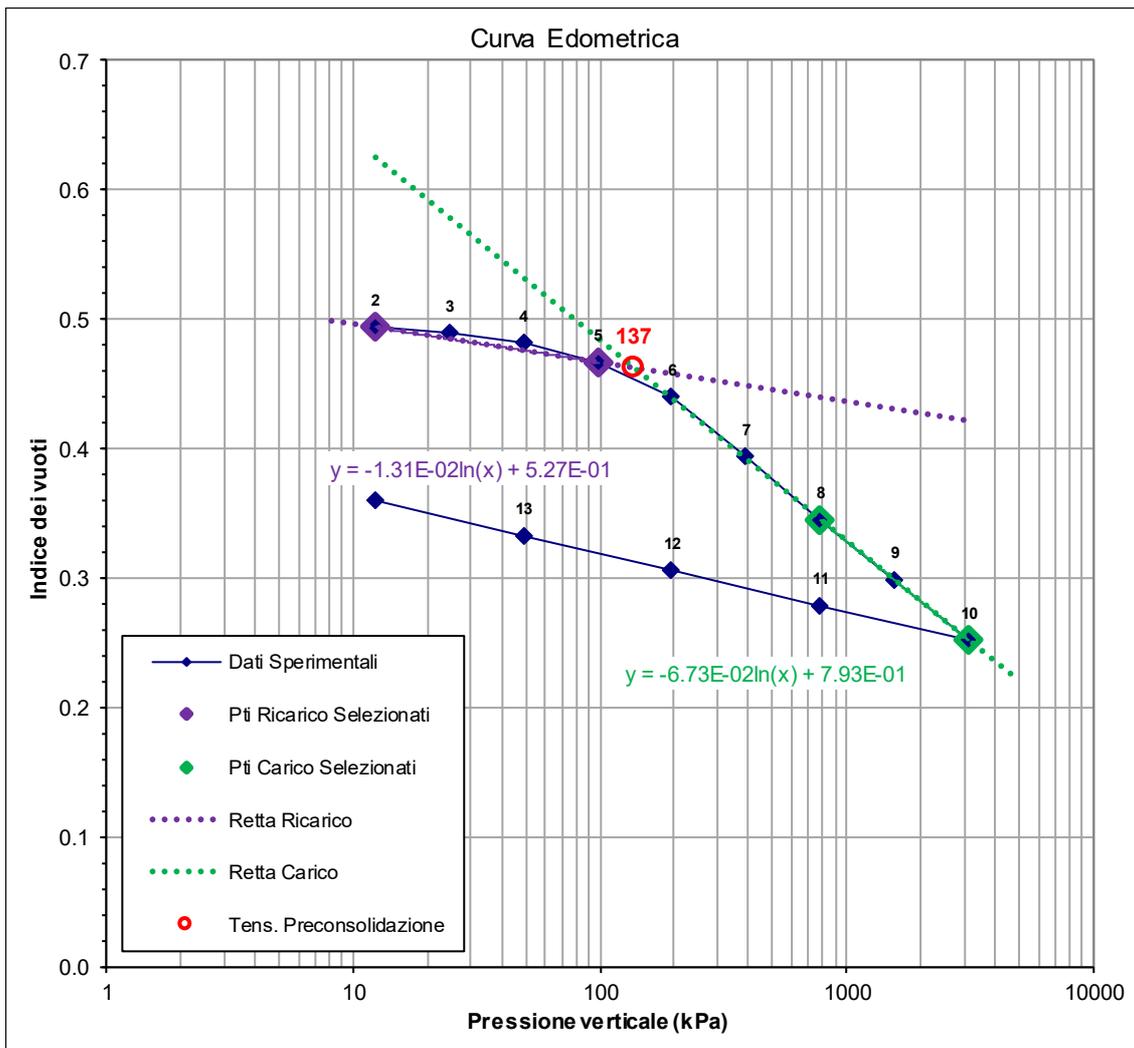


Fig. 5: Esempio di interpretazione della prova edometrica

5.4.6 Coefficiente di consolidazione primaria verticale c_v

Per il coefficiente di consolidazione verticale (c_v) sono disponibili i risultati delle prove edometriche e correlazioni da letteratura tecnica.

Le prove edometriche forniscono il coefficiente di consolidazione per vari stati tensionali. Nel piano $\log c_v - \log \sigma'_v$, i valori di c_v sono ben interpolanti da una retta la cui equazione consente di esplicitare il legame di c_v con lo stato tensionale.

Nella figura seguente è riportata la correlazione proposta dal Navfac (1982) in funzione del limite liquido; la curva presa di riferimento è quella identificata come "virgin compression".

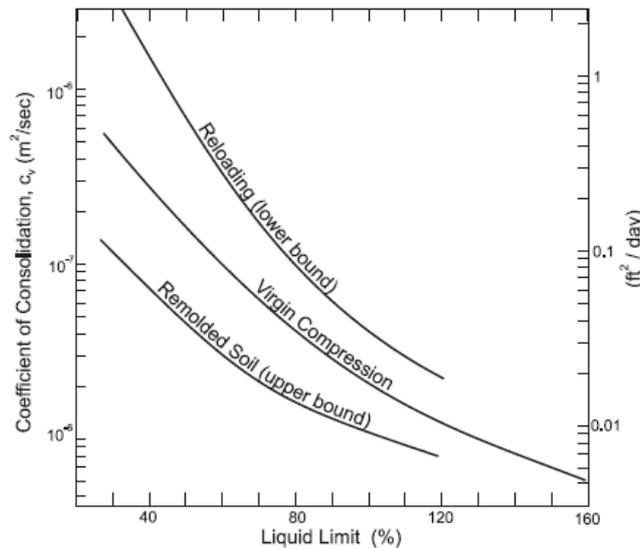


Fig. 6: Correlazione fra c_v e il limite liquido

5.4.7 Coefficiente di consolidazione secondaria c_α

Il coefficiente di consolidazione secondaria è definito come:

$$c_\alpha = - \frac{\Delta e}{\Delta \log t};$$

$$c_{\alpha\varepsilon} = - \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{c_\alpha}{(1 + e_0)}.$$

In assenza di prove di laboratorio specifiche si utilizza la correlazione riportata nella figura seguente, curva "average".

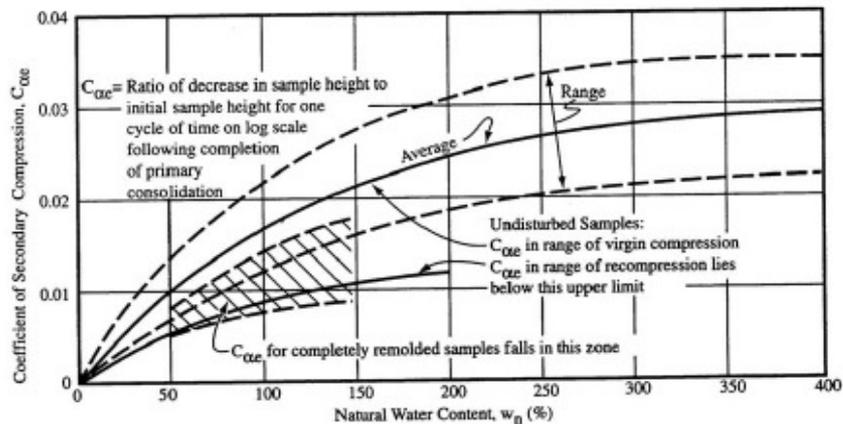


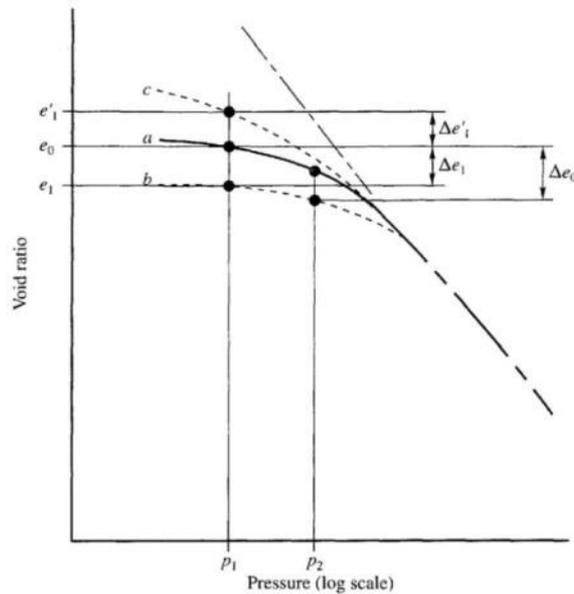
Fig. 6: Correlazione fra c_{α} e il contenuto di umidità

5.4.8 Coefficiente di permeabilità da prove edometriche

Le prove edometriche forniscono il coefficiente di permeabilità per vari stati tensionali. Nel piano $\log k - \log \sigma'_v$ i valori di permeabilità sono ben interpolanti da una retta la cui equazione consente di esplicitare il legame della permeabilità con lo stato tensionale. E' da osservare che i valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito.

5.4.9 Rigonfiamento

Con riferimento alla Fig. 7, si osserva che la curva "a" rappresenta il comportamento nel piano $e - \log(p)$ di un campione di terreno con umidità naturale in cui non è data disponibilità di acqua, mentre le curve "b" e "c" sono riferite al caso in cui viene data disponibilità di acqua per ogni carico fino a raggiungere una condizione di equilibrio. La curva "b" è interamente sotto la curva "a" ed è corrisponde ai terreni "collassabili", mentre la curva "c" ai terreni "rigonfianti".



Behavior of soil in double oedometer or paired confined compression tests (a) relation between void ratio and total pressure for sample to which no water is added, (b) relation for identical sample to which water is allowed access and which experiences collapse, (c) same as (b) for sample that exhibits swelling (after Peck et al., 1974)

Fig. 7: Comportamento nel piano e - $\log p$ dei terreni rigonfianti o collassabili

In generale nei periodi caldi il contenuto di umidità aumenta con la profondità fino a raggiungere il valore w_n alla profondità D_{us} per poi rimanere quasi costante (Fig. 8). Durante un evento piovoso il contenuto di acqua aumenta per raggiungere il massimo in superficie e decresce con la profondità fino al valore w_n alla profondità D_s . Questo significa che il terreno fino alla profondità D_s è soggetto alle variazioni climatiche di umidità che causano movimenti del suolo più elevati in superficie.

La fascia di terreno fino alla profondità D_{us} è chiamata "unstable zone" mentre D_s è "l'active zone" che può subire variazioni di umidità in relazione alle condizioni climatiche o per modifiche globali del clima (GCC= global climate change) .

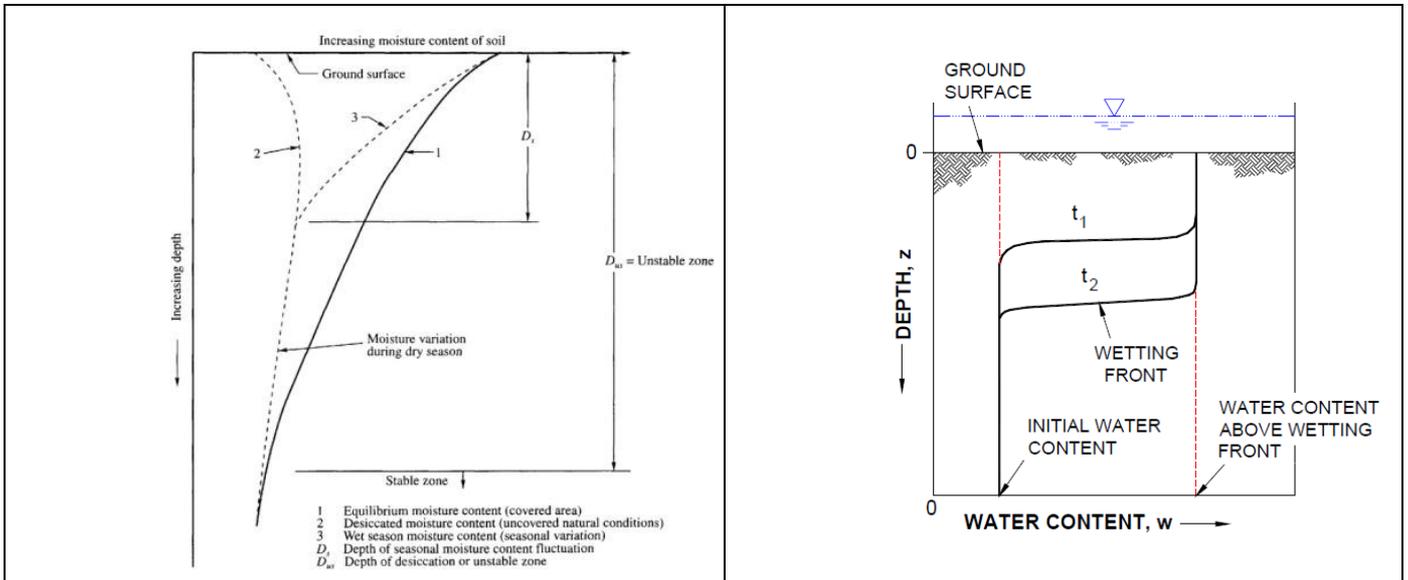


Fig. 8: Variazione del contenuto di umidità con la profondità da p.c.

Le caratteristiche di compressibilità di un terreno possono essere caratterizzate sulla base di prove di laboratorio quali: limiti, granulometria, contenuto di umidità, prove edometriche.

Nei diagrammi di Fig. 9 si classifica il potenziale di rigonfiamento in funzioni di parametri quali: limiti di Atterberg e contenuto di argilla. La Fig. 10 riporta le curve edometriche determinate secondo diverse modalità di prova: rigonfiamento libero o impedito.

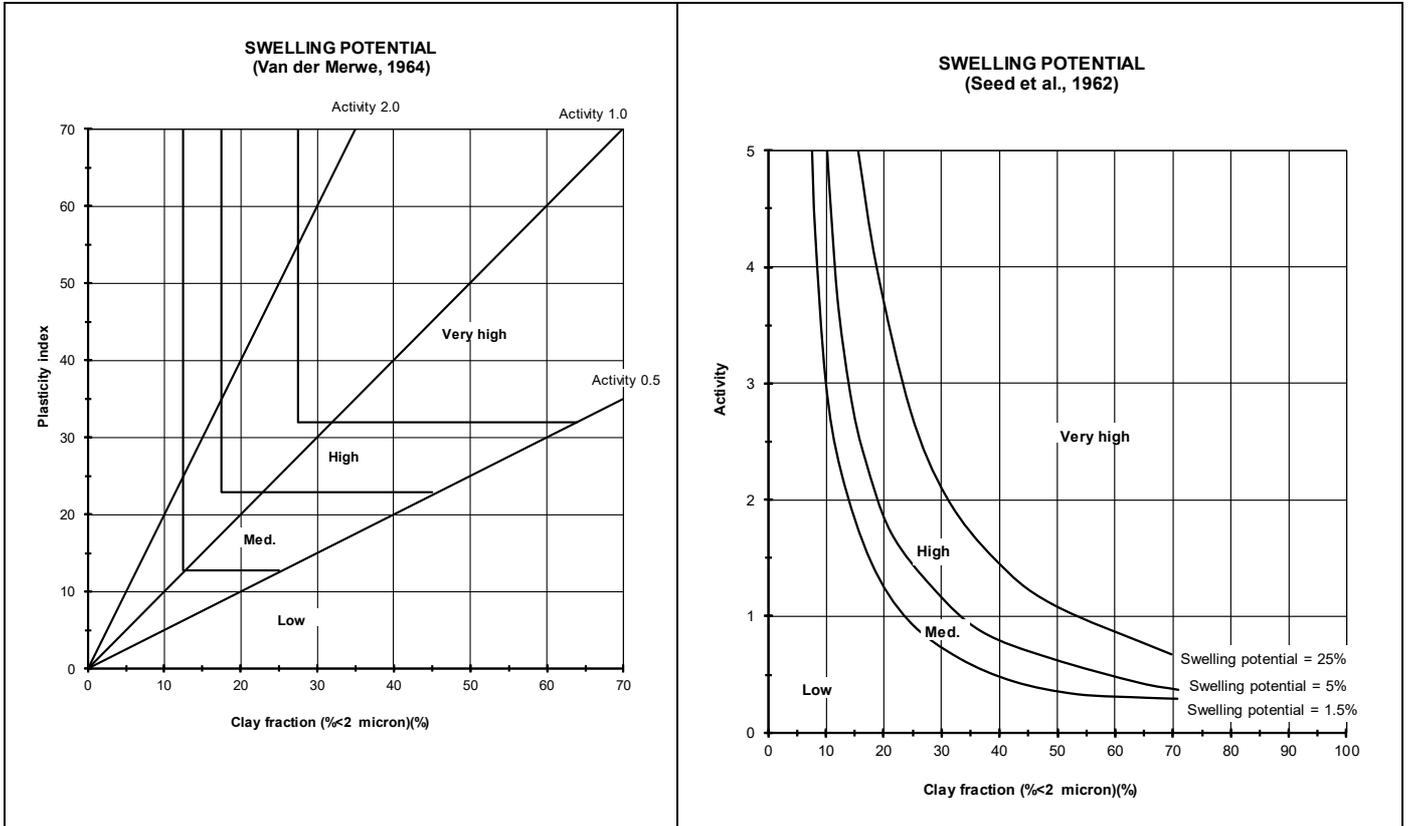


Fig. 9: Potenziale di rigonfiamento in funzione di alcune caratteristiche fisiche del terreno

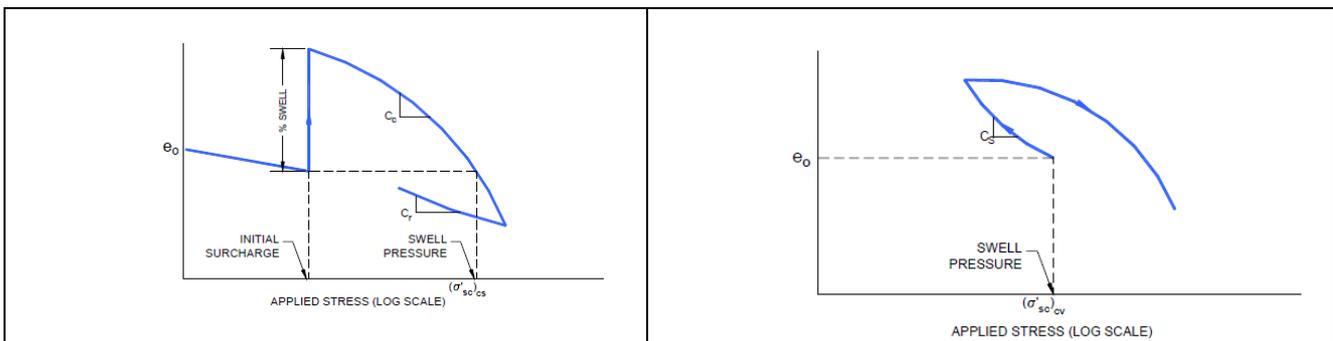


Fig. 10: Prove edometriche in terreni rigonfianti (rigonfiamento libero o impedito)

6. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE

Per l'unità stratigrafica FAE si hanno a disposizione dati di rilievo provenienti dalle seguenti stazioni, la cui ubicazione è riportata in Fig. 11:

- Stazione GM1;
- Stazione GM2;
- Stazione GM3;
- Stazione GM4;
- Stazione S02.

Nella seguente tabella si riassumono i valori di GSI misurati per ciascuna stazione:

Tab. 5: Valori di GSI misurati nelle stazioni di rilievo geomeccanico di riferimento.

Stazione	GSI
Stazione GM1	35÷45
Stazione GM2	55÷65
Stazione GM3	35÷45
Stazione GM4	50÷60
Stazione S02	40÷60



Fig. 11: Ubicazioni stazioni di rilievo geomeccanico.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione geotecnica analisi stabilità	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 09	CODIFICA GE	DOCUMENTO GB0000 002	REV. B	FOGLIO 29 di 88

6.1 Criteri adottati per la caratterizzazione geomeccanica

Un ammasso roccioso è una struttura composta da una matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza. A volte all'interno di queste discontinuità è possibile la presenza di materiale di riempimento il quale è spesso dotato di scadenti caratteristiche meccaniche.

Tali discontinuità condizionano evidentemente il comportamento dell'ammasso roccioso il quale, dal punto di vista ingegneristico, può essere pensato come un insieme di blocchi, aventi caratteristiche meccaniche simili o derivabili da quelle della roccia sana, separati fra loro da superfici o zone di debolezza costituite dalle discontinuità.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di sviluppare un modello geotecnico dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geotecnici, individuando eventuali dettagli geostrutturali che possano influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità.

Per gli ammassi rocciosi, si fa generalmente riferimento alla distinzione tra modelli continui, continui equivalenti e discontinui, basata essenzialmente sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulle caratteristiche dei litotipi che lo costituiscono. Tipicamente il modello continuo (che comporta la scelta del modello di comportamento del terreno in termini di una legge costitutiva di carattere più o meno generale) viene utilizzato per i terreni sciolti e le rocce tenere (calcareniti, tufi, argilliti, ecc.). Il modello continuo equivalente ed il modello discontinuo vengono adottati alternativamente per la descrizione del comportamento degli ammassi rocciosi. Nel primo caso (continuo equivalente) il modello di comportamento adottato deve consentire di tenere conto dell'effetto delle discontinuità in senso globale; nel secondo caso (discontinuo) invece le stesse discontinuità sono parte determinante del modello e si dovrà, anche per esse, scegliere una legge costitutiva soddisfacente.

La scelta di un modello o dell'altro (continuo o discontinuo) dipende essenzialmente da due fattori interconnessi che sono:

- l'intensità della fratturazione e lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso;
- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del "disturbo" esterno.

Il concetto sopraesposto è meglio chiarito dall'esame della Figura 15 la quale mette in evidenza che, in funzione della scala dell'intervento da effettuare nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

Ciò vuol dire che nel primo e nell'ultimo caso (mezzo isotropo) la reazione dell'ammasso ad un qualsiasi disturbo esterno non sarà influenzata dalla direzione dalla quale proviene il "disturbo" mentre nel caso intermedio (mezzo anisotropo) essa è una funzione strettamente legata proprio alla direzione di provenienza del "disturbo" esterno.

Questa affermazione vale sia per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza al taglio che per quelle di deformabilità dell'ammasso.

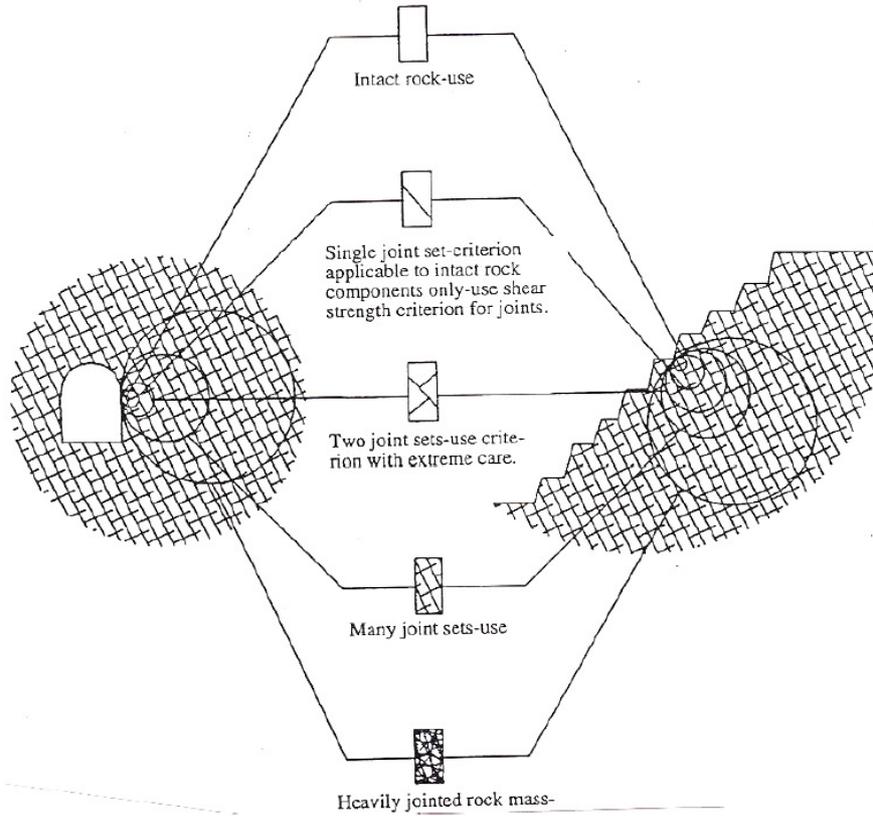


Fig. 12: Condizioni dell'ammasso roccioso ed effetto scala

Nelle tratte in oggetto l'ammasso roccioso è stato considerato come un mezzo continuo equivalente.

6.2 Ammasso roccioso come mezzo continuo equivalente

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

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

dove:

σ'_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_b viene ricavato dal valore della costante m_i del materiale intatto secondo la seguente relazione:

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

s costante data dalla seguente relazione: $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right)$;

a costante data dalla seguente relazione: $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{15}} \right)$;

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per le rocce indisturbate e 1 per le rocce molto disturbate. La Fig. 13 riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di D .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

Mentre per la resistenza a trazione si ha:

$$\sigma_t = -\frac{\sigma_{ci} \cdot s}{m_b}$$

Per quanto riguarda la valutazione del modulo di deformabilità è stata indicata, dagli autori, la seguente correlazione:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

per $\sigma_{ci} > 100$ MPa.

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

Fig. 13: Linee guida per la celta del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso.

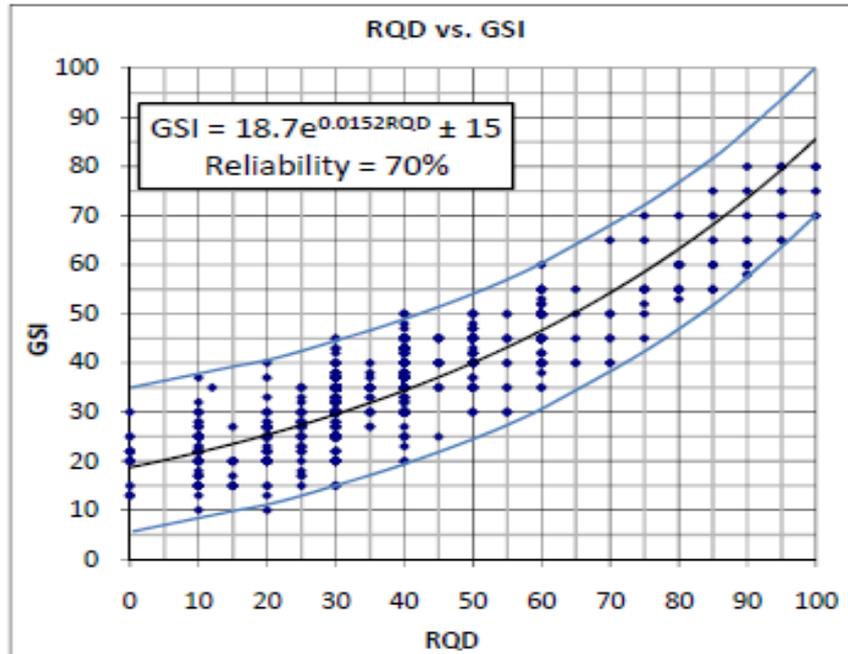


Fig. 15: Correlazione tra RQD e GSI (secondo Truzman et al., 2011)

6.2.2 Criterio di determinazione della resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci})

La resistenza a compressione della roccia intatta è determinata attraverso le seguenti prove di laboratorio:

- Prova di compressione monoassiale (RC);
- Prova di Point Load (PLT);
- Prova triassiale.

Durante la prova triassiale il campione di roccia cilindrico, posizionato all'interno della cella (cella di Hoek, vedasi Fig. 16), viene sottoposto ad un carico assiale e ad una pressione di confinamento; in una prima fase tali carichi vengono aumentati progressivamente fino ad un valore prefissato. Successivamente viene incrementato il solo carico assiale, mantenendo costante la pressione di confinamento, fino a raggiungere le condizioni di rottura del campione.

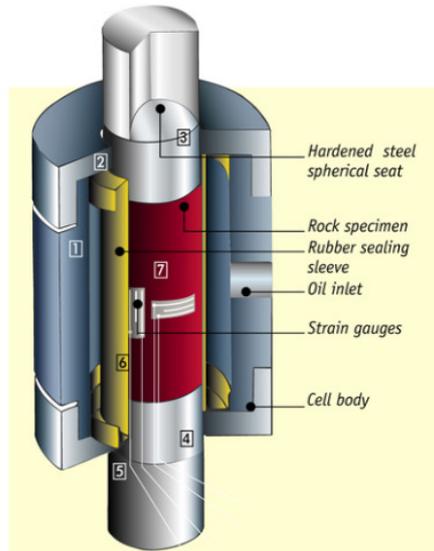


Fig. 16: Cella di Hoek.

Tale prova permette di determinare la resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}) e la costante m_i .

L'interpretazione della prova è stata effettuata attraverso il software RocData, il quale utilizza come metodo di interpolazione dei dati quello proposto da Marquardt e Lewenberg.

6.2.3 Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta

La costante m_i , caratteristica del materiale intatto, è determinata:

- ove disponibile, sulla base dei risultati della prova triassiale (vedi §6.2.2);
- sulla base delle indicazioni di letteratura tecnica riportate in Tab. 6, proposta dal software RocData.

Tab. 6: Valori di m_i per le rocce sedimentarie (da software RocData di ROCSCIENCE).

Anhydrite	12 ± 2
Breccias	19 ± 5
Chalk	7 ± 2
Claystones	4 ± 2
Conglomerates	21 ± 3
Crystalline Limestone	12 ± 3
Dolomites	9 ± 3
Greywackes	18 ± 3
Gypsum	8 ± 2
Marls	7 ± 2
Micritic Limestones	9 ± 2
Sandstones	17 ± 4
Shales	6 ± 2
Siltstones	7 ± 2
Sparitic Limestones	10 ± 2

6.2.4 Criterio di determinazione del modulo di deformazione della roccia intatta (E_i)

Il modulo di deformazione della roccia intatta E_i , ove non disponibili prove di laboratorio specifiche, si è stato valutato secondo la seguente relazione:

$$E_i = M_R \cdot \sigma_{ci}$$

dove M_R è una costante determinata sulla base della Tab. 7.

Tab. 7: Valori di M_R per le rocce sedimentarie (da software RocData di ROCSCIENCE).

Anhydrite	350 ± 0
Breccias	290 ± 60
Chalk	1000 ± 0
Claystones	250 ± 50
Conglomerates	350 ± 50
Crystalline Limestone	500 ± 100
Dolomites	425 ± 75
Greywackes	350 ± 0
Gypsum	350 ± 0
Marls	175 ± 25
Micritic Limestones	900 ± 100
Sandstones	275 ± 75
Shales	200 ± 50
Siltstones	375 ± 25
Sparitic Limestones	700 ± 100

6.2.5 Parametri di resistenza al taglio equivalenti secondo il criterio di Mohor-Coulomb

La resistenza a taglio e la coesione delle unità rocciose (rispettivamente c' e ϕ') per un determinato campo tensionale possono essere ottenuti per linearizzazione del criterio di rottura di Hoek & Brown attraverso la procedura proposta da Hoek (2002) e implementata nel software RocData di ROCSCIENCE (Canada).

Questo è fatto trovando una relazione lineare media tale da approssimare il più possibile la curva generata risolvendo l'equazione, per un campo di variazione delle tensioni principali minime compreso fra i seguenti valori (Fig. 17):

$$\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3max}$$

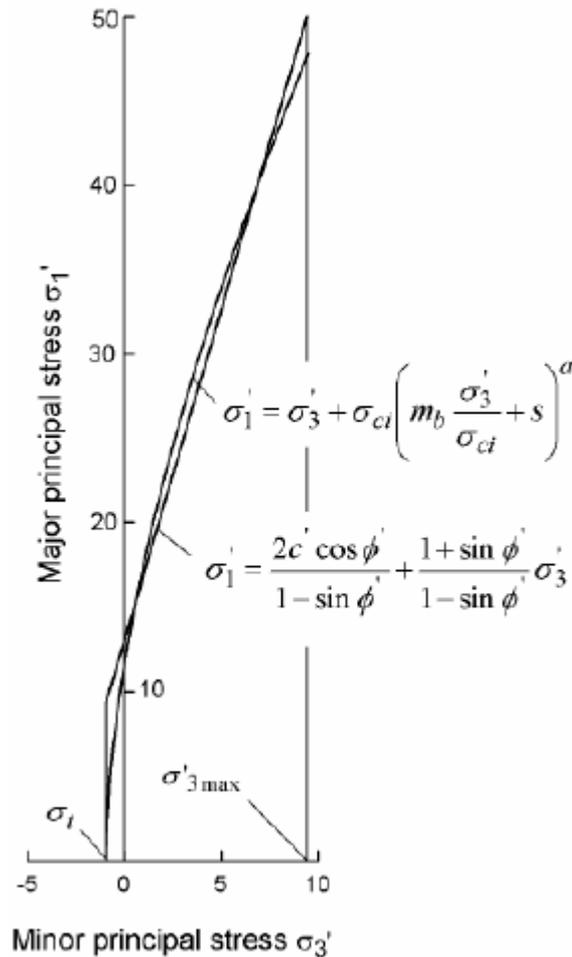


Fig. 17: Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek-Brown e per quello equivalente di Mohr-Coulomb.

In particolare, si è proceduto come segue:

- si è determinato lo stato tensionale di riferimento (σ'_n) considerato pari alla tensione verticale ad una data profondità;
- si definiscono, nel piano σ'_n - τ , per il suddetto stato tensionale, i parametri di resistenza al taglio relativi alla retta tangente alla curva di Hoek-Brown; ad esempio in Fig. 18 per uno stato tensionale (σ'_n) pari a 4 MPa risulta una coesione pari a 0.6882MPa e un angolo di attrito pari a 15.08°.

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 18.358 MPa
GSI = 40 $m_i = 7.966$ Disturbance factor (D) = 0.
intact modulus (Ei) = 3212.65 MPa
modulus ratio (MR) = 175

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 0.295$ $s = 0.0002$ $a = 0.511$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.462 MPa friction angle = 17.37 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.010 MPa
uniaxial compressive strength = 0.215 MPa
global strength = 1.256 MPa
deformation modulus = 187.07 MPa

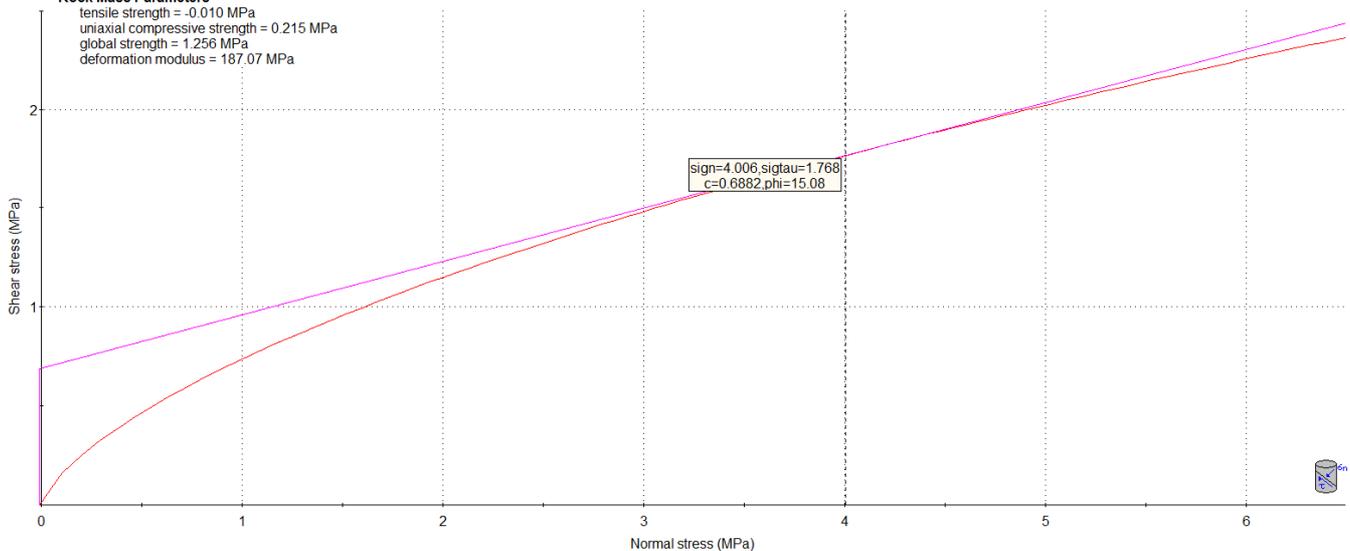


Fig. 18: Esempio di determinazione dei parametri di resistenza al taglio.

6.3 Formazioni strutturalmente complesse

Sono stati denominati come terreni strutturalmente complessi quelli che alla scala dell'elemento di dimensioni adatte per le prove meccaniche, cioè del macroelemento, presentano eterogeneità e discontinuità diverse per forma e caratteristiche. Queste macrostrutture, che influenzano in modo determinante il comportamento meccanico dei materiali naturali, rendono difficile, e talvolta impossibile, definire le loro caratteristiche attraverso parametri di valore oggettivo. Pertanto i terreni strutturalmente complessi costituiscono una classe particolare di materiali naturali ed hanno una loro specifica collocazione nella geotecnica (Esu, 1977). Secondo Croce (1977), sono "formazioni strutturalmente complesse" tutti quei depositi che, per effetto delle loro complicate caratteristiche litologiche e strutturali, non possono essere studiati utilizzando i classici approcci della Meccanica delle Terre o della Meccanica delle Rocce. Le cause principali di complessità possono essere individuate nella natura eterogenea e discontinua dei depositi alla scala dei campioni di laboratorio (mesostruttura) ed alla scala dei comuni problemi di ingegneria (macrostruttura).

Per quanto concerne le formazioni strutturalmente complesse, da un punto di vista geologico si può parlare di formazioni torbiditiche. Le torbiditi sono sedimenti marini di mare profondo, trasportati ed accumulati, principalmente per mezzo di correnti di torbida, al piede della scarpata continentale, dove formano ampi conoidi allo sbocco di canali e canyons incisi nella scarpata stessa.

Le caratteristiche litologiche d'insieme delle formazioni torbiditiche variano fortemente, da un bacino all'altro, in funzione di: 1) forma e dimensione del bacino, 2) durata delle condizioni di bacino subsidente;

3) velocità di subsidenza; 4) natura e granulometria dell'apporto terrigeno. Anche nell'ambito del singolo bacino può esistere una certa variabilità litologica in funzione della collocazione dei sedimenti all'interno delle conoidi e della distanza dell'apporto terrigeno dai luoghi di provenienza. Si tratta, in ogni caso, di formazioni sedimentarie di grande estensione e di notevole spessore, non di rado dell'ordine di alcune migliaia di metri.

A prescindere dalle differenze nelle caratteristiche litologiche d'insieme e nelle dimensioni raggiunte dalle singole formazioni, esse presentano di regola alcuni caratteri strutturali comuni: stratificazione gradata; alternanza di strati di materiali detritici a grana fina con strati di materiali a grana grossa, presenza di intercalazioni di materiali con struttura caotica ("slumping", frane sottomarine, olistostromi, ecc.). Inoltre, la giacitura e la struttura originaria di queste formazioni, già diagenizzate, sono state profondamente modificate dalle deformazioni tettoniche successive alla loro messa in posto tanto da risultare, in taluni casi, irriconoscibili. Proprio per la loro composizione litologica e per la loro storia, le formazioni torbiditiche non sono facilmente classificabili dal punto di vista geotecnico e, pertanto, proprio per questo sono state convenzionalmente annoverate tra le "formazioni strutturalmente complesse".

Sulla base di una classificazione proposta da Esu (1977) sono stati definiti alcuni tipi di complessità elementare. I principali fattori di tale complessità sono: processi genetici e diagenetici; processi di deformazione; alterazione chimica e meteorica; presenza di uno o più componenti con caratteristiche meccaniche differenti; e relazioni geometriche più o meno complicate fra i vari componenti. I componenti principali delle torbiditi (strati argillosi, strati litoidi) hanno proprietà meccaniche differenti: il componente argilloso è spesso fissile e con strutture di taglio ed ha una resistenza meccanica bassa; il componente litoide – sia esso un'arenaria, un calcare, o un calcare marnoso – ha invece resistenza meccanica elevata. Le possibili associazioni litologiche di una formazione torbiditica sono basate sul valore del rapporto componente litoide – componente argilloso, facendo riferimento alla sequenza tipica torbiditi arenacee (A) – torbiditi pelitiche (P), come mostrato nella Fig. 19. Il rapporto A/P è fortemente variabile.

Le associazioni dei due termini A e P non hanno caratteri complessi se mancano strutture secondarie dovute a processi diagenetici o tettonici. Nelle associazioni AP e PA la complessità può essere dovuta soltanto alle diverse caratteristiche meccaniche dei due litotipi.

Anche i processi diagenetici hanno un ruolo importante come causa di complessità in quanto il componente pelitico può comportarsi, a seconda della forza dei legami diagenetici, come un'argilla più o meno diagenizzata o come un vero e proprio "argiloscisto" (Morgenstern e Eigenbrod, 1974), oppure, a causa del suo disorientamento, può conferire un comportamento fortemente anisotropo all'intera formazione. Le deformazioni e i movimenti occorsi durante e dopo la sedimentazione della formazione torbiditica possono avere modificato fortemente le strutture originarie e avere creato strutture secondarie (intensa fratturazione, strutture di taglio, ecc.) sovrapposte a quelle originarie. In alcuni casi le deformazioni possono essere state tanto intense da dare luogo ad una massa caotica di materiali argillosi, con strutture di taglio molto nette, nella quale sono dispersi blocchi di materiale litoide. E' da notare che il grado di deformazione tettonica è più elevato nelle formazioni torbiditiche antiche che in quelle più recenti che sono in genere formazioni arenaceo – pelitiche. La complessità di una formazione torbiditica può aumentare a causa dei processi di alterazione che agiscono sui suoi vari componenti in maniera differente e che possono essere tanto intensi da trasformare la formazione stessa in un terreno omogeneo sciolto o debolmente coesivo.

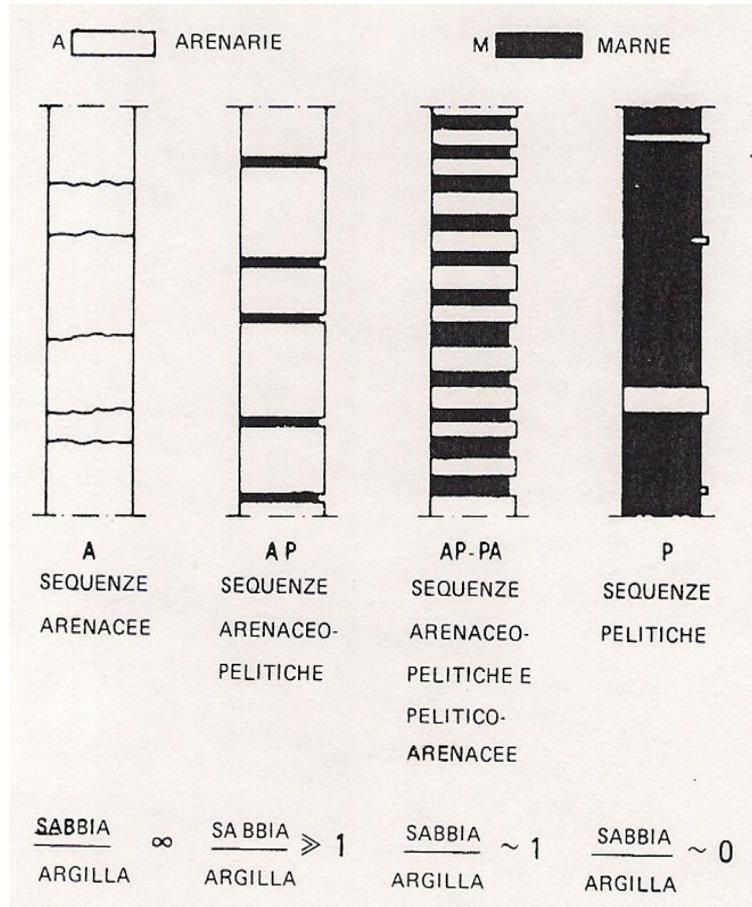


Fig. 19: Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979)

La Fig. 20 ripresa da D’Elia (1991) mostra schematicamente come la struttura di un terreno argilloso “complesso” varia in funzione sia delle deformazioni di origine tettonica a cui è stato sottoposto sia della percentuale della frazione litoide presente.

Vengono individuate tre classi. Alla prima (B1) appartengono terreni con struttura regolare ed ordinata assimilabile a quella delle formazioni tipo A1. I terreni del tipo B2 presentano una struttura disarticolata da cui è ancora riconoscibile l'assetto originario: si tratta di formazioni flyschoidi tettonicamente disturbate. Il tipo B3 comprende formazioni con struttura completamente caoticizzata, quali i Flysch intensamente tettonizzati.

- Il terzo gruppo C include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice più o meno argillosa. Ad essi appartengono le coltri eluviali e colluviali, i terreni residuali. Si osserva (Picarelli, 1986) che molto spesso per la presenza di deboli legami diagenetici i litotipi costituenti le formazioni in oggetto sono dotati di caratteristiche intermedie tra le terre e le rocce. Si tratta quindi di "quasi rocce" (D'Elia ed Esu, 1974) a struttura "instabile" che per effetti vari (cicli di essiccamento – imbibizione ovvero di gelo – disgelo, variazioni di stato tensionale, alterazione, ecc.) in tempi relativamente rapidi possono deteriorarsi passando allo stato di rocce sciolte: è questa una ulteriore forma di "complessità" in cui il tempo gioca un ruolo essenziale. E' il tipico caso delle marne e delle argilliti e di alcuni tipi di arenarie e di conglomerati.

Gli effetti della degradazione sono più evidenti in corrispondenza degli strati più superficiali (coltri di alterazione, che a volte presentano spessori notevoli) o in prossimità delle discontinuità aperte che interessano in profondità l'ammasso. Si osserva infine che nell'ambito di numerosi affioramenti (specie di terreni tipo B) può verificarsi una notevole variabilità puntuale delle caratteristiche di plasticità ed attività, oltre che della granulometria, con evidenti implicazioni sulle proprietà meccaniche, e soprattutto sulla resistenza al taglio.

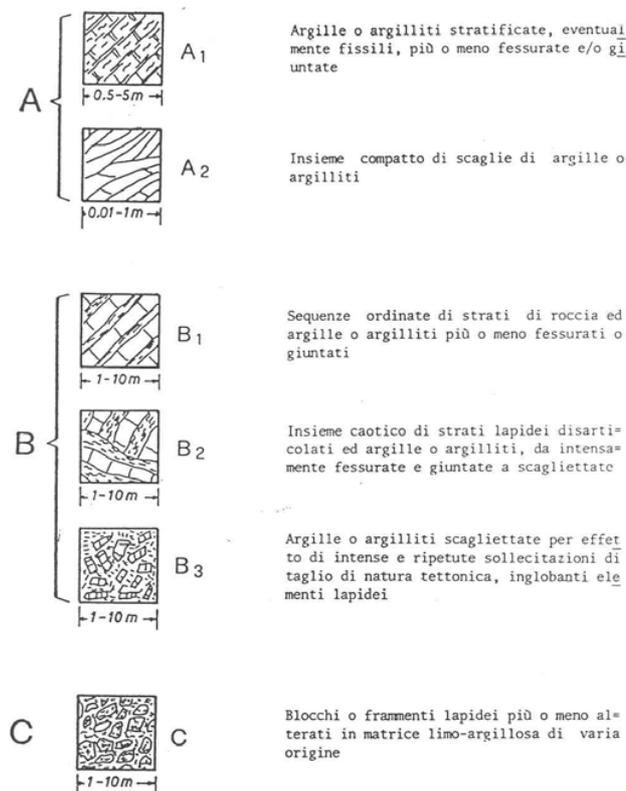


Fig. 21: Classificazione dei terreni strutturalmente complessi (Esu, 1977)

L'A.G.I. (1979) ha fatto propria la classificazione proposta da Esu (1977) e nella Fig. 22 viene riprodotta quella pubblicata dall'AGI che presenta solo una maggiore descrizione per ogni gruppo e classe rispetto a quella riportata nella Fig. 21.

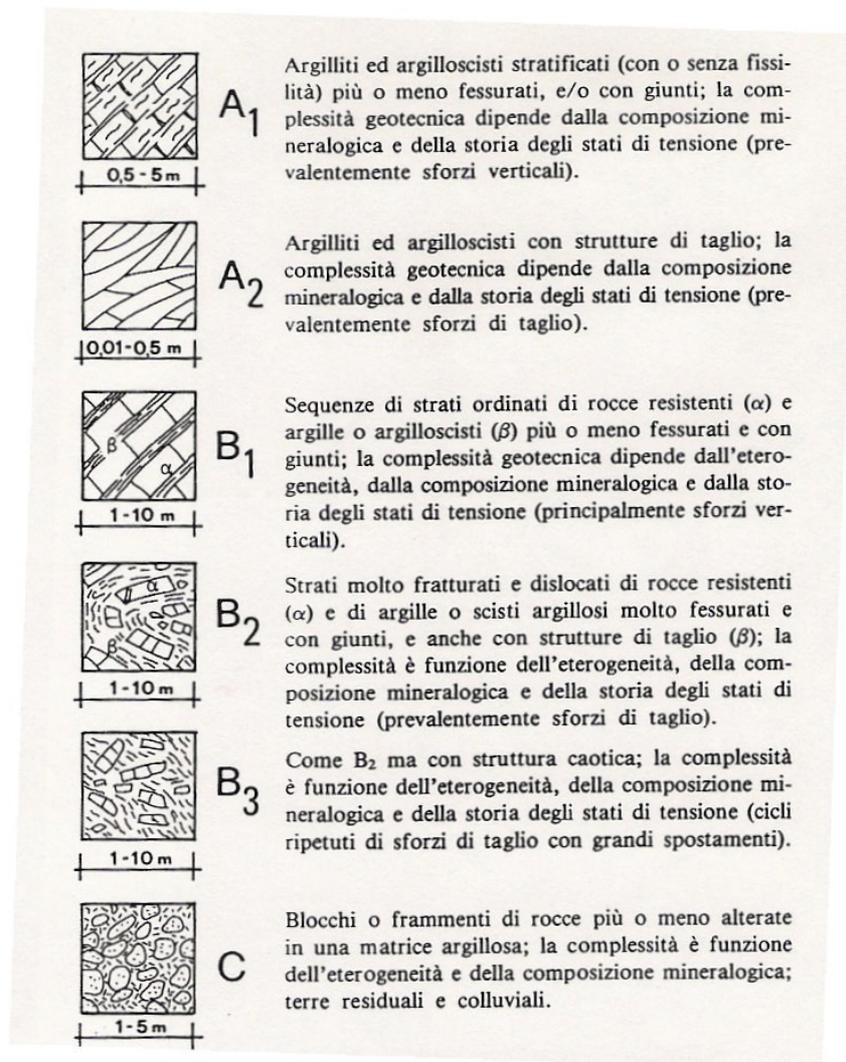


Fig. 22: Tipi di complessità elementari (da A.G.I., 1979)

6.3.1 L'indice GSI nelle formazioni strutturalmente complesse

Il sistema di classificazione GSI è stato esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni strutturalmente complesse (formazioni flyschoidi). Marinos ed Hoek (2000) hanno messo a punto una apposita carta per stimare il valore di GSI in formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch. Tale carta è riprodotta nella Fig. 23.

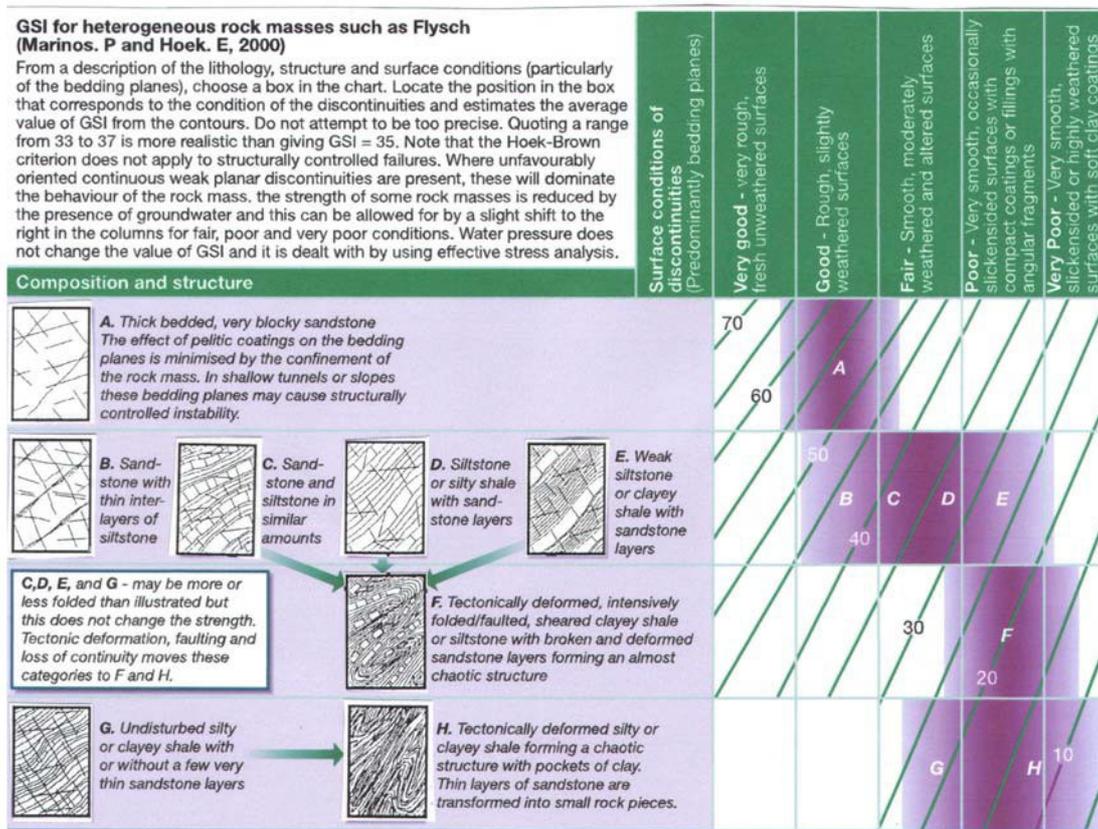


Fig. 23: Stima del valore di GSI (Geological Strength Index) per ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch

Riuscendo a definire un valore di GSI anche per formazioni rocciose estremamente eterogenee come le formazioni strutturalmente complesse è possibile ricavare le proprietà meccaniche adottando, come per i restanti ammassi rocciosi, il criterio di rottura di Hoek-Brown. Come noto per applicare tale criterio di rottura, occorre assumere il valore della resistenza a compressione σ_{ci} ed il valore del parametro m_i della matrice rocciosa "intatta".

Tale aspetto è anch'esso particolarmente complesso a causa della eterogeneità delle formazioni strutturalmente complesse come i Flysch. Come gli strati di arenaria sono usualmente separati dagli strati meno resistenti di siltiti e argilliti occorre tenere conto di tale alternanza assumendo un valore intermedio fra la resistenza dei soli strati di arenaria (scelta non cautelativa per la valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso) e quello dei soli strati di siltiti e/o argilliti di caratteristiche

geotecniche di gran lunga inferiori (scelta troppo cautelativa nei confronti della valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso). Con riferimento alla tabella di Fig. 24, gli Autori propongono di assumere per le proprietà della roccia intatta un valore "pesato" in funzione dei diversi tipi di ammassi rocciosi strutturalmente complessi come i Flysch, indicati nella precedente Fig. 23.

Flysch type (see Table 3)	Proportions of values for each rock type to be included in rock mass property determination
A and B	Use values for sandstone beds
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone
G	Use values for siltstone or shale
H	Use values for siltstone or shale

Fig. 24: Criteri per la scelta dei valori di σ_{ci} e m_i per stimare le proprietà geotecniche di ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch

Occorre evidenziare che il sistema di classificazione basato sull'indice GSI è basato sull'assunzione che l'ammasso roccioso contiene un numero sufficiente di discontinuità variamente orientate in maniera tale che l'ammasso roccioso può essere schematizzato con un modello continuo equivalente (ammassi rocciosi fratturati). In altre parole, è chiaro che il sistema di classificazione GSI non dovrebbe essere applicato agli ammassi rocciosi nei quali la risposta dell'ammasso è chiaramente influenzata dall'orientazione di qualche famiglia di discontinuità.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Sulla base dei criteri illustrati nei precedenti paragrafi e dei risultati dello studio geologico e delle indagini geotecniche sono state individuate le seguenti unità:

Coltre: coltre eluvio-colluviale;

FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

Sul fondovalle sono presenti depositi alluvionali grossolani (unità ALL3_G), per la cui caratterizzazione si è fatto riferimento a quanto riportato in “Relazione geotecnica tratta allo scoperto raccordo provvisorio alla pk 41+100” (Ref. 11).

Nella Tab. 8 si riporta la stratigrafia di riferimento e la profondità di falda per l’area di versante oggetto di studio.

Tab. 8: Stratigrafia e falda di riferimento.

Stratigrafia di riferimento		Falda
Spessore strato [m]	Unità di riferimento	Profondità da p.c. [m]
3.0÷27.0	Coltre	-5.0
>30.0	FAE	

Per ciascuna delle unità stratigrafiche nei successivi paragrafi sono definiti i parametri di resistenza e di deformabilità, mentre nel §11 si riportano i grafici di sintesi delle prove in sito e di laboratorio.

7.1 Terreni

Nella Tab. 9 si riportano i parametri geotecnici di riferimento per i terreni; per l'unità ALL3_G, si è fatto riferimento alla "Relazione geotecnica tratta allo scoperto raccordo provvisorio alla pk 41+100" (Ref. 11).

Tab. 9: Parametri geotecnici caratteristici dei terreni (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

	Coltre		ALL3_G
γ [kN/m ³]	17.0÷20.0 [18.5]		17.5÷20.4 [18.5]
IP [%]	8÷50 [30]		-
c_u [kPa]	$z \leq 10.0\text{m}$	50÷500 [70]	-
	$z > 10.0\text{m}$	80÷500 [100]	
ϕ' [°]	21÷28 [22]		36÷46 [36]
c' [kPa]	12÷32 [12]		0.0
E_u/C_u	485		-
E_0 [MPa]	$z \leq 10.0\text{m}$	24÷931 [113]	201÷1812 [453]
	$z > 10.0\text{m}$	181÷931 [243]	
$E_{op,1}$ [MPa]	$z \leq 10.0\text{m}$	4÷186 [22]	40÷362 [90]
	$z > 10.0\text{m}$	48÷186 [36]	
$E_{op,2}$ [MPa]	$z \leq 10.0\text{m}$	2÷93 [11]	20÷181 [45]
	$z > 10.0\text{m}$	18÷93 [24]	
c_c [-]	$1.3 \cdot 10^{-1}$		-
c_r [-]	$1.5 \cdot 10^{-2}$		-
$C_{\alpha\epsilon}$	$1.5 \cdot 10^{-3} \div 4.0 \cdot 10^{-3}$ [$2.0 \cdot 10^{-3}$]		-
c_v [m ² /s]	$4.5 \cdot 10^{-8} \div 8.0 \cdot 10^{-7}$ [$2.5 \cdot 10^{-7}$]		-
e_0 [-]	0.50÷0.85 [0.7]		0.40÷0.75 [0.45]
OCR [-]	1÷6 [3]		-
u' [-]	0.3		0.3
k [m/s]	$1.8 \cdot 10^{-7} \div 9.0 \cdot 10^{-6}$ [$6.0 \cdot 10^{-7}$]		$5.2 \cdot 10^{-5} \div 1.6 \cdot 10^{-6}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]

7.2 Rocce

In Tab. 10 si riportano i parametri geotecnici di riferimento per l'unità FAE. Per maggiori dettagli sulla definizione dei parametri che intervengono nella classificazione di Hoek-Brown si rimanda ai §7.2.1.

Tab. 10: Parametri geotecnici caratteristici delle rocce (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

	FAE		
γ [kN/m ³]	18.5+27.0 [25.0]		
RQD [%]	45		
k [m/s]	4.4*10 ⁻⁷ +7.5*10 ⁻⁴ [3.0*10 ⁻⁴]		
Parametri per la caratterizzazione con il Criterio di Hook & Brown			
GSI [%]	40		
σ_{ci} [MPa]	55.5		
m_i [-]	10.3 ⁽¹⁾		
D [-]	0.7		
M_R [-]	225 ⁽²⁾		
E_i [MPa]	12487		
Hoek-Brown criterio			
m_b	0.381		
s	0.0002		
a	0.511		
Parametri equivalenti di Mohr Coulomb			
σ_n [MPa]	0.1	0.2	0.3
ϕ' [°]	56	51	48
c' [kPa]	104	138	172
Parametri dell'ammasso			
σ_t [MPa]	-0.024		
σ_c [MPa]	0.650		
σ_{cm} [MPa]	4.322		
E_{rm} [MPa]	727		
Note:			
(1) determinato con i criteri delle formazioni complesse a partire da Tab. 6 -Sandstone e Marl;			
(2) determinato con i criteri delle formazioni complesse a partire da Tab. 7- Sandstone e Marl.			

7.2.1 Formazione FAE, classificazione di Hoek-Brown

La formazione FAE è considerata una formazione complessa classificabile B1 secondo AGI 1979 (vedasi Fig. 22) con rapporto della sequenza Arenaceo-Pelitica pari ad 1 (vedasi Fig. 19). Si assume in accordo al sistema di classifica GSI di Fig. 23 relativa alle formazioni flyschoidi, GSI = 40 e tipo di flysch C per il quale la tabella di Fig. 24 indica una riduzione delle proprietà della roccia del 20% per i livelli di "sandstone" ed una riduzione nulla per i livelli di "siltstone". Nella Tab. 11 sono riportati i parametri con cui la formazione è stata caratterizzata secondo il criterio di Hoek-Brown, mentre per la caratterizzazione geomeccanica si rimanda alla Tab. 10.

Tab. 11: Formazione FAE. Definizione dei parametri della classificazione di Hoek-Brown.

Classificazione dell'ammasso	
Formazione complessa con rapporto della sequenza Arenaceo-Pelitica pari ad 1	
GSI = 40 Fig. 23	
flysch tipo C Fig. 24	
Caratterizzazione meccaniche delle litofacies	
Livelli di "sandstone" Fig. 24	Livelli di "siltstone" Fig. 24
Coefficienti di riduzione di σ_{ci} e m_i	
0.8	0
Resistenza a compressione (σ_{ci})	
60	15
Costante m_i	
17	7
Costante di deformazione M_R	
275	175
Caratteristiche meccaniche della formazione intatta	
Resistenza a compressione (σ_{ci})	
$\frac{60 \cdot 0.8 + 15}{2} = 55.5 MPa$	
Costante m_i	
$\frac{17 \cdot 0.8 + 7}{2} = 10.5 MPa$	
modulo di deformazione (E_i)	
$55.5 \cdot \left(\frac{275 + 175}{2} \right) = 12487 MPa$	

8. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

A valle dell'imbocco sud-occidentale della galleria "Orsara", tra la pk 40+950 e la pk 41+100, in corrispondenza dei settori di fondovalle, il tracciato lambisce il piede di un'estesa frana stabilizzata complessa in terra e detrito, che si sviluppa tra la parte sommitale del rilievo di Monte Preisi e il fondovalle del Torrente Cervaro (Fig. 25).

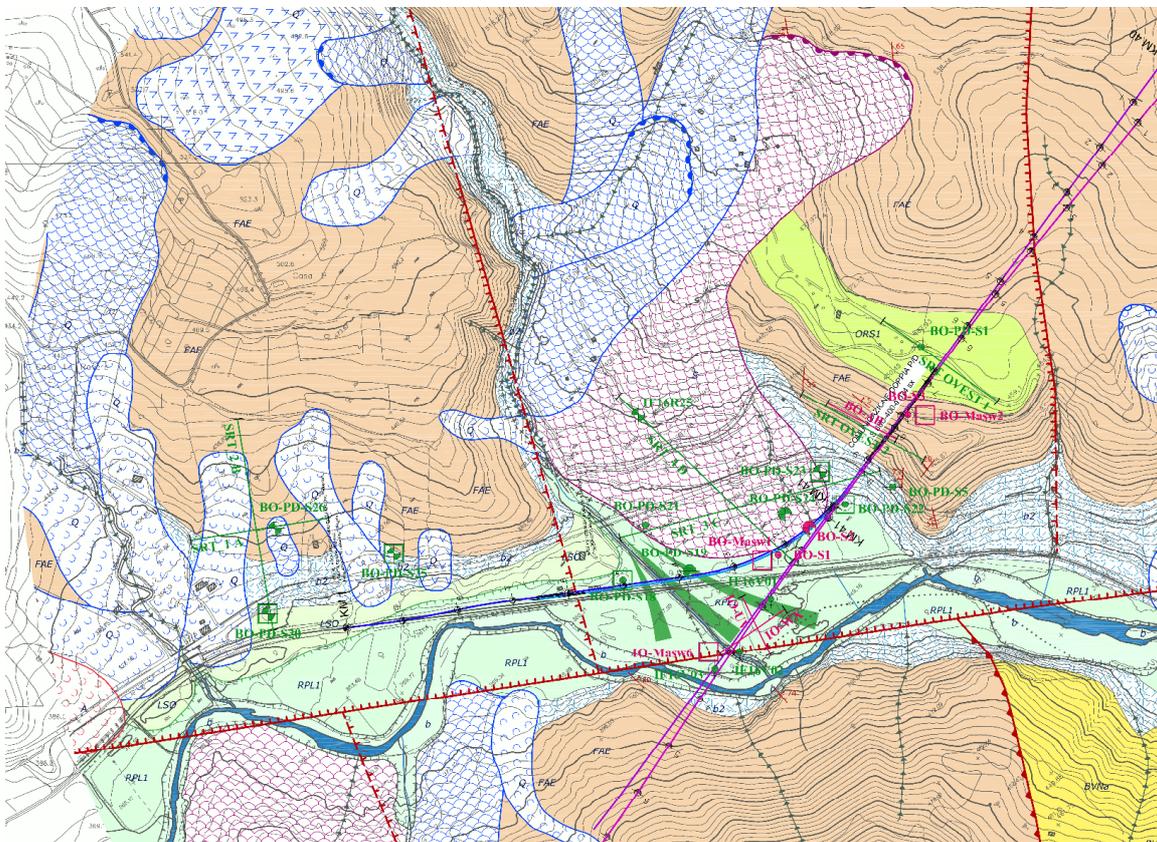


Fig. 25: Frana complessa in terra e detrito a valle dell'imbocco sud-occidentale della galleria "Orsara".

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione geotecnica analisi stabilità	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 09	CODIFICA GE	DOCUMENTO GB0000 002	REV. B	FOGLIO 51 di 88

9. INTERPRETAZIONE DEI DATI INCLINOMETRICI

Dalle letture inclinometriche risulta quanto segue:

- BO-PD-S20 (Fig. 26): lo spostamento massimo in sommità di circa 3.6 mm deriva da una deformata pressochè lineare dal fondo verso la sommità anche se alla profondità compresa tra -12 e -15 m p.c. e tra -35 e -40 m p.c. dei piccoli incrementi che non consentono comunque di individuare una superficie di scivolamento vera e propria.
- BD-PD-S26 (Fig. 27): lo spostamento massimo in sommità di circa 5.4 mm deriva da una deformata pressochè lineare dal fondo verso la sommità che non consente di identificare una superficie di scivolamento.
- BO-PD-S23 (Fig. 28): lo spostamento massimo in sommità di circa 4.5 mm deriva da una deformata pressochè lineare dal fondo verso la sommità che non consente di identificare una superficie di scivolamento.
- BO-PD-S25 (Fig. 29): alle profondità di 43.0 m e 13.0 m si rilevano movimenti rispettivamente di 6.0 mm e 10.0 mm che però si riducono a 1.0÷2.0 mm nei restanti tratti a causa del cambio di direzione (azimut) dei movimenti. Allo stato attuale non è possibile definire l'esistenza di superfici di scivolamento.
- IF16R25 (Fig. 30): lo spostamento massimo in sommità di circa 10.8 mm e deriva da un andamento pressochè lineare dal fondo verso la sommità che non consente di individuare una superficie di scivolamento vera e propria.

Sono state svolte della analisi di stabilità al fine di individuare il coefficiente di sicurezza dei versanti e, definire, considerando il grado di conoscenza del pendio, il livello di affidabilità dei dati acquisiti, il livello di protezione che si vuole garantire, gli interventi necessari.



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: BO-PD-S20
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 16/05/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 377 m s.l.m

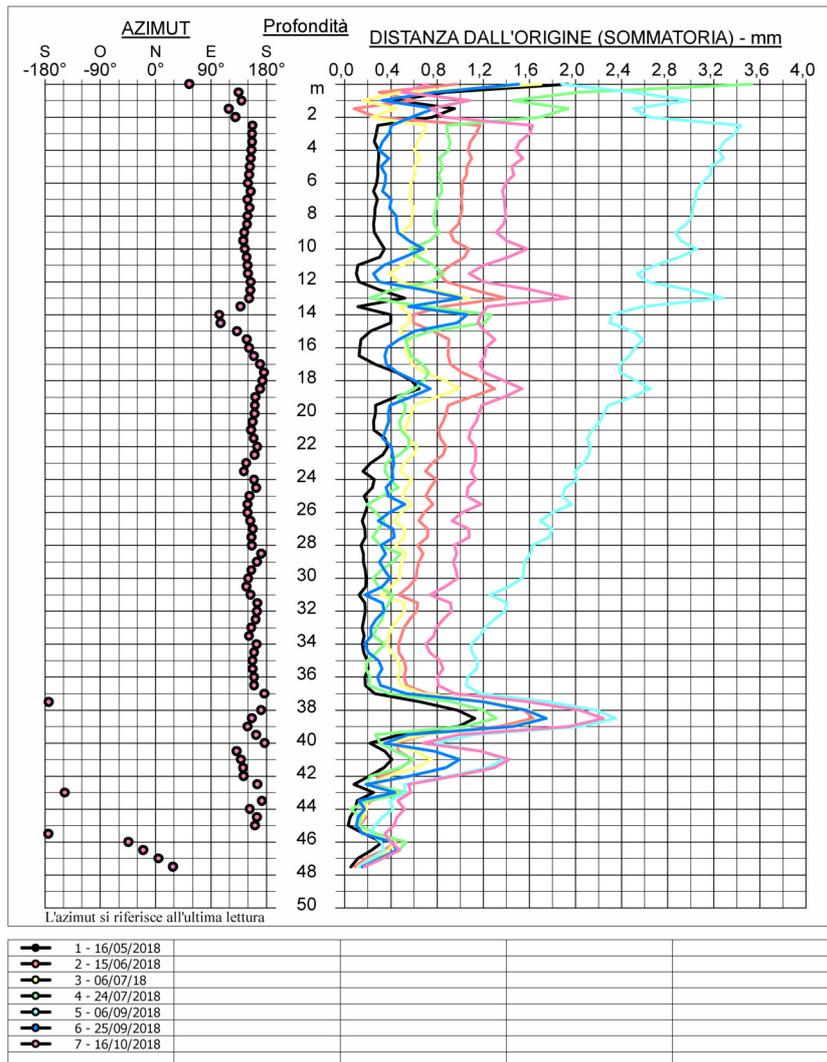


Fig. 26 – Inclinometro BO-PD-S20



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: BO-PD-S26
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 15/06/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 4030 m s.l.m

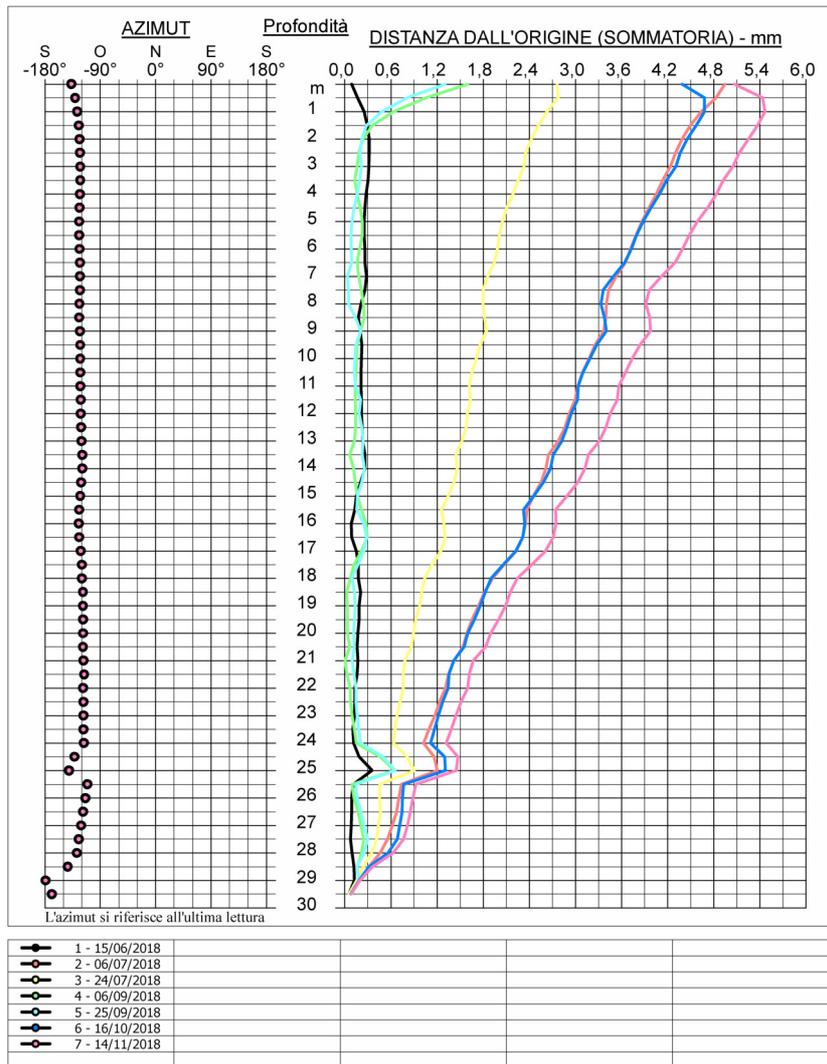


Fig. 27 – Inclinometro BO-PD-S26



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: BO-PD-S23
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 16/05/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 359 m s.l.m

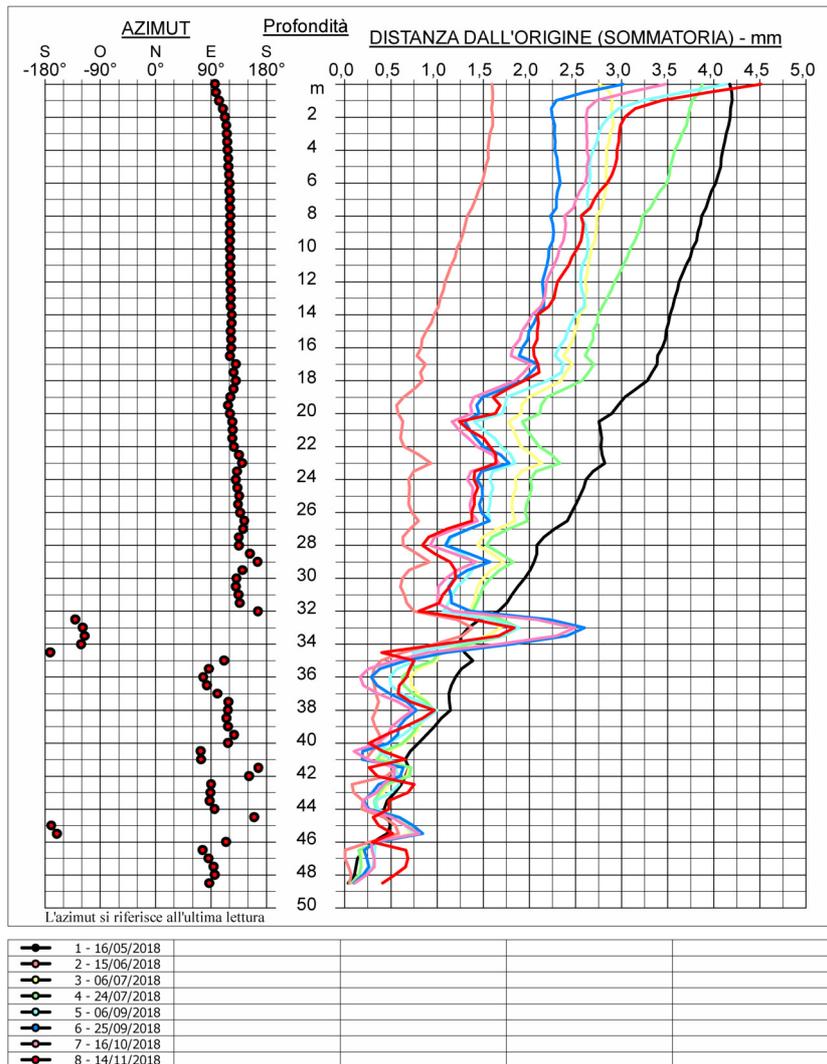


Fig. 28 – Inclinometro BO-PD-S23



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: BO-PD-S25
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 16/05/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 386 m s.l.m

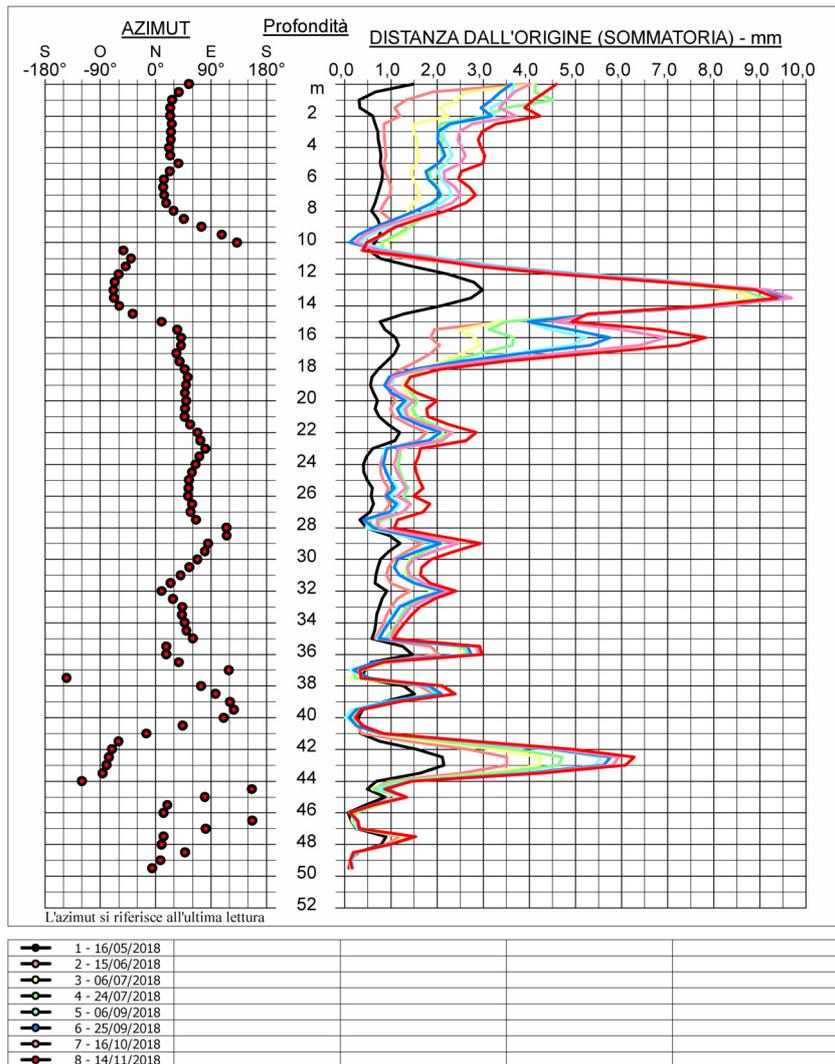


Fig. 29 – Inclinometro BO-PD-S25



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: IF16R25
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 15/06/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 404 m s.l.m

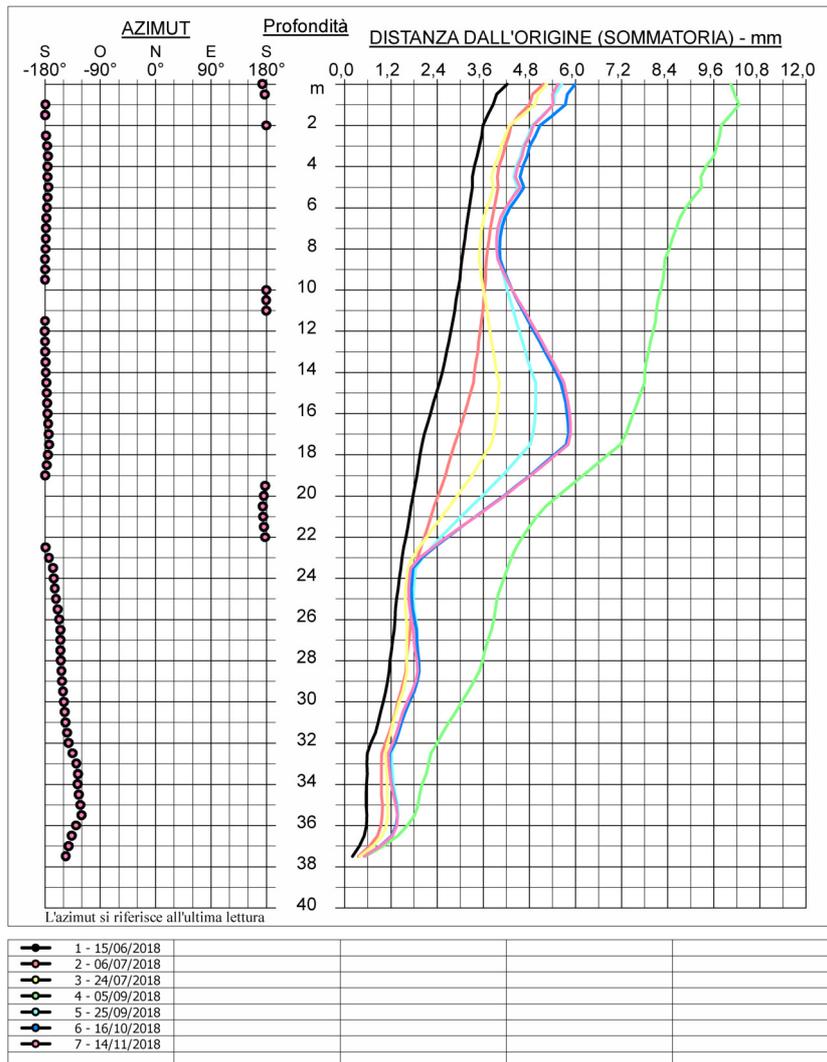


Fig. 30 – Inclinometro IF16R25

10. PROBLEMATICHE DI DISSESTO E STABILITA' DEI VERSANTI

10.1 Problematiche di dissesto presenti nell'area

I dissesti rilevabili lungo la SS n. 90 sono legati a fenomeni di instabilità del ciglio stradale che coinvolgono i primi metri di coltre (Fig. 31).

SEZIONE 3-3

SCALA 1:500

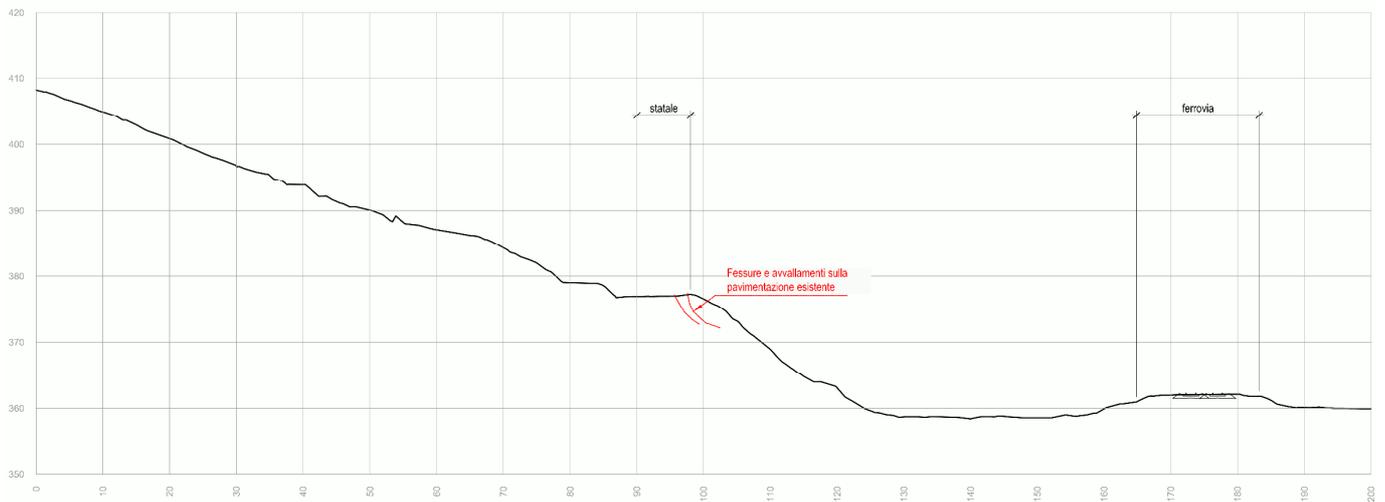


Fig. 31 – Viabilità SS n.90 e instabilità del ciglio stradale

10.2 Back analysis sui fenomeni di instabilità del ciglio stradale della SS90

In Fig. 32 si riporta l'analisi di stabilità per una sezione tipica della viabilità SS90 (Sezione 3 di Fig. 1, vedasi anche gli elaborati progettuali Ref. 21 e Ref. 22) assumendo:

- falda di progetto;
- valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno da caratterizzazione geotecnica (Tab. 9 e Tab. 10).

Il coefficiente di sicurezza risulta superiore all'unità (FS=1.118).

Relazione geotecnica analisi stabilità

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 09	GE	GB0000 002	B	58 di 88

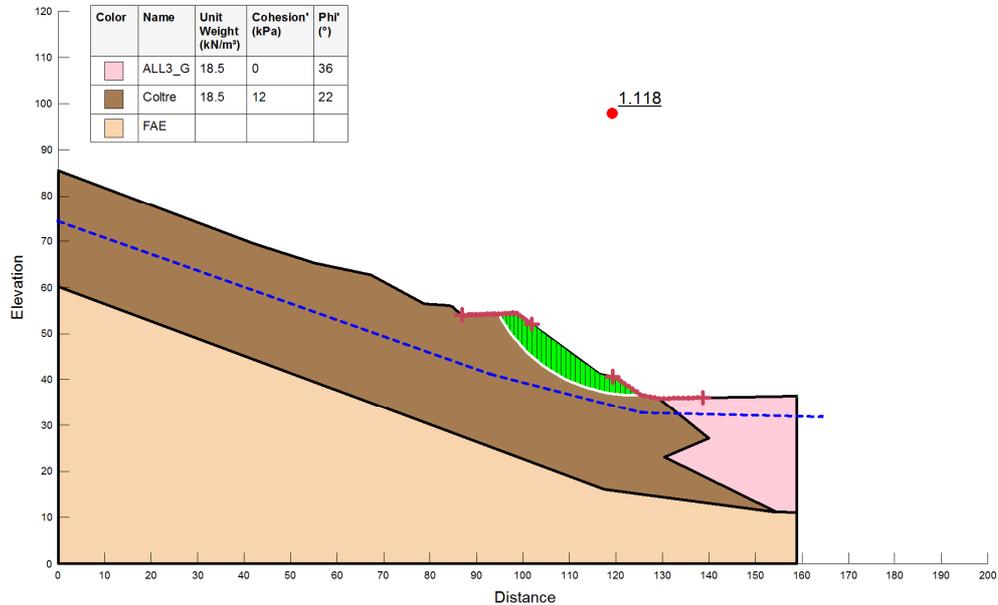


Fig. 32: Analisi di stabilità SS90 (sezione 3): falda di progetto e parametri geotecnici da caratterizzazione.

Si è determinato successivamente il livello di falda tale per cui il coefficiente di sicurezza risulta prossimo all'unità (Fig. 33). Tale condizione di incipiente instabilità conferma che:

- i fenomeni di dissesto rilevabili lungo la strada SS90 possono essere causati dall'innalzamento della falda durante i mesi più piovosi;
- la correttezza dei parametri geotecnici assunti per la coltre.

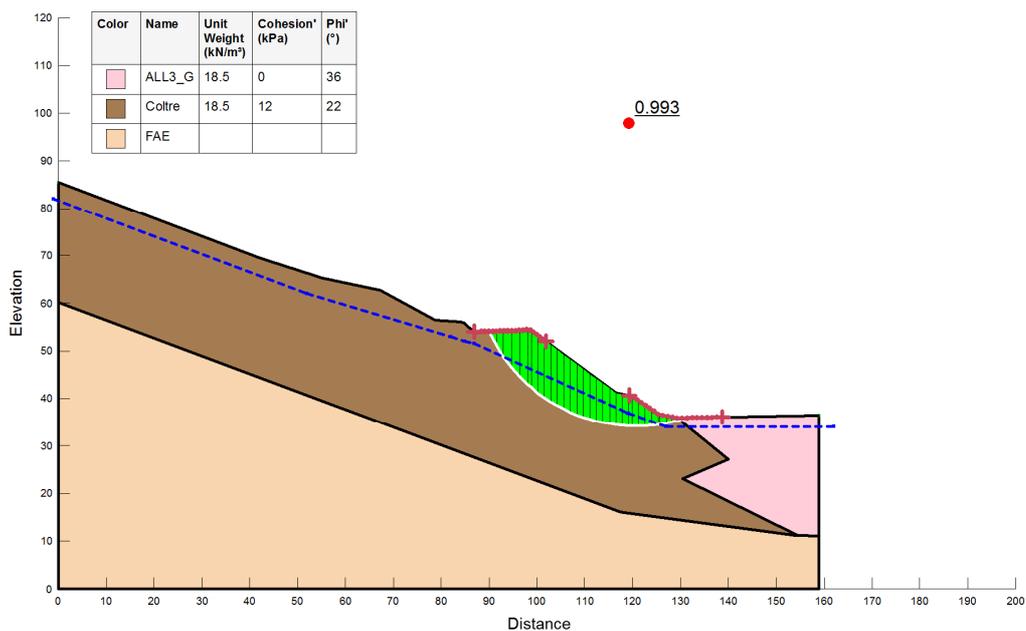


Fig. 33: Back analysis SS90 (sezione 3).

10.3 Stabilità generale dei versanti

In Fig. 34 si riporta l'analisi di stabilità condotta lungo la Sezione 4a (vedasi Fig. 1 e gli elaborati progettuali Ref. 21 e Ref. 22). L'analisi è stata condotta assumendo:

- falda di progetto;
- valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno da caratterizzazione geotecnica (Tab. 9 e Tab. 10);
- potenziali superfici di scivolamento localizzate all'interno della coltre e al contatto coltre-substrato.

Il coefficiente di sicurezza alla stabilità è superiore all'unità (FS=1.650).

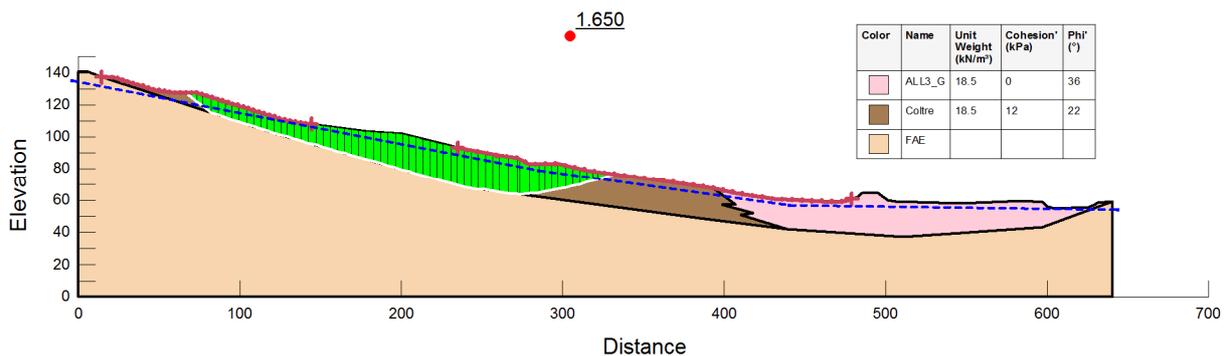


Fig. 34: Analisi di stabilità Sezione 4a: falda di progetto e parametri geotecnici da caratterizzazione.

Un innalzamento della falda fino a piano campagna (vedasi analisi di stabilità di Fig. 35), comporta una riduzione significativa del coefficiente di sicurezza. Fattori di sicurezza inferiori all'unità si raggiungono assumendo parametri di resistenza intermedi tra quelli di picco e residui lungo superfici di scivolamento su cui siano avvenuti scorrimenti tali da rendere necessaria l'assunzione di tali parametri. È quindi importante proseguire il monitoraggio.

In ogni caso le analisi di stabilità evidenziano l'importanza del livello di falda, e, stante quanto indicato nel capitolo 9, si interventi di miglioramento del sistema di drenaggio nella parte a valle del versante consistenti in trincee drenanti e gabbionate (vedasi: Ref. 21, Ref. 22, Ref. 23, Ref. 20).

Relazione geotecnica analisi stabilità

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 09	GE	GB0000 002	B	60 di 88

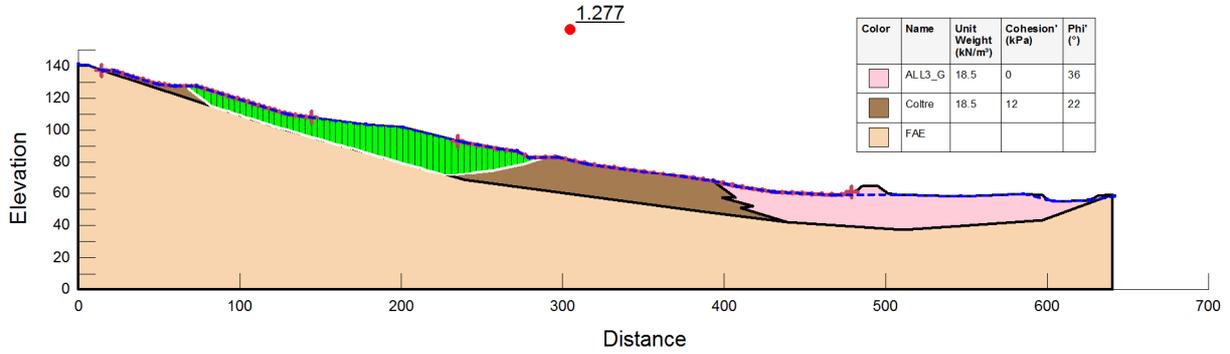
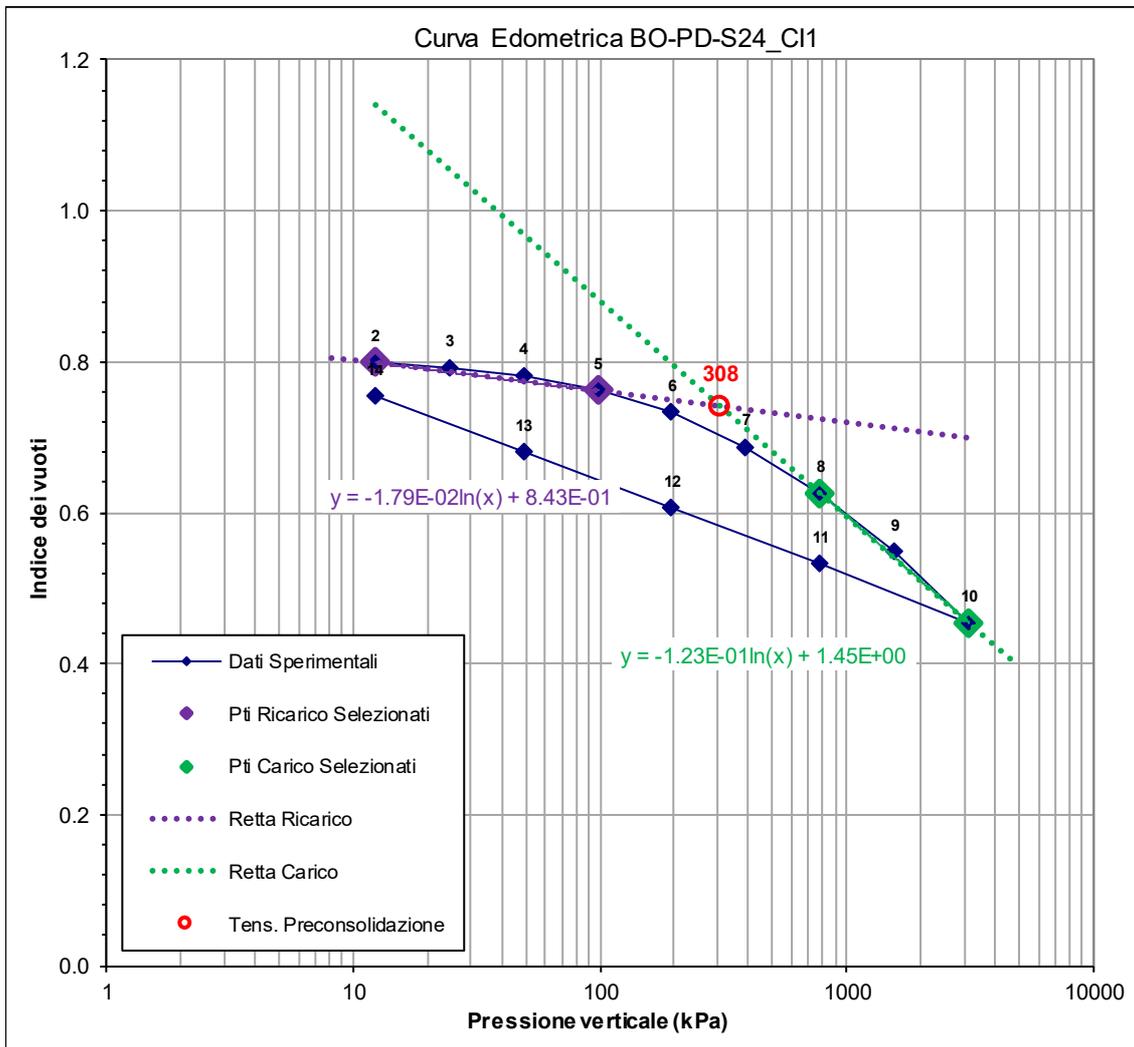


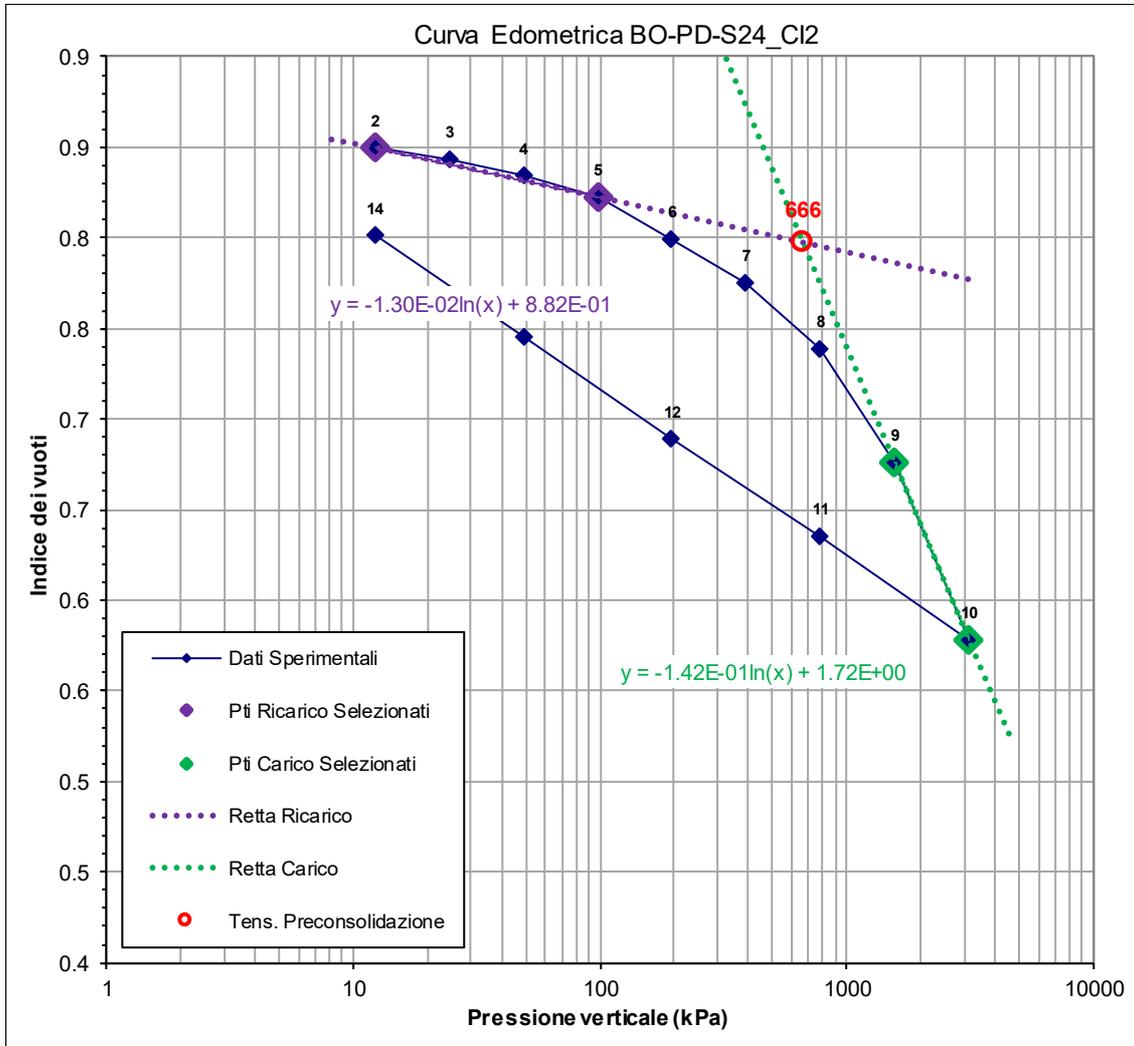
Fig. 35: Analisi di stabilità Sezione 4a: falda a piano campagna e parametri geotecnici da caratterizzazione.

11. INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO

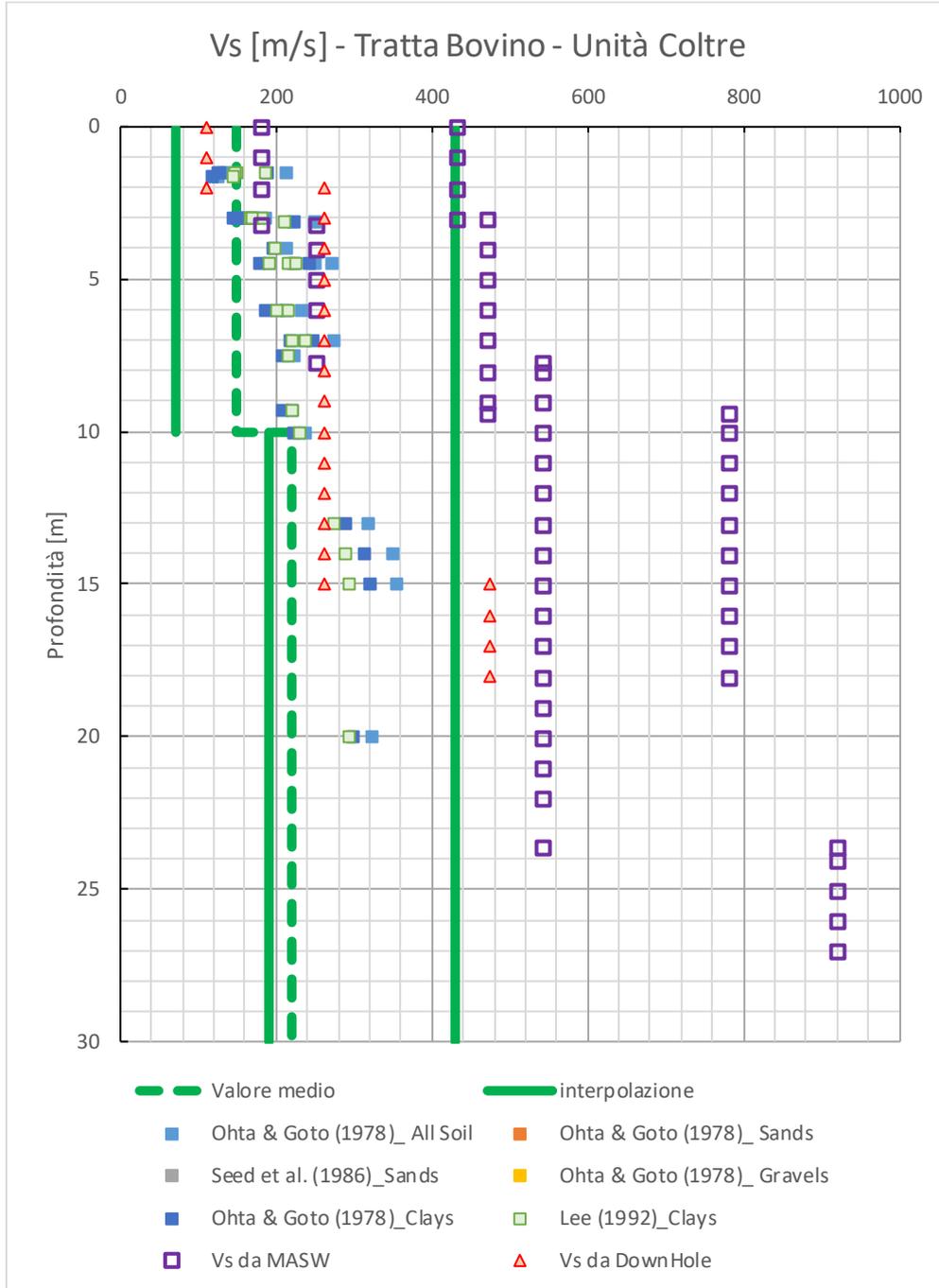
11.1 Coltre

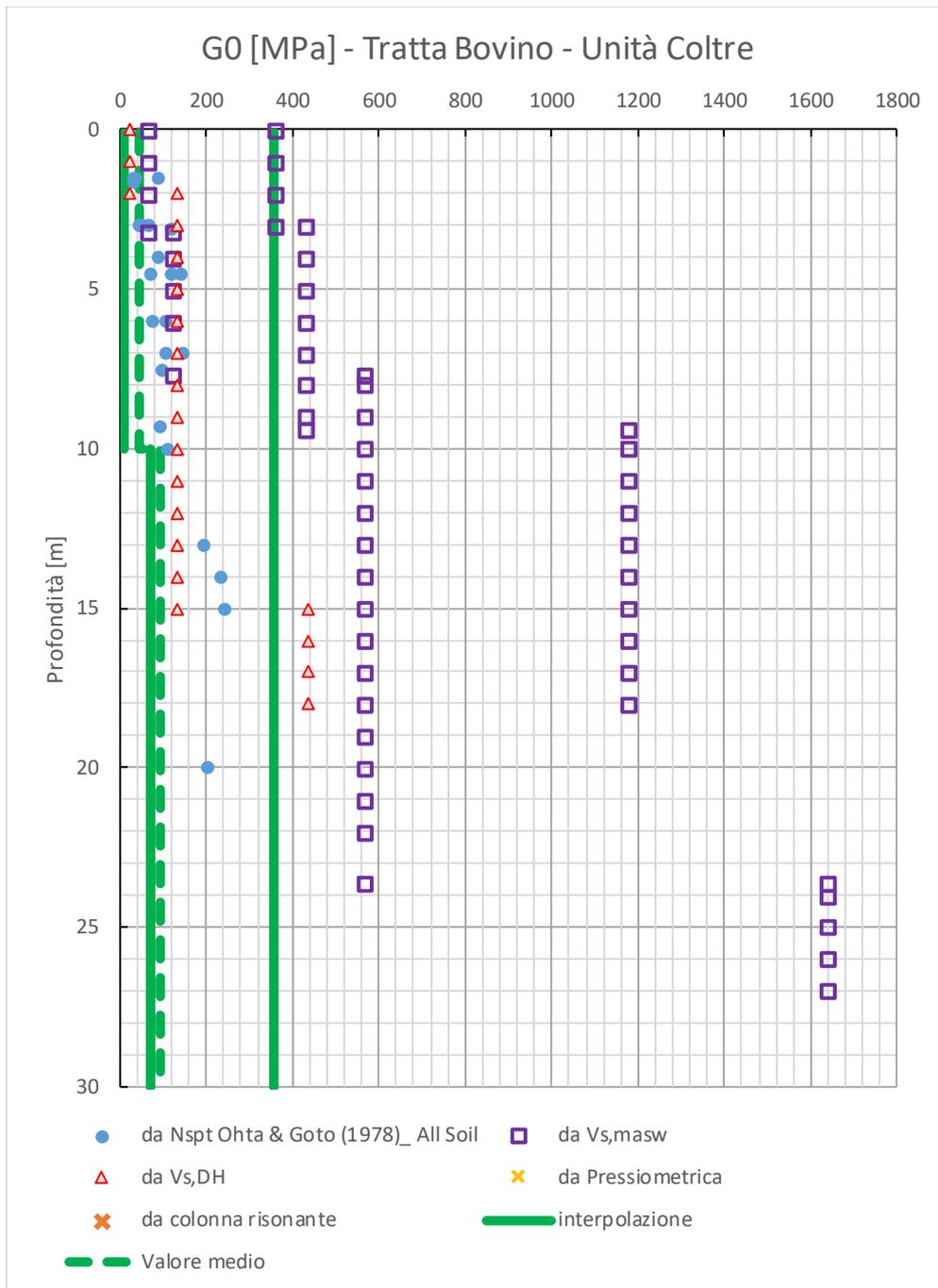
11.1.1 Interpretazione delle prove edometriche

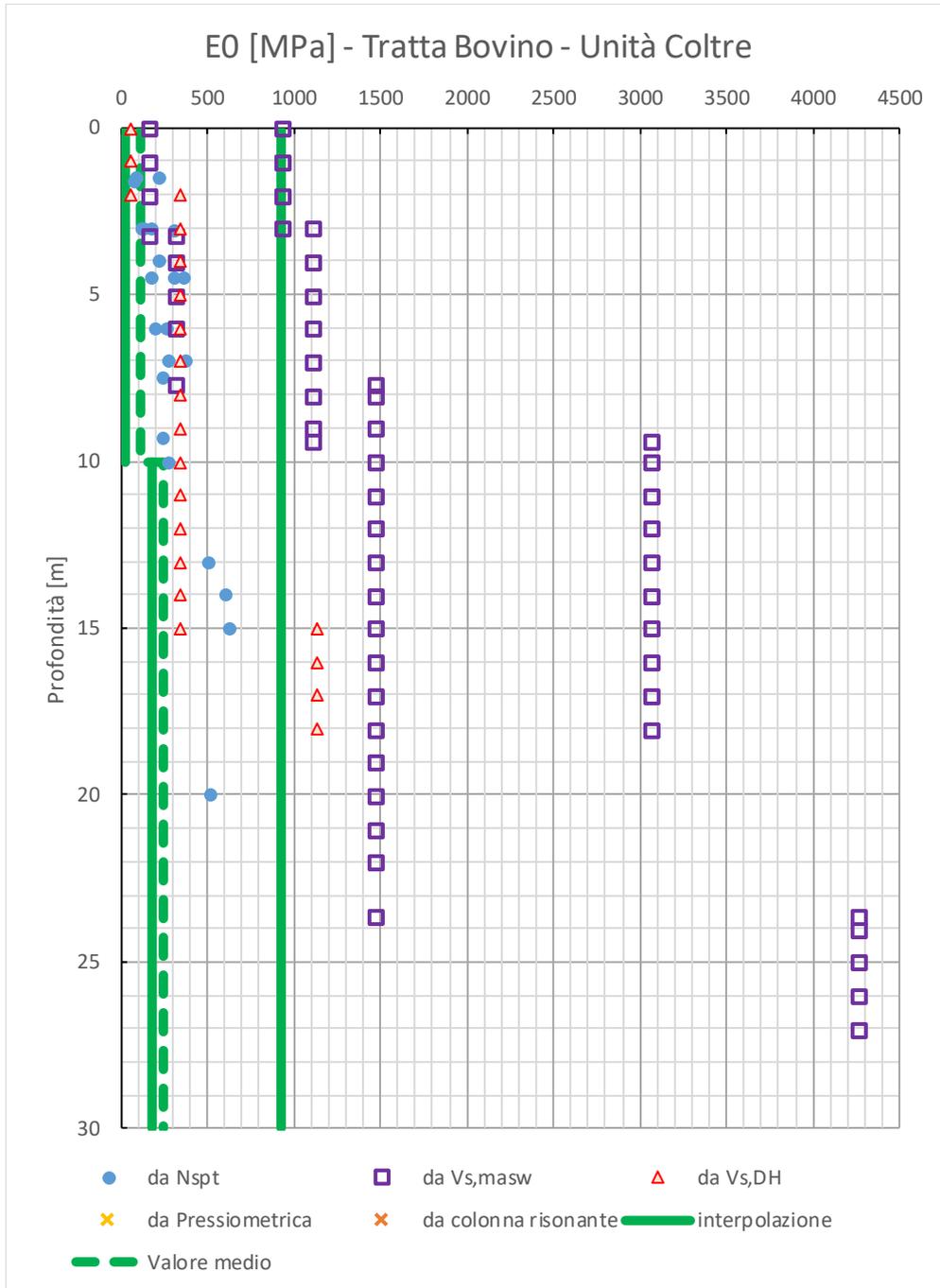


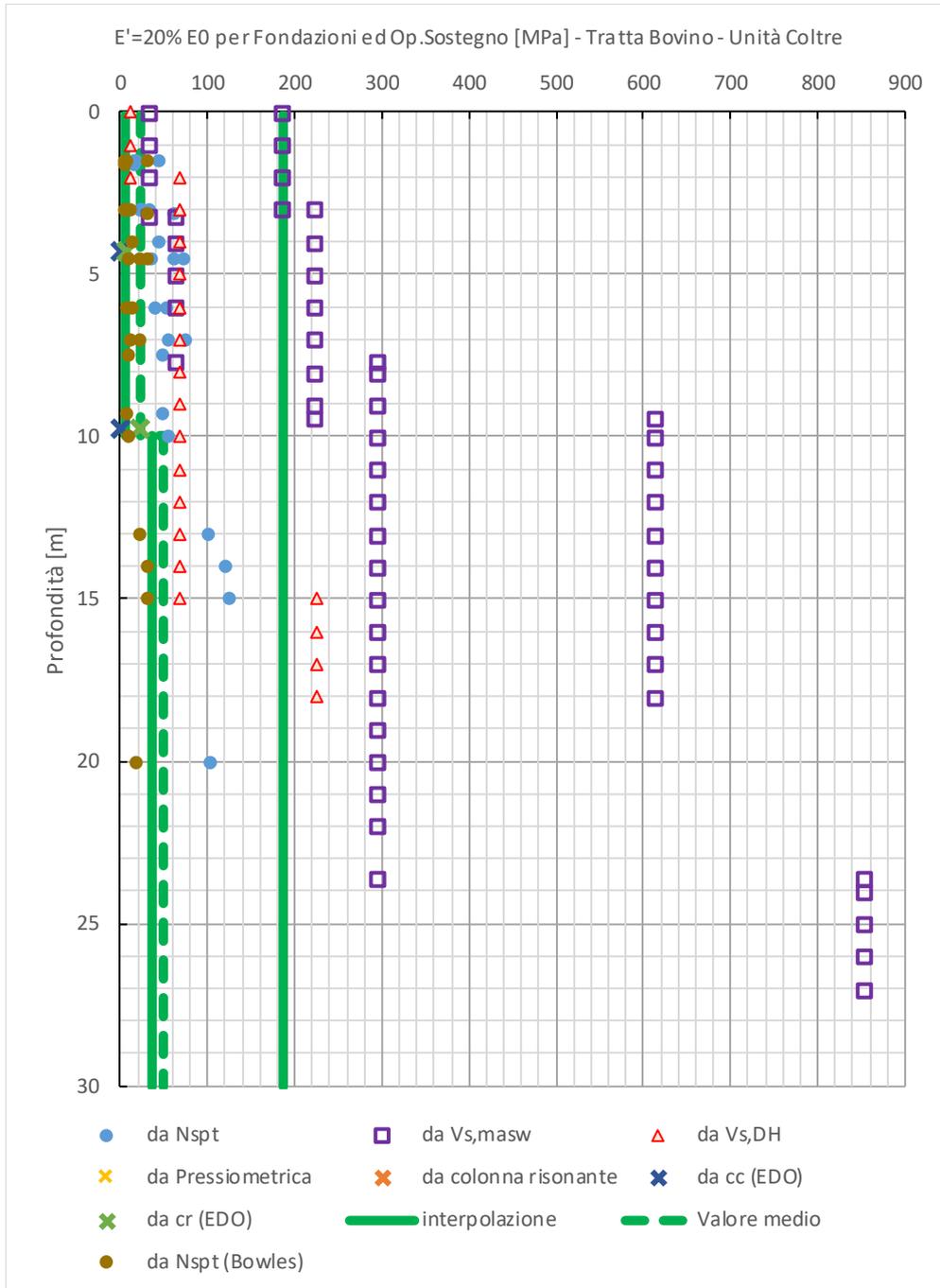


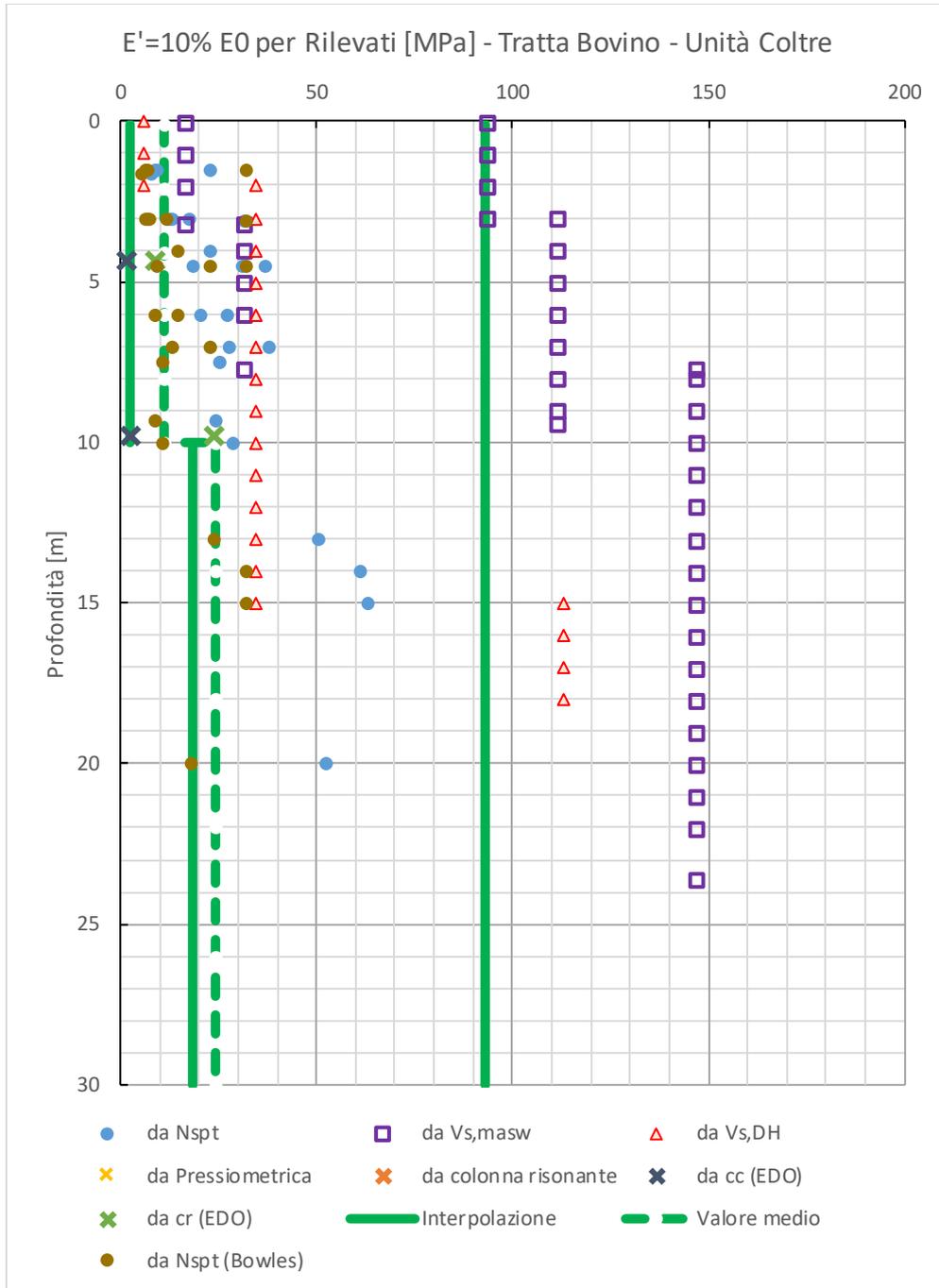
11.1.2 Grafici delle prove in sito

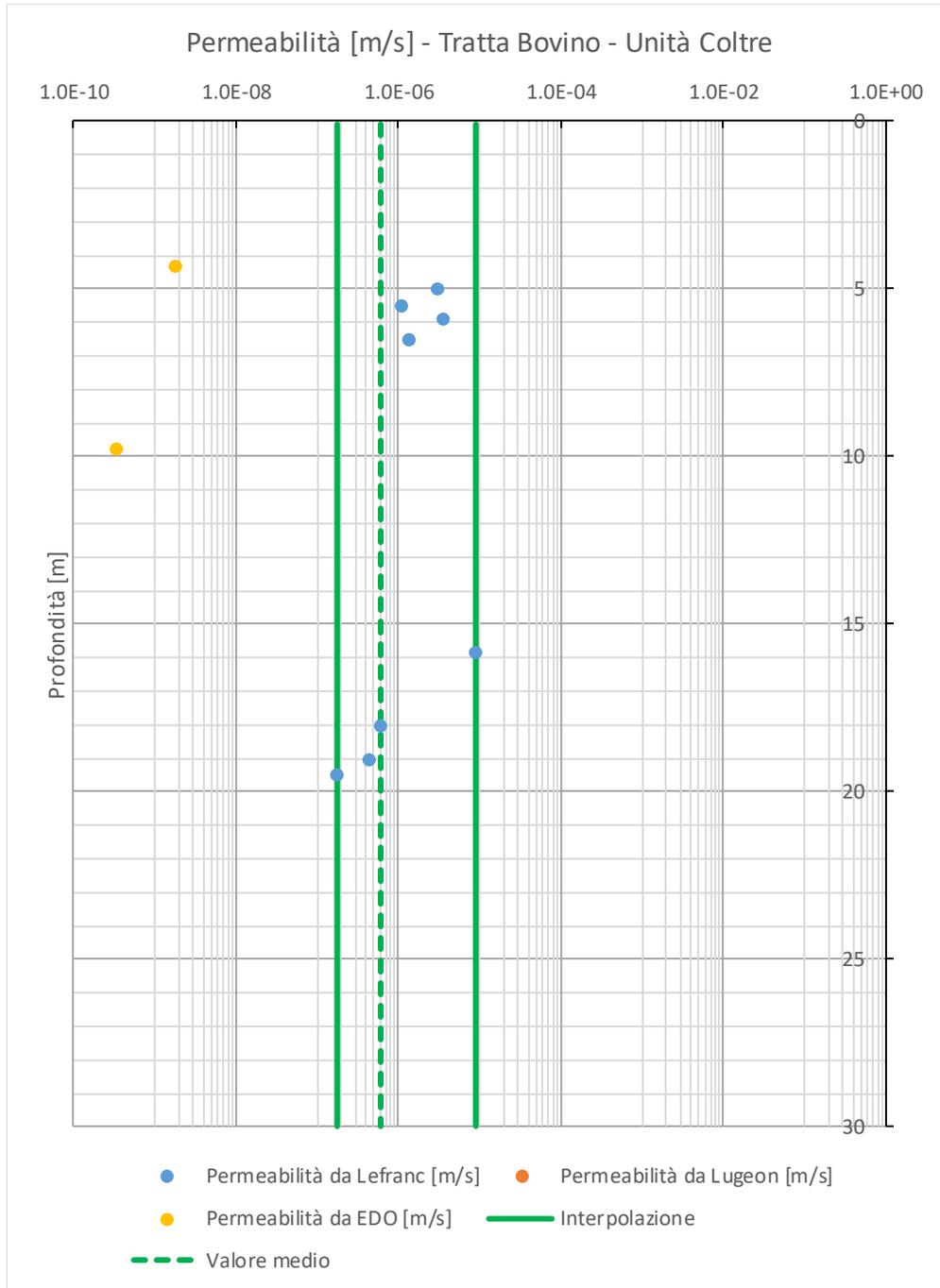


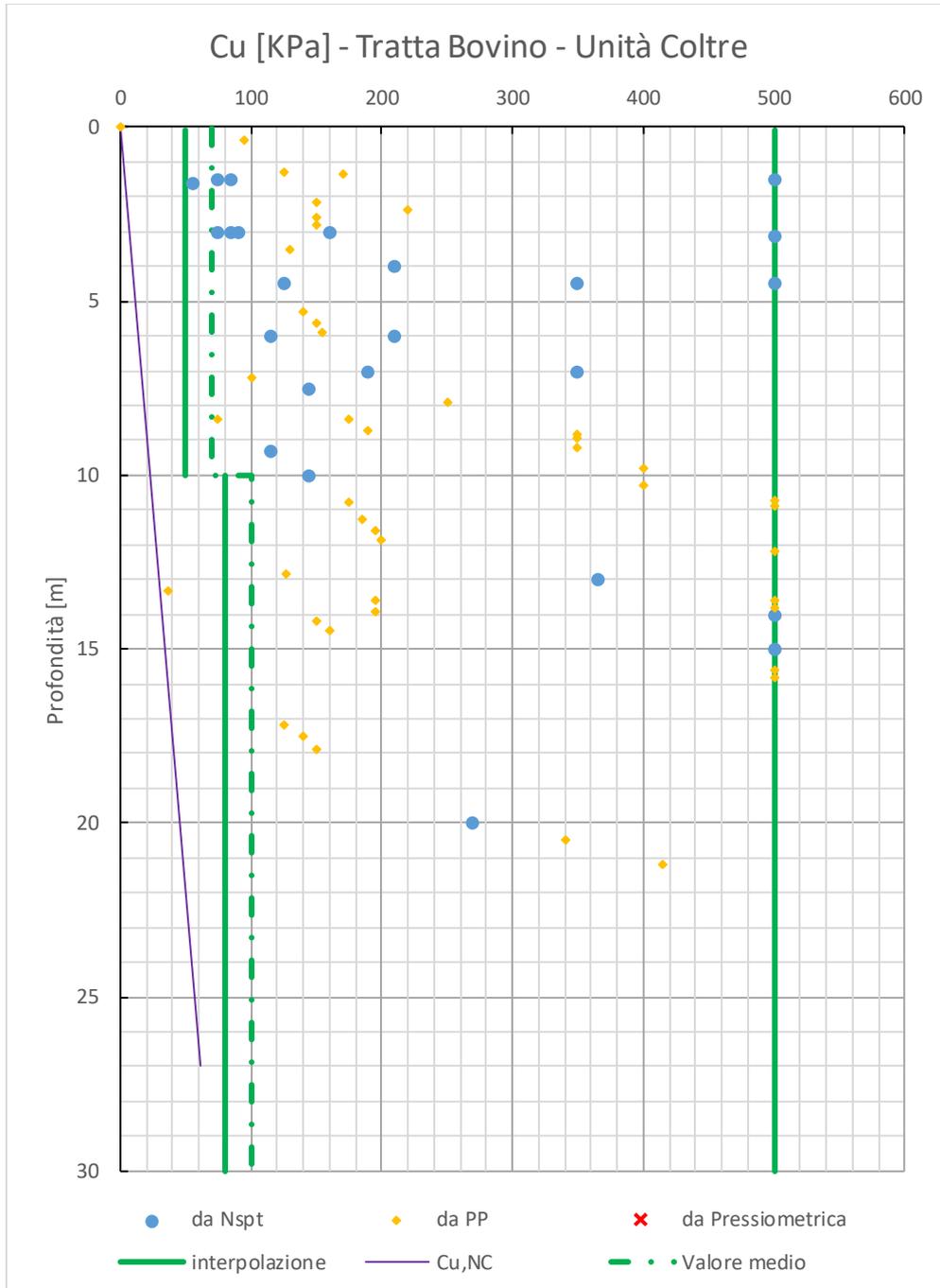


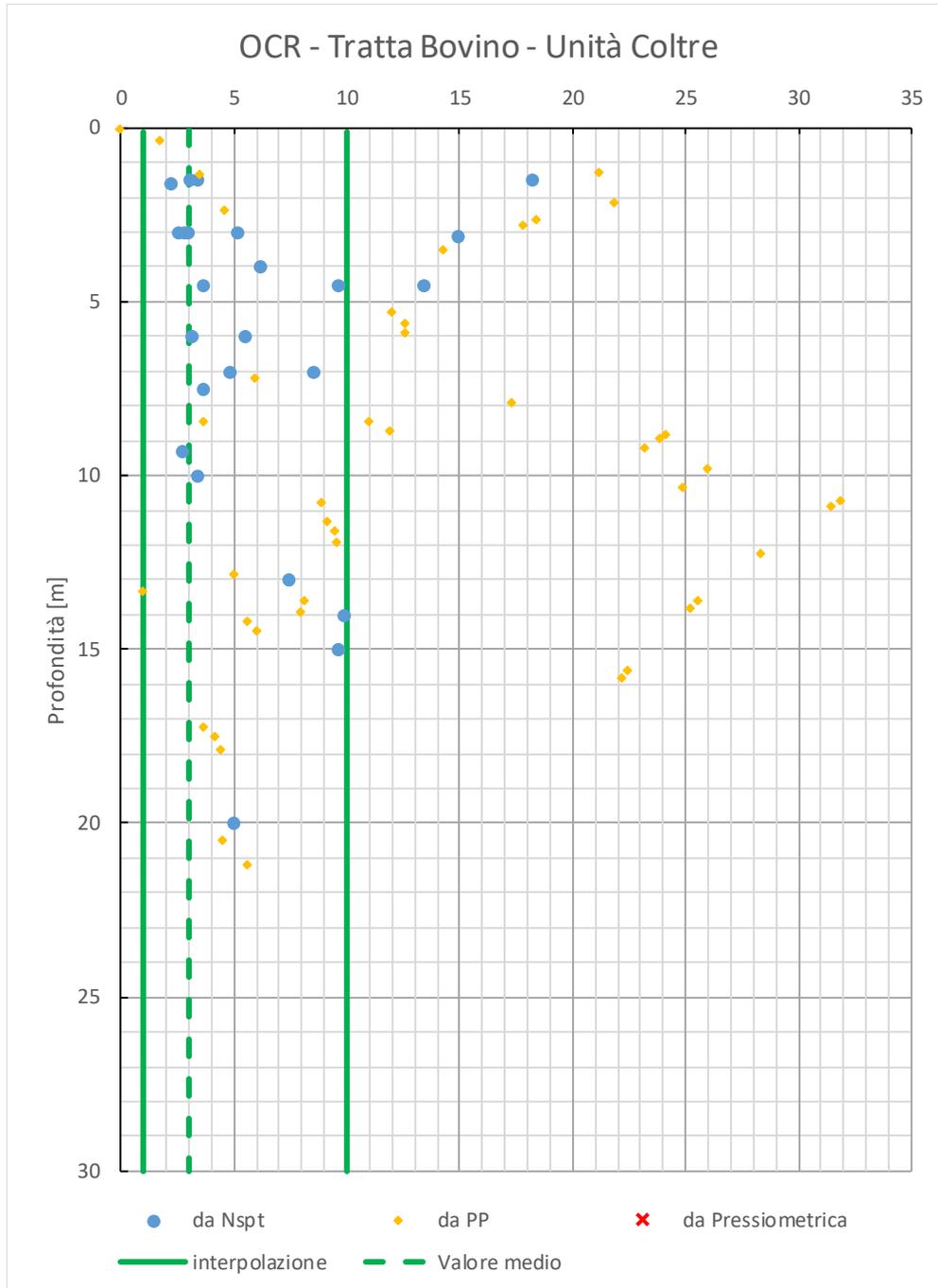




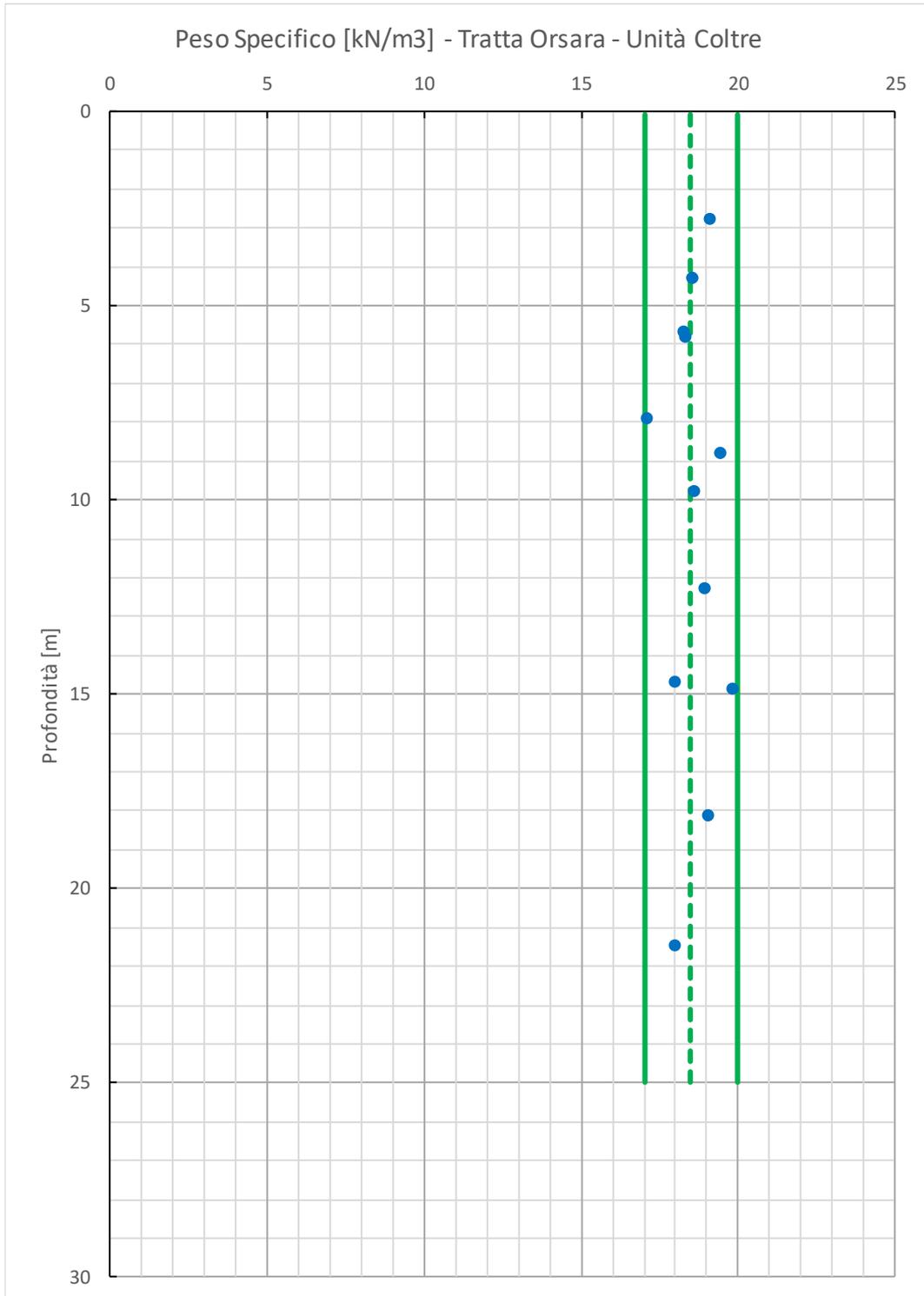


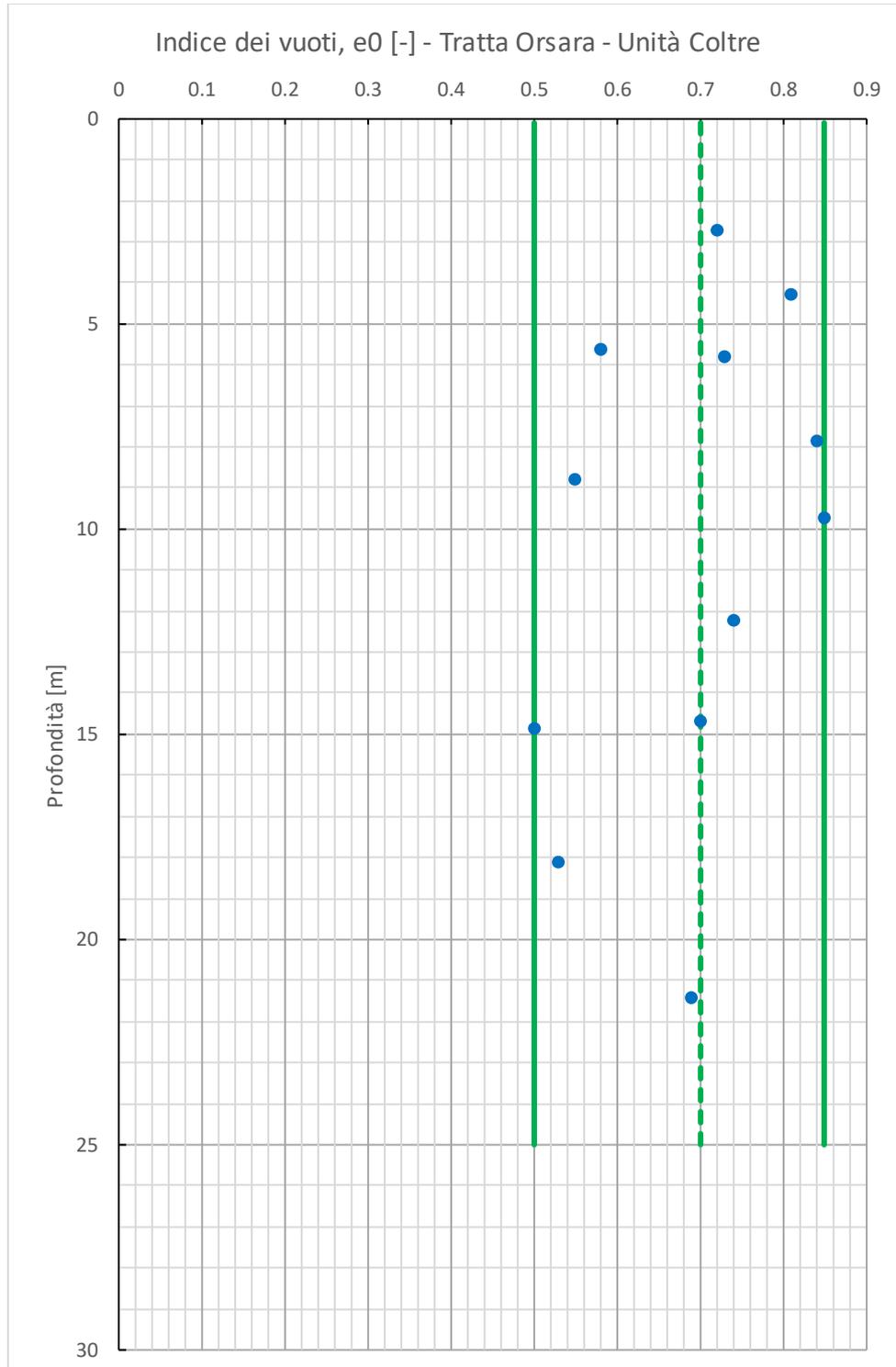


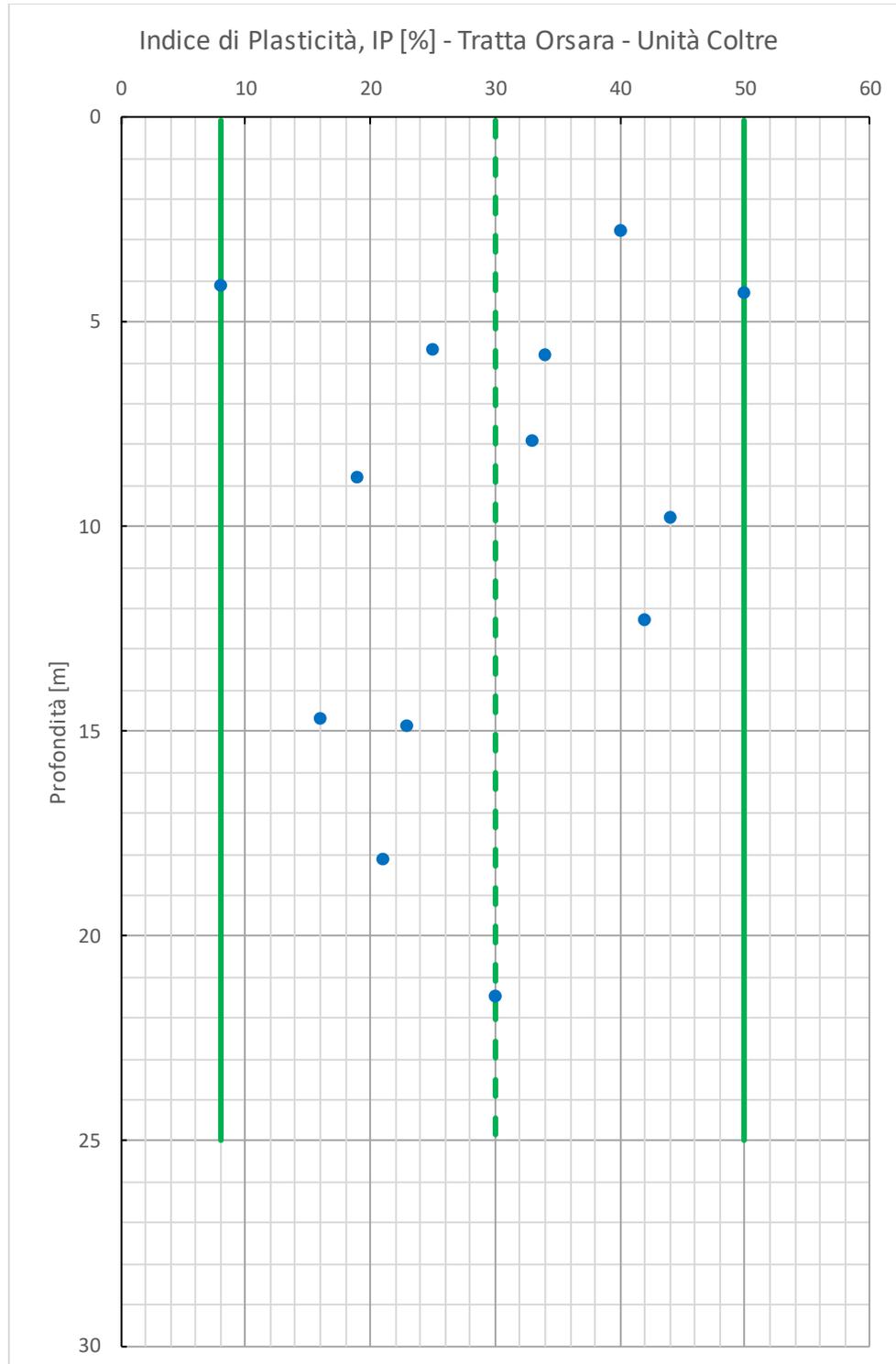




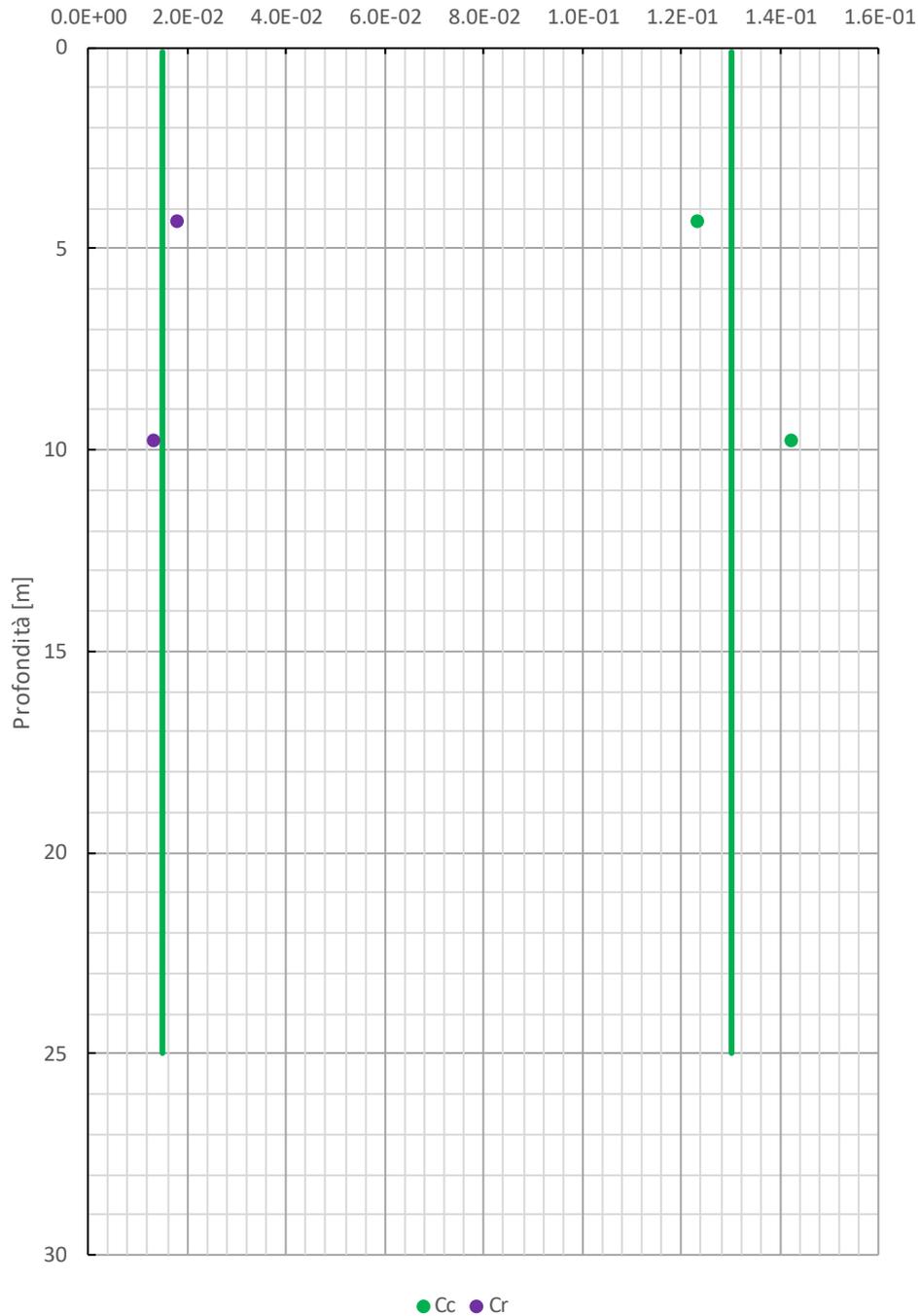
11.1.3 Grafici delle prove in laboratorio



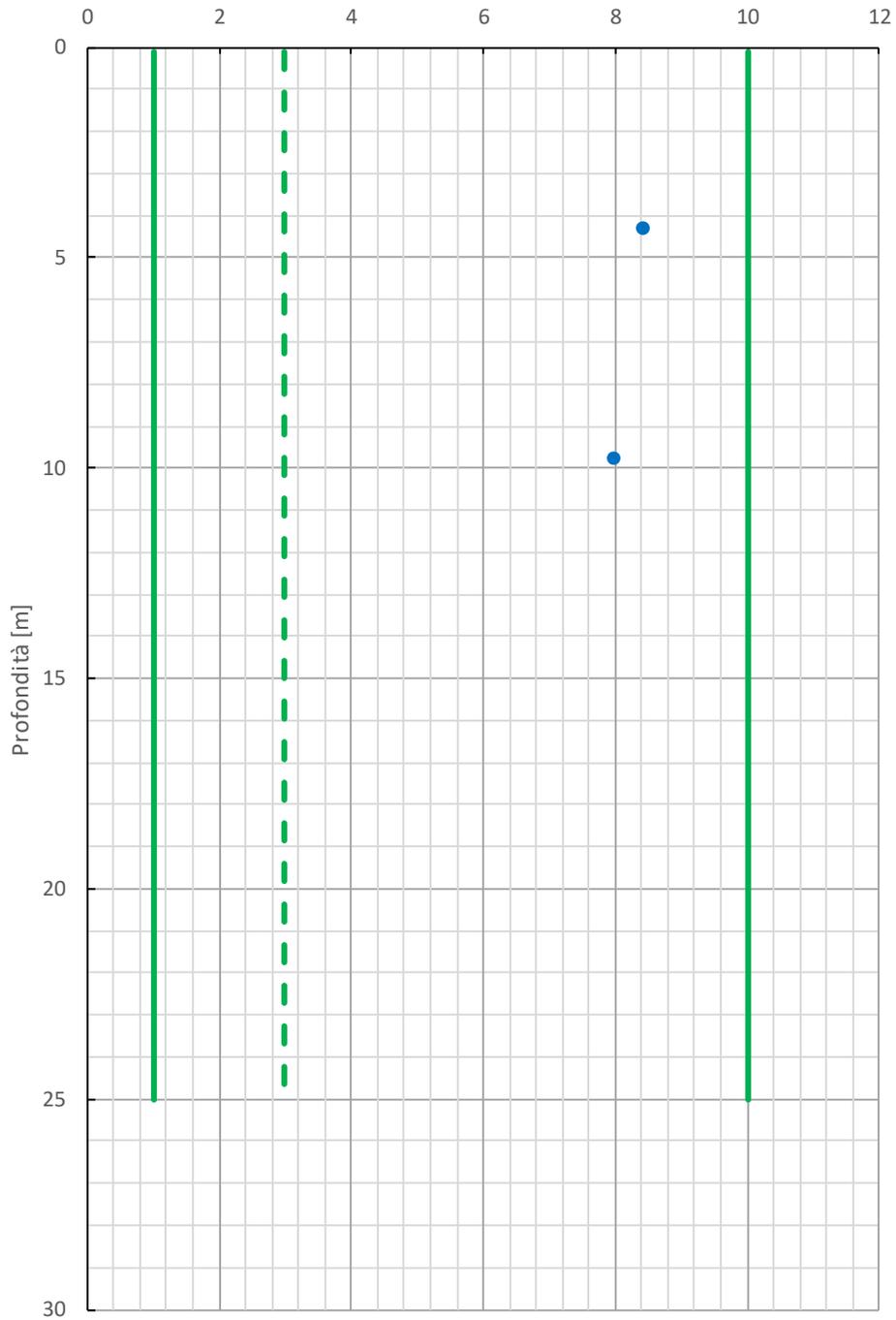


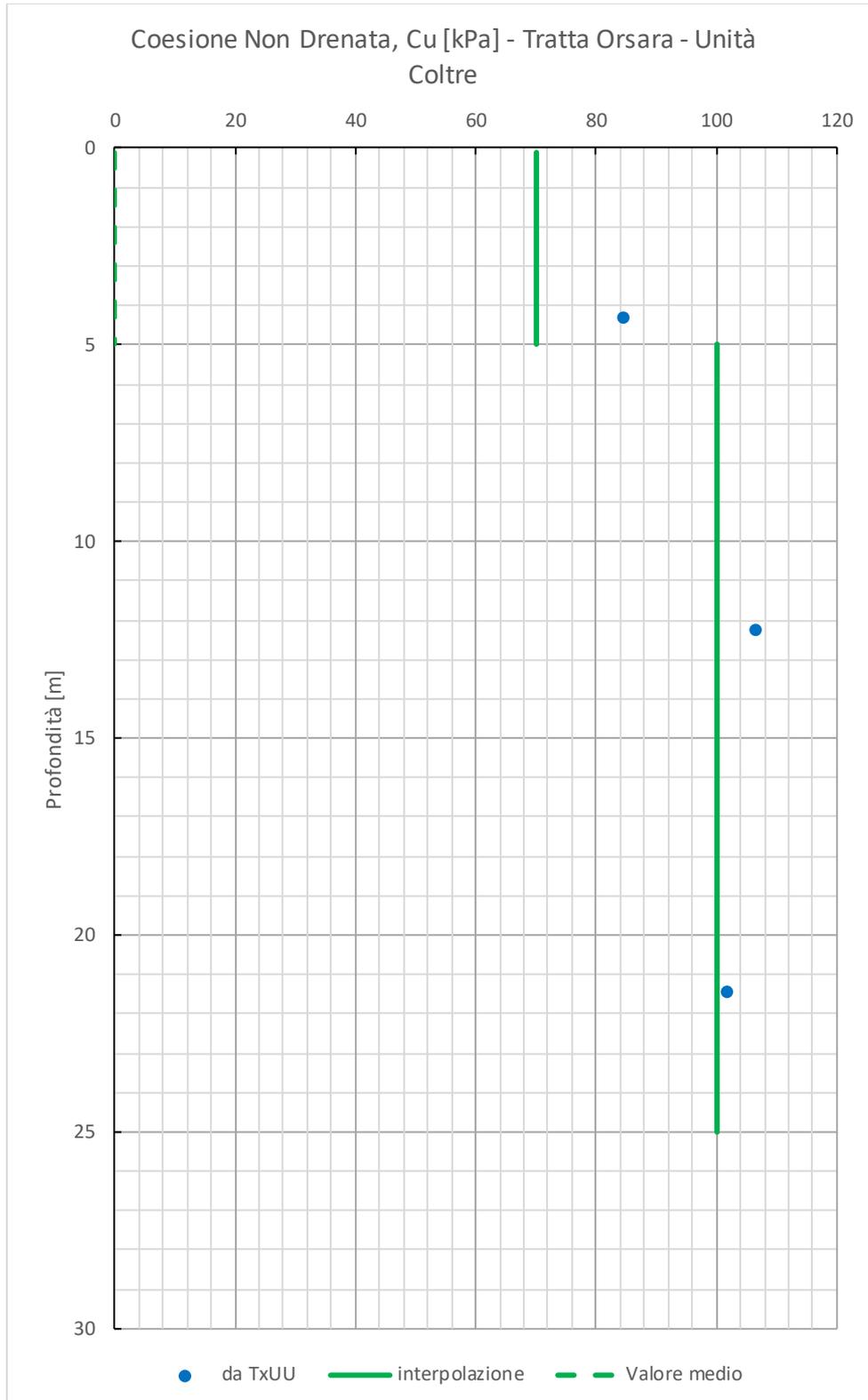


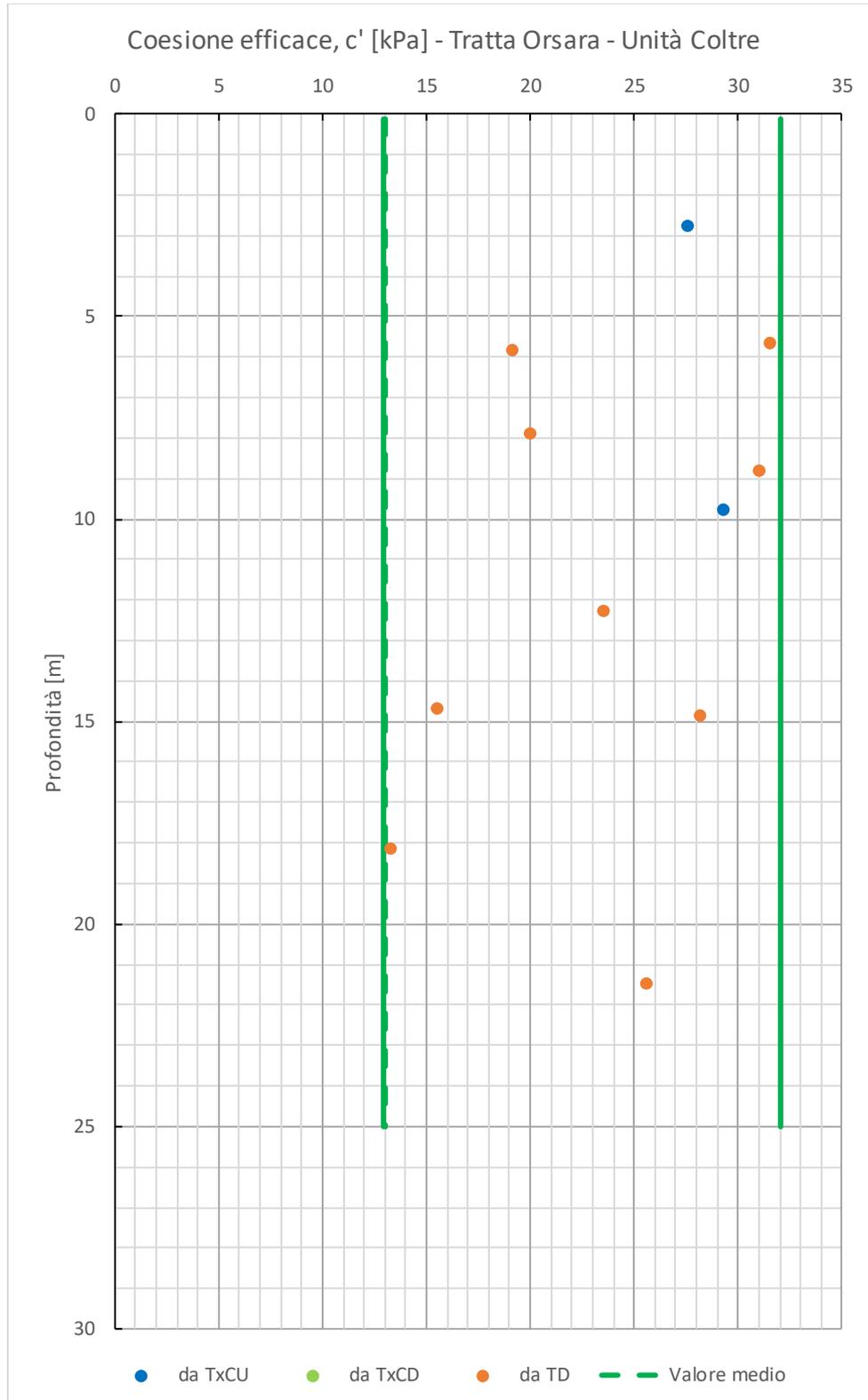
Indice di Compressibilità (Cc) e di Ricarico (Cr) - Tratta
Orsara - Unità Coltre

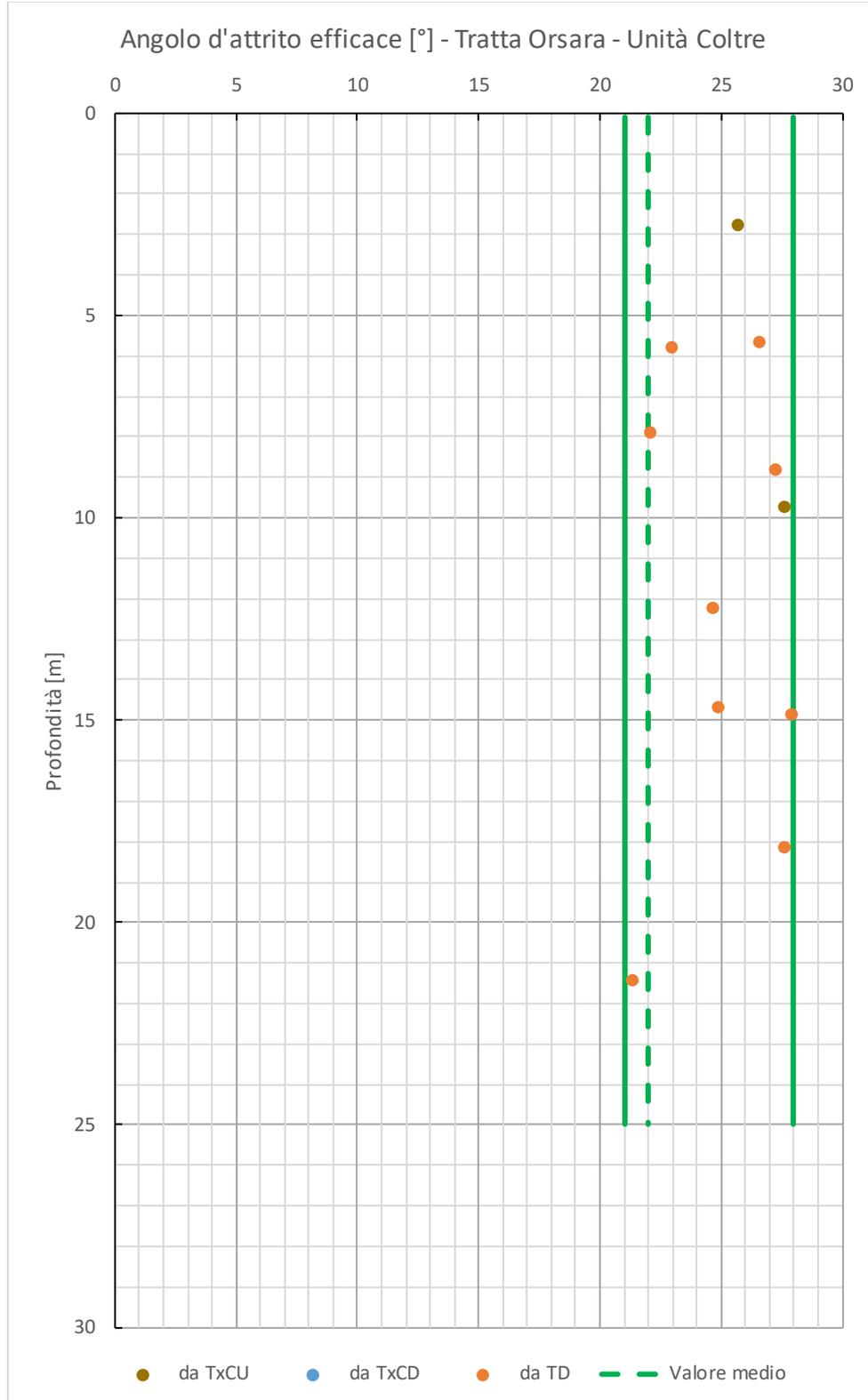


Grado di Sovraconsolidazione, OCR [-] - Tratta Orsara -
Unità Coltre

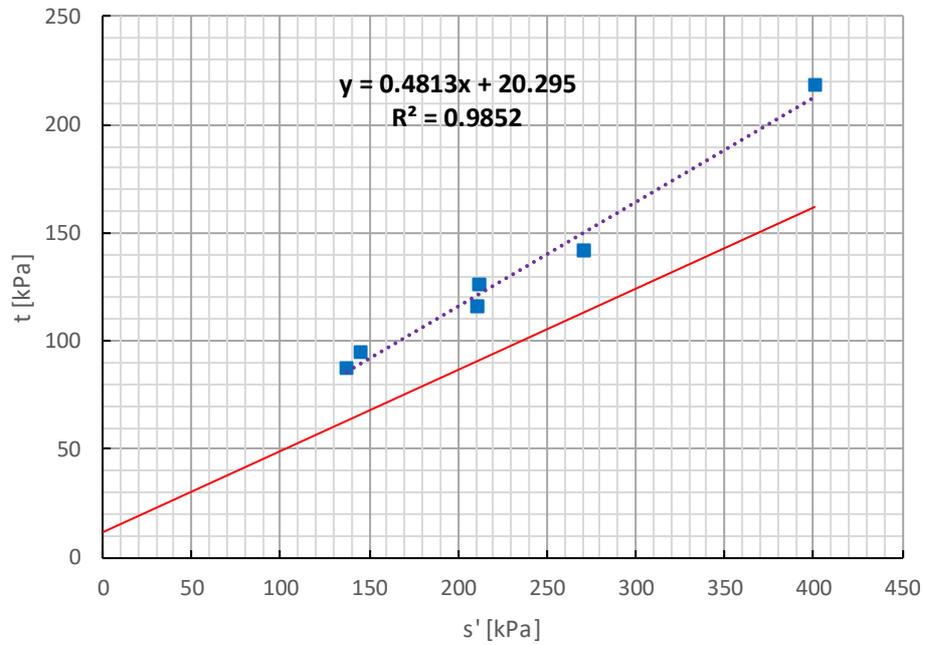




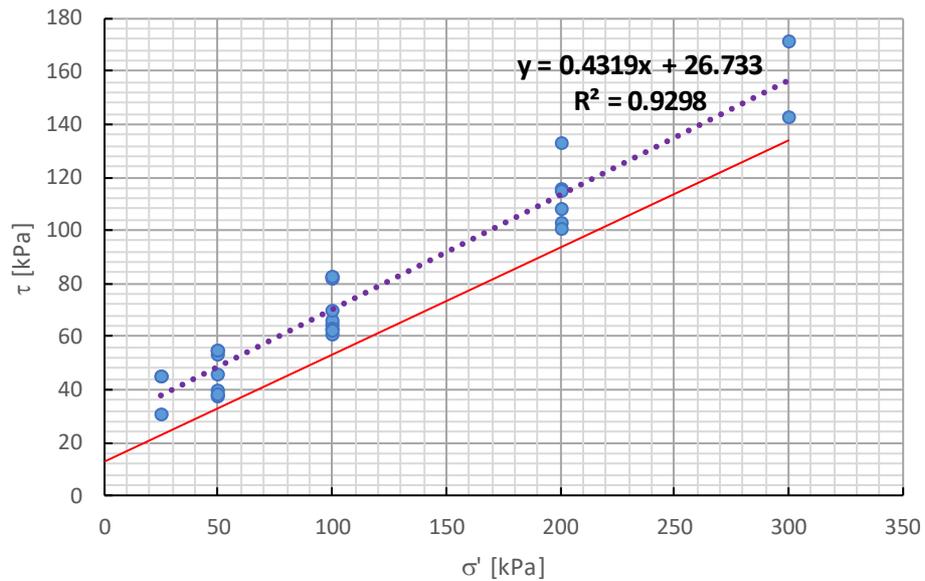




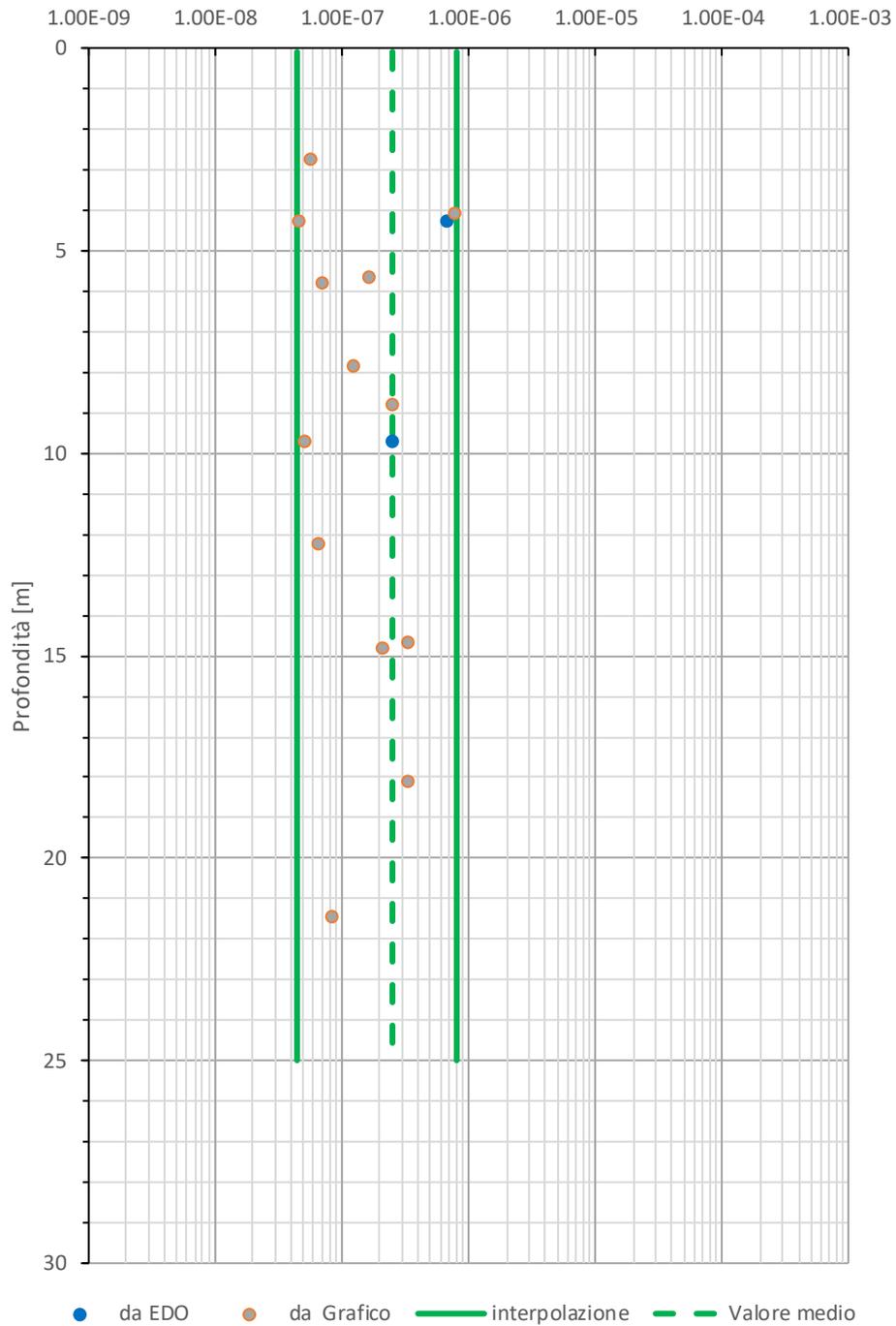
Stress Point Prove Triassiali - Tratta Orsara - Unità Coltre



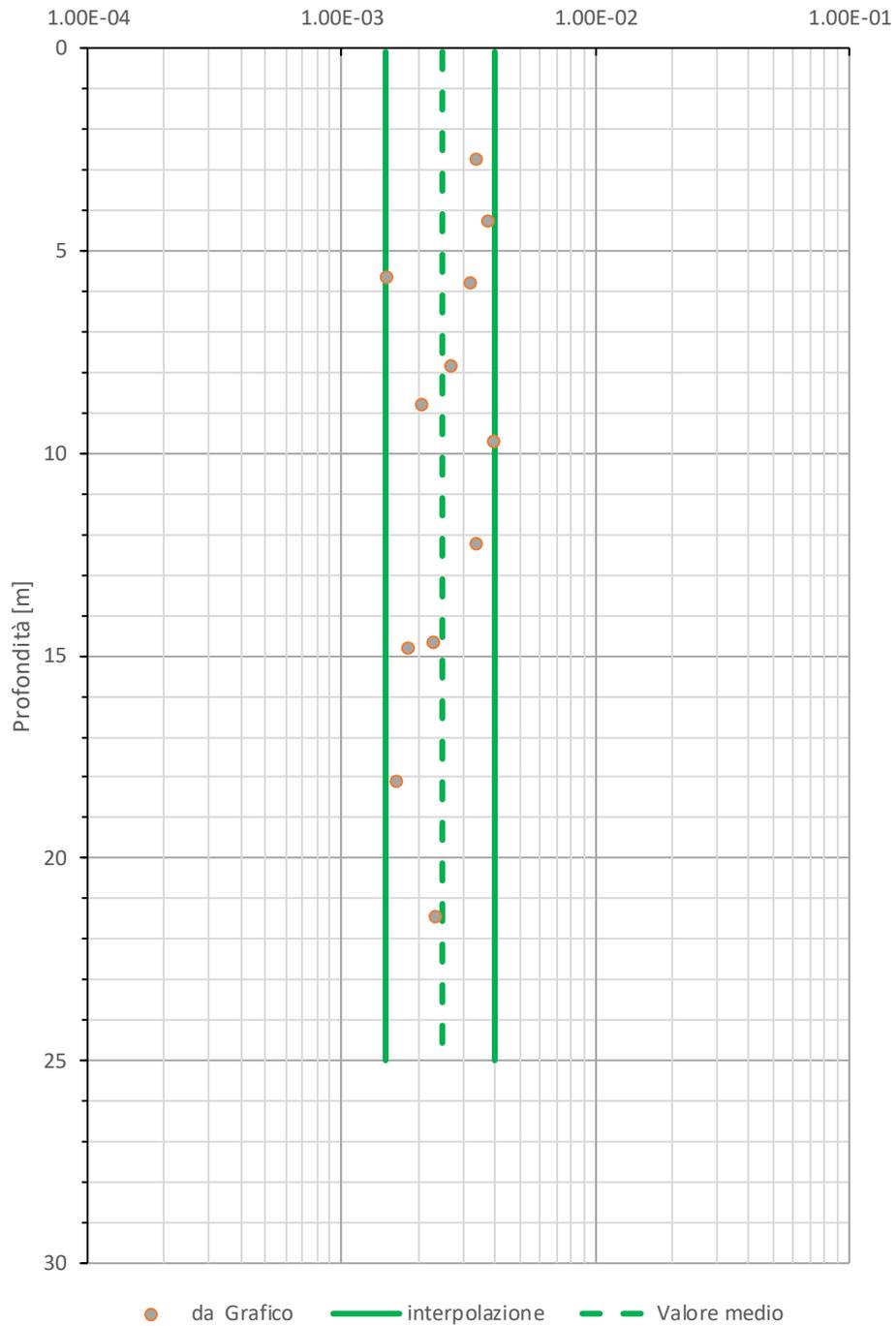
Stress Point Prove di Taglio Diretto - Tratta Orsara - Unità Coltre



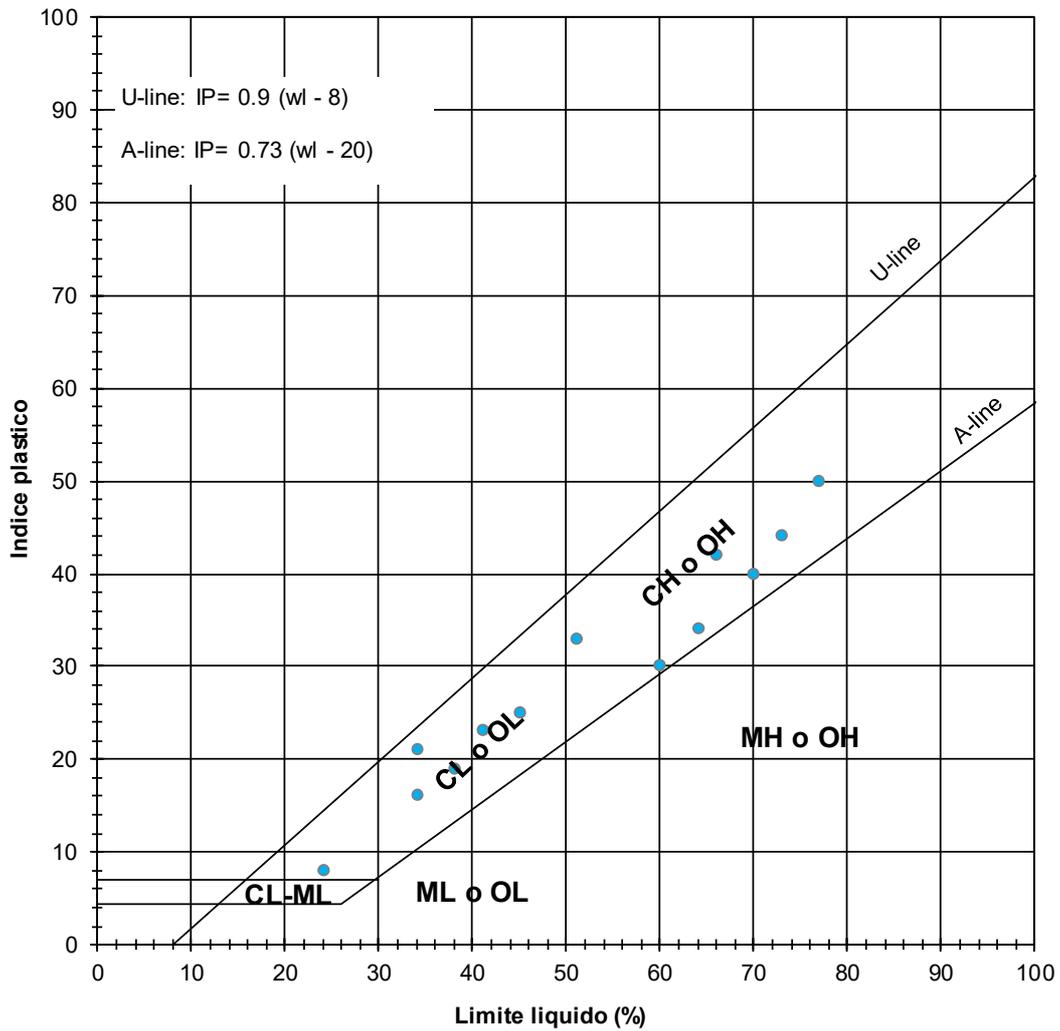
Coefficiente di consolidazione, C_v [m²/s] - Tratta Orsara -
Unità Coltre



Coefficiente di compressione secondaria, $c_{\alpha\varepsilon}$ - Tratta Orsara
- Unità Coltre

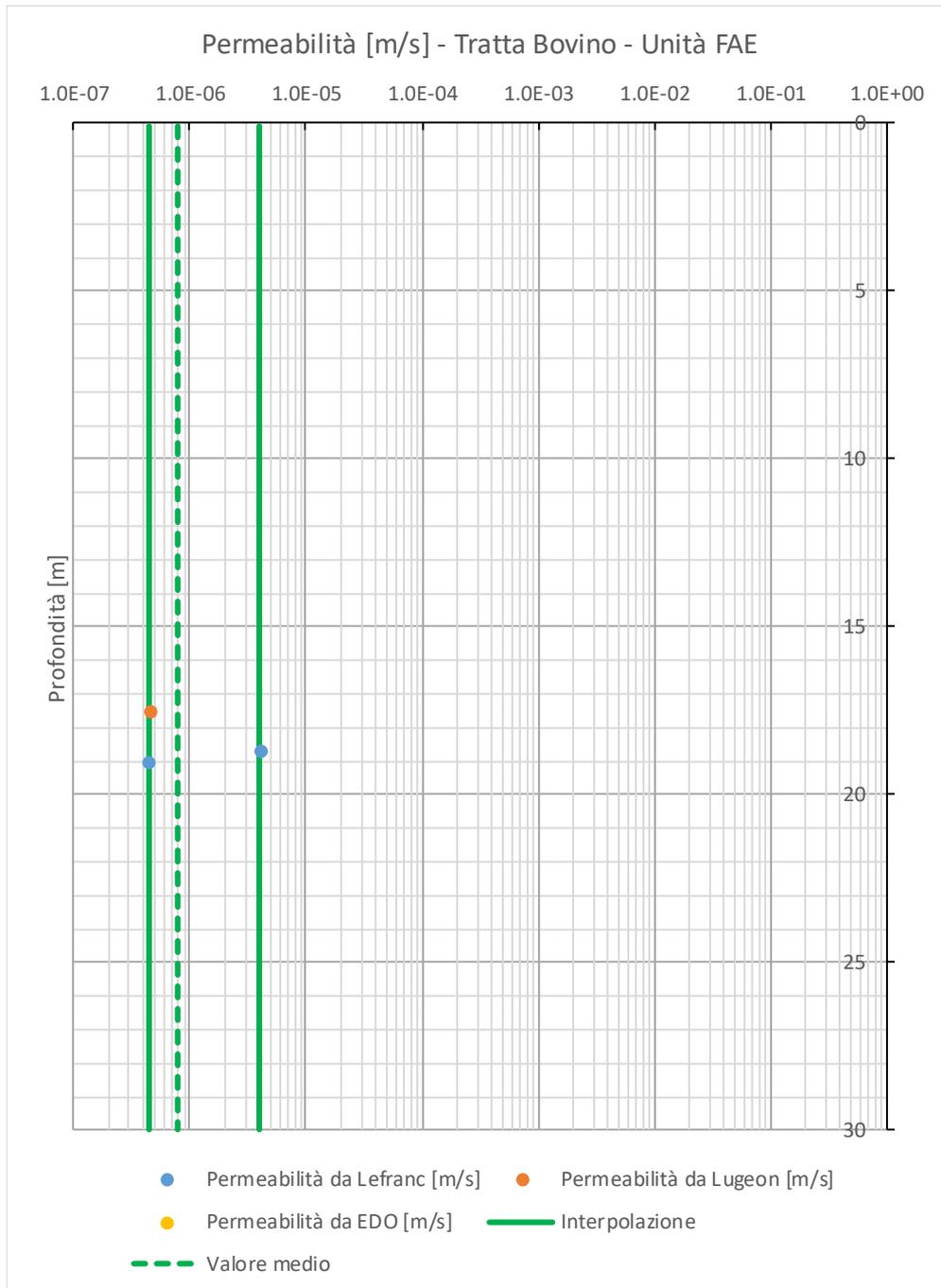


CARTA DI CASAGRANDE



11.2 Unità FAE

11.2.1 Grafici delle prove in sito



11.2.2 Grafici delle prove in laboratorio

