

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI



PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATI GENERALI

GEOLOGIA-IDROGEOLOGIA-GEOTECNICA-SISMICA

Relazione di caratterizzazione geotecnica

Fase PE	Ambito 000	Opera GEO	Argomento GG	Progressivo 003	Tipo elaborato RB	Revisione A
Redatto G. Nigro		Controllato L. Griffini		Approvato L. Griffini		Scala - Data 18/10/22

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO



Ing. M. Vergnani

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ALPINA S.p.A.

Ing. Paola Erba

PROGETTAZIONE GEOLOGIA
STUDIO GRIFFINI SRL

Geol. Lamberto Griffini

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/22	Prima emissione	NG	GL	GL
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	4
2	RIFERIMENTI	6
2.1	Normative e standards.....	6
2.2	Elaborati del Progetto Esecutivo 2018.....	6
2.3	Elaborati del Progetto Esecutivo 2022.....	6
2.4	Bibliografia	6
3	INQUADRAMENTO AREE OMOGENEE	8
4	PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	9
4.1	Campagna d'indagini Galleria degli Agricoltori (2002-2022)	9
4.2	Campagna d'indagini del Progetto Preliminare (2007).....	9
4.3	Campagna d'indagini del Progetto Definitivo (2009)	10
4.4	Campagna d'indagini del Progetto Esecutivo (2018).....	11
5	RISULTATI PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	13
5.1	Campagna d'indagini Galleria degli Agricoltori (2002-2022)	13
5.2	Campagna d'indagini del Progetto Preliminare (2007).....	13
5.3	Campagna d'indagini del Progetto Definitivo (2009).....	14
5.4	Campagna d'indagini del Progetto Esecutivo (2018).....	15
6	ELABORAZIONE PROVE SPT, DI PERMEABILITÀ E PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO	16
6.1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	16
6.2	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	30
6.3	Lato Lavenone: Sbocco	43
6.4	Lato Lavenone: Canale di restituzione	55
6.5	Località Pieve Vecchia: Nuova traversa di sbarramento.....	67
6.6	Opere esistenti: Galleria degli Agricoltori	82
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	92
7.1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	92
7.2	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	93
7.3	Lato Lavenone: Sbocco	93
7.4	Lato Lavenone: Canale di restituzione	94
7.5	Località Pieve Vecchia: Nuova traversa di sbarramento.....	95
7.6	Opere esistenti: Galleria degli Agricoltori	96
7.7	Opere esistenti: Traversa	97
8	ALLEGATI	98

8.1	Allegato 1: E00609A_E_X00_RI000_0_IS_IG_002_0 – Documentazione indagini geognostiche – Progetto Preliminare	99
8.2	Allegato 2: E00609A_E_X00_RI000_0_IS_IG_003_0 – Documentazione indagini geognostiche – Progetto Definitivo	100
8.3	Allegato 3: E00609A_E_X00_RI000_0_IS_RT_001_0 – Relazione tecnica indagini geognostiche – Progetto Esecutivo	101
8.4	Allegato 4: Indagini geognostiche nell'ambito del progetto delle nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'Idro nei Comuni di Idro e di Lavenone (BS) – Rapporto di cantiere	102

1 INTRODUZIONE

Ai fini dell'elaborazione del Progetto Esecutivo del Progetto delle nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago di Idro, sono stati definiti i parametri geotecnici dei depositi sciolti che saranno interessati dai lavori in progetto, suddivisi per aree omogenee descritte al §3.

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi, comprese, ove di interesse per il progetto, le zone corticali alterate degli stessi (cappellaccio di alterazione) sono contenute e descritte nell'apposita relazione di caratterizzazione geomeccanica (rif. 4).

Analogamente per quanto riguarda le caratteristiche sismiche delle diverse aree, sono riportate nell'apposita relazione sismica (rif. 5)

La caratterizzazione geotecnica è stata elaborata a partire dal Modello Geologico di Riferimento (rif. 1). Per la sua redazione si sono utilizzati i risultati delle diverse campagne d'indagine di seguito riassunte:

- Campagna d'indagini "Galleria degli Agricoltori" (2002);
- Campagna d'indagini a supporto del Progetto Preliminare (2007);
- Campagna d'indagini a supporto del Progetto Definitivo (2009);
- Campagna d'indagini a supporto del Progetto Esecutivo (2018);
- Campagna d'indagini integrative del Progetto Esecutivo (2022).

Le indagini integrative sono state eseguite con lo scopo di minimizzare le incertezze del modello geologico e del modello geotecnico, con particolare riguardo alla zona interessata da una presunta faglia identificata dai risultati delle indagini geofisiche (stendimento L2_sis) realizzate nel 2018 a supporto del Progetto Esecutivo.

Le indagini sono state mirate all'ottenimento delle informazioni necessarie riguardo alle caratteristiche litologiche e stratigrafiche delle aree direttamente interessate o limitrofe alle opere in progetto, con particolare attenzione all'individuazione delle potenziali pericolosità geologiche connesse alla realizzazione dell'opera, alla definizione delle proprietà fisiche e meccaniche delle unità attraversate e agli aspetti idrogeologici, con particolare attenzione, alle caratteristiche di permeabilità dei depositi di copertura, soprattutto della zona d'imbocco lato Idro.

In **Figura 1** si riporta una ripresa satellitare dell'area di interesse, mentre in **Figura 2** la planimetria con le opere in progetto e le perimetrazioni delle aree a rischio idrogeologico (L. 267/98, rif. 1).

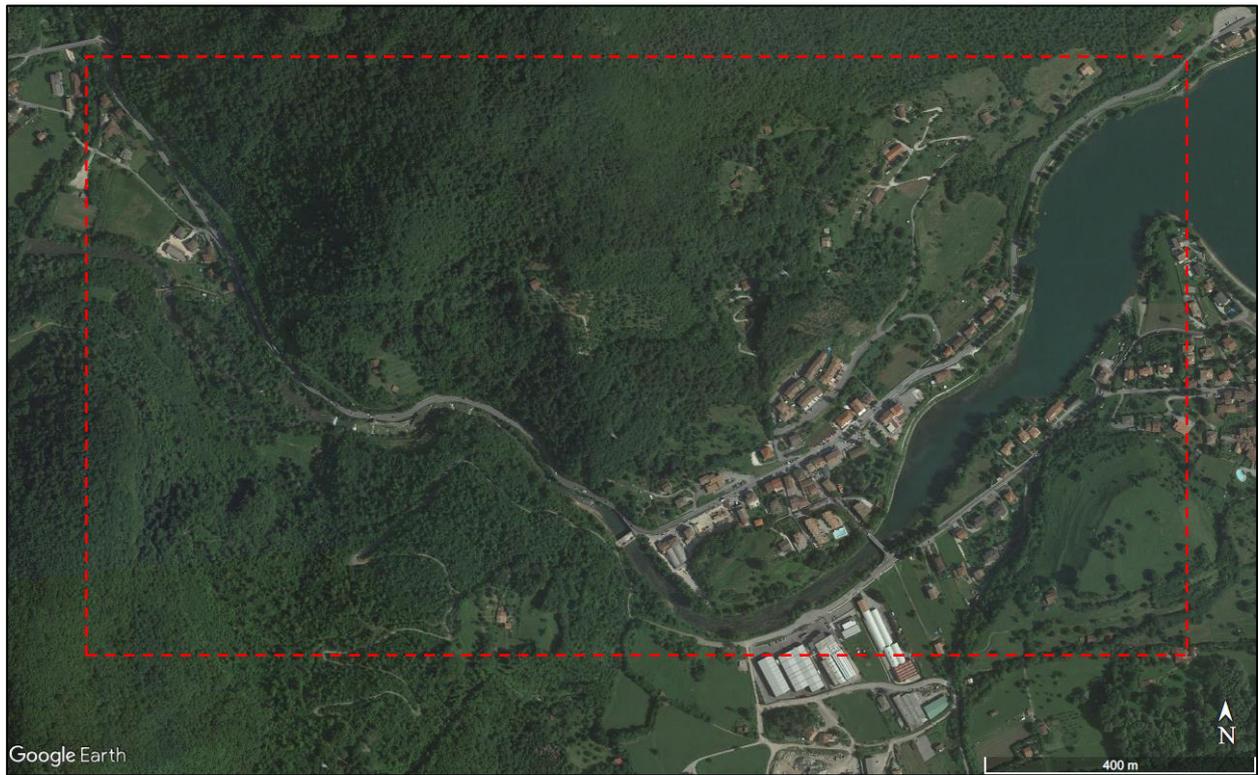


Figura 1 – Area di studio (ripresa satellitare da Google Earth)

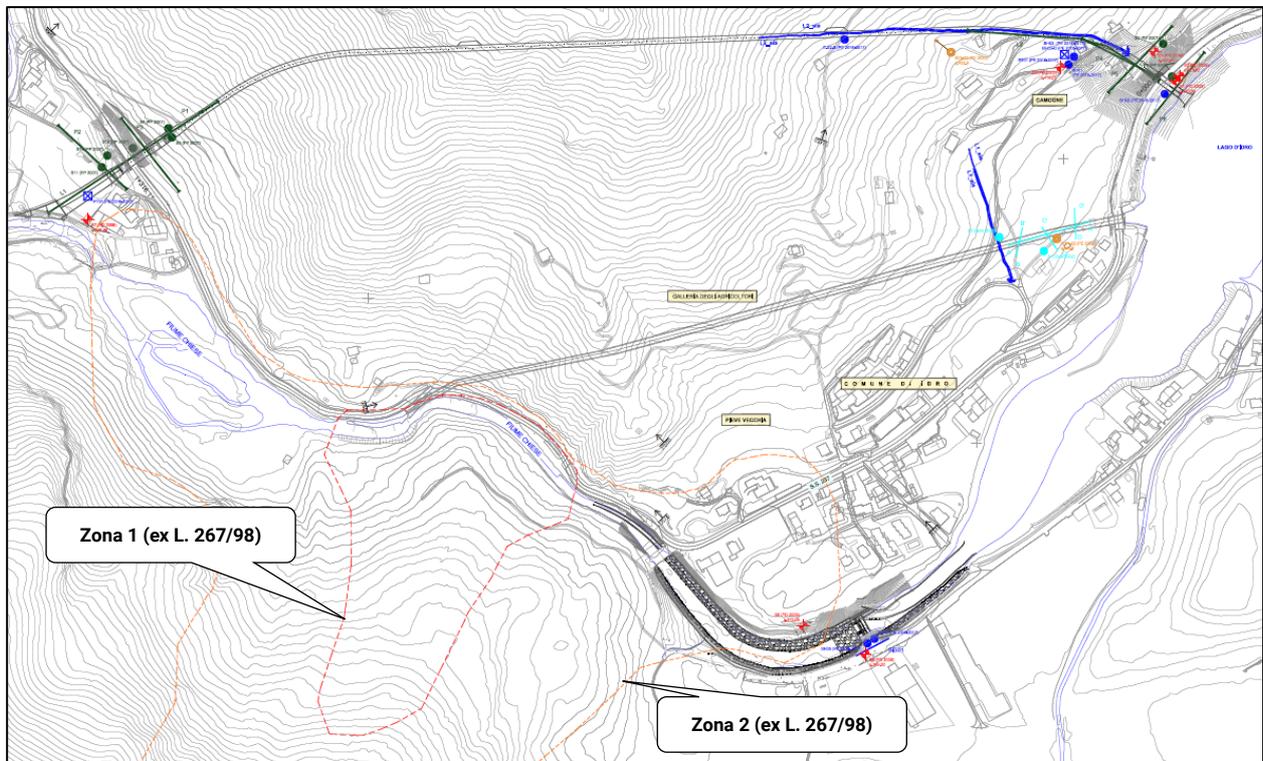


Figura 2 – Area di studio con indicazione delle opere principali e le perimetrazioni delle aree a rischio idrogeologico

2 RIFERIMENTI

2.1 Normative e standards

1. L. 267/98 – Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180, recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania.
2. DM 26.06.2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
3. Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
4. Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 del Consiglio Sup. LL. PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 Gennaio 2018

2.2 Elaborati del Progetto Esecutivo 2018

5. E00609A_E_X00_RI000_0_IS_IG_002_0 – Documentazione indagini geognostiche – Progetto Preliminare
6. E00609A_E_X00_RI000_0_IS_IG_003_0 – Documentazione indagini geognostiche – Progetto Definitivo
7. E00609A_E_X00_RI000_0_IS_RT_001_0 – Relazione tecnica indagini geognostiche – Progetto Esecutivo

2.3 Elaborati del Progetto Esecutivo 2022

1. PE-000-GEO-IN-001-RT-A – Relazione tecnica indagini geognostiche
2. PE-000-GEO-GG-001-RH-A – Relazione geologica ed idrogeologica
3. PE-000-GEO-IN-002-PL-A – Planimetria ubicazione indagini geognostiche e geofisiche
4. PE-000-GEO-GG-002-RB-A – Relazione di caratterizzazione geomeccanica
5. PE-000-GEO-SS-001-RH-A - Relazione Sismica

2.4 Bibliografia

6. Seed, H.B. and Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping factors for dynamic Response Analysis", Report EERC 70-10, University of California, Earthquake engineering research center, Berkley, Dec. 1970
7. Schmertmann, J.H. (1975), "Measurement of in situ shear strength, keynote lecture, Proceedings of the conference on in-situ measurement of soil properties", June 1-4, 1975, vol. II, American Society of Civil Engineers
8. Skempton, A. W. (1986), "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Geotechnique 36, n°2
9. Liao S.C. e Withmann R.V. (1986). Overburden Correction Factors for SPT in Sand. Journal of GED, ASCE. 112 (3): 373-377
10. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) – "New correlations of penetration tests for design practice", Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando
11. Bieniawski Z.T. (1989) – Engineering rock mass classification. Wiley Interscience Publ., pp. 249

12. EPRI, 1990 – “Manual on estimating soil properties for foundation design” – Cornell University Ithaca, New York
13. Berardi R., Lancellotta R., "Stiffness of Granular Soils from Field Performance"; 1991, Geotechnique
14. Cestari F. (2009) – Prove geotecniche in sito”, Edizioni Geo-Impianti
15. Studio Griffini (2017) – Modellazione geotecnica e individuazione delle soglie di criticità nelle aree di frana monitorate dal CMG di ARPA – Area di Idro (Comune di Idro, BS)

3 INQUADRAMENTO AREE OMOGENEE

Sulla base del Modello Geologico di Riferimento (rif. 1) e utilizzando i dati rilevati nelle campagne d'indagine e delle prove di laboratorio, sono state individuate aree omogenee dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica, funzione sia della tipologia di depositi sciolti presenti sia delle caratteristiche geotecniche s.s., che vengono descritte di seguito.

Le tratte con caratteristiche omogenee, in termini di caratteristiche geotecniche dei depositi sciolti, sono state individuate in corrispondenza delle opere da realizzare, tenendo conto della profondità e delle caratteristiche degli interventi.

Le aree omogenee riconosciute ed utilizzate sono elencate di seguito e le loro caratteristiche sono descritte ai §§ che seguono (rif. 6 e 7).

- Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)
- Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)
- Lato Lavenone: Sbocco
- Lato Lavenone: Canale di restituzione
- Località Pieve Vecchia: Nuova traversa di sbarramento
- Opere esistenti: Galleria degli Agricoltori
- Opere esistenti: Traversa

4 PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

4.1 Campagna d'indagini Galleria degli Agricoltori (2002-2022)

Nel corso dell'esecuzione dei carotaggi, sono stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno per l'esecuzione di prove di laboratorio di caratterizzazione.

Su tali campioni sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- n. 8 analisi granulometriche per setacciatura;
- n. 3 analisi granulometriche per sedimentazione (campioni C2, C4 e C6 del sondaggio S1).

In **Tabella 1** sono riportate le prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato eseguite.

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Materiale	Profondità [m da p.c.]	Prove Terreno	
					Gran	Sed
S1	Galleria degli Agricoltori Pk 0+050-0+250	C1	DD	4.00	X	-
		C2		6.55	X	X
		C3		18.55	X	-
		C4		27.50	X	X
		C5		30.50	X	-
		C6		33.30	X	X
S2		C1	DD	4.50	X	-
		C2		11.00	X	-

Note:
DD: Depositi detritici eterogenei

Tabella 1 – Sintesi delle prove eseguite sui depositi sciolti

4.2 Campagna d'indagini del Progetto Preliminare (2007)

Nel corso dell'esecuzione dei carotaggi, sono stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno per l'esecuzione di prove di laboratorio di caratterizzazione.

Su tutti i campioni prelevati sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- n. 13 analisi granulometriche per setacciatura;
- n. 13 analisi granulometriche per sedimentazione;
- n. 13 limiti di consistenza.

Sono state, inoltre, eseguite n. 6 prove di taglio su campioni ricostituiti con frazione massima 4.75 mm. Nello specifico:

- sondaggio S1 campioni C2 e C4;
- sondaggio S2 campioni C5, C7 e C9;
- sondaggio S11 campione C2.

In **Tabella 2** sono riportate le prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato eseguite.

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Materiale	Profondità [m da p.c.]	Prove Terreno			
					Gran	Sed	Limiti	Taglio
S1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	C2	DV	6.6÷7.1	X	X	X	X
		C4		11.0÷11.5	X	X	X	X
		C5		15.2÷15.7	X	X	X	-
		C6		17.5÷18.0	X	X	X	-
		C8		22.6÷22.8	X	X	X	-
S2	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	C2	DV	8.0÷8.5	X	X	X	-
		C4		16.0÷16.5	X	X	X	-
		C5		24.5÷25.0	X	X	X	X
		C7		29.5÷30.0	X	X	X	X
		C9		38.5÷39.0	X	X	X	X
S11	Lato Lavenone: Sbocco	C2	DD	4.0÷4.5	X	X	X	X
		C3		7.0÷7.5	X	X	X	-
		C5		11.0÷11.5	X	X	X	-

Note:
DV: Depositi di versante
DD: Depositi detritici eterogenei

Tabella 2 – Sintesi delle prove eseguite sui depositi sciolti

4.3 Campagna d'indagini del Progetto Definitivo (2009)

Nel corso dell'esecuzione dei carotaggi, sono stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno ed un campione indisturbato (C1 nel sondaggio S5) per l'esecuzione di prove di laboratorio di caratterizzazione.

Su tutti i campioni prelevati sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- n. 11 analisi granulometriche per setacciatura;
- n.11 analisi granulometriche per sedimentazione.

Sono stati determinati i limiti di consistenza su n. 4 campioni. Nello specifico:

- sondaggio S4 campioni CR1 e CR2;
- sondaggio S5 campione C1;
- sondaggio S6 campione CR1

Sul campione indisturbato C1 del sondaggio S6 è stata inoltre eseguita una prova di taglio diretto ed una prova di permeabilità in edometro.

In **Tabella 3** è riportate l'elenco delle prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato eseguite.

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Materiale	Profondità [m da p.c.]	Prove Terreno				
					Gran	Sed	Limiti	Taglio	Permeabilità
S1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	CR1	DV	12.0÷13.0	X	X	-	-	-
		CR2		24.0÷25.0	X	X	-	-	-
CR1		12.0÷13.0		X	X	-	-	-	
CR2		21.0÷22.0		X	X	-	-	-	
S4	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	CR1	DV	58.5÷58.8	X	X	X	-	-
		CR2		73.5÷73.9	X	X	X	-	-
S5	Nuova Traversa	CR1	DD	125.÷13.0	X	X	-	-	-
S6		C1	DA	20.0÷20.55	X	X	X	X	X
		CR1	DD	3.2÷3.6	X	X	X		
S7	Lato Lavenone: canale di restituzione	CR1	DA	6.0÷7.0	X	X	X	-	-
		CR2		9.0÷10.0	X	X	-	-	-

Note:
 DV: Depositi di versante
 DD: Depositi detritici eterogenei
 DA: Depositi alluvionali

Tabella 3 – Sintesi delle prove eseguite sui depositi sciolti

4.4 Campagna d'indagini del Progetto Esecutivo (2018)

Nel corso dell'esecuzione dei carotaggi, sono stati prelevati campioni rimaneggiati di terreno per l'esecuzione di prove di laboratorio di caratterizzazione.

Tutti i campioni sono stati prelevati dal sondaggio BH03 ubicato a monte della SS237.

Su tutti i campioni prelevati sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- n. 14 analisi granulometriche per setacciatura;
- n. 14 analisi granulometriche per sedimentazione;
- n. 14 contenuti d'acqua.

I limiti di consistenza sono stati determinati soltanto su n. 9 campioni.

In **Tabella 4** sono elencate le prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato eseguite.

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Materiale	Profondità [m da p.c.]	Prove Terreno			
					Gran	Sed	Limiti	Contenuto d'acqua
BH03	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	CR.G1	DV	4.5÷5.5	X	X	X	X
		CR.G2		11.7÷12.5	X	X	X	X
		CR.G3		16.7÷17.5	X	X		X
		CR.G4		23.7÷24.5	X	X		X
		CR.G6		35.7÷36.5	X	X	X	X
		CR.G8		44.7÷45.5	X	X	X	X
		CR.G9		47.7÷48.5	X	X	X	X
		CR.G10		50.7÷51.5	X	X	X	X
		CR.G11		53.9÷54.5	X	X		X
		CR.G12		56.8÷57.5	X	X		X
		CR.G13		60.0÷60.5	X	X	X	X
		CR.G14		62.7÷63.5	X	X		X
		CR.G16		69.7÷70.5	X	X	X	X
		CR.G17bis		76.5÷77.0	X	X	X	X

Note:
DV: Depositi di versante

Tabella 4 – Sintesi delle prove eseguite sui depositi sciolti

5 RISULTATI PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

5.1 Campagna d'indagini Galleria degli Agricoltori (2002-2022)

In **Tabella 5** sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Frazioni granulometriche		
			Gh	Sab	Limo+Argilla
			[%]	[%]	[%]
S1	Galleria degli Agricoltori Pk 0+050÷0+250	C1	32.10	40.32	27.58
		C2	37.79	39.18	23.03
		C3	31.05	36.63	32.31
		C4	45.61	28.27	26.12
		C5	56.72	20.69	22.58
		C6	6.18	44.49	49.32
S2	Galleria degli Agricoltori Pk 0+050÷0+250	C1	16.14	60.70	23.16
		C2	20.77	50.13	29.11

Tabella 5 – Sintesi risultati prove di caratterizzazione dei depositi sciolti

Per approfondimenti, i certificati delle prove di laboratorio eseguite sono riportati in apposita relazione (rif. 6).

5.2 Campagna d'indagini del Progetto Preliminare (2007)

In **Tabella 6** sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato, mentre in **Tabella 7** i risultati delle prove di taglio su campioni ricostituiti.

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	Frazioni granulometriche				Limiti di consistenza		
			Gh	Sab	Limo	Argilla	LL	LP	IP
			[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
S1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	C2	45.98	36.14	13.47	4.41	26	14	12
		C4	38.69	36.76	18.89	5.66	26	15	11
		C5	51.98	28.05	14.81	5.15	23	15	8
		C6	35.87	39.97	16.22	7.94	27	14	13
		C8	43.23	28.85	19.18	8.74	28	15	13
S2	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	C2	39.63	37.67	17.32	5.39	26	15	11
		C4	45.16	33.68	16.48	4.67	25	15	10
		C5	33.99	40.81	17.59	7.61	25	15	10
		C7	21.87	40.16	25.94	12.03	21	13	8
		C9	50.54	31.77	13.76	3.94	22	15	7
S11	Lato Lavenone: Sbocco	C2	38.34	32.31	19.24	10.12	27	15	12
		C3	49.02	31.73	14.22	5.03	33	16	17
		C5	55.06	27.32	13.31	4.31	26	15	11

Tabella 6 – Sintesi risultati prove di caratterizzazione dei depositi sciolti

Sondaggio	Aree Omogenee	Campione	σ_1	σ_2	σ_3	$c'p$	$\phi'p$
			[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]
S1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	C2	100	200	300	0.00	42.24
		C4				0.00	37.57
S2	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	C5	150	300	450	0.00	36.69
		C7				0.00	35.68
		C9				0.00	39.87
S11	Lato Lavenone: Sbocco	C2	100	200	300	0.00	36.99

Note:
 σ_1 : pressione di confinamento laterale; c' : coesione di picco;
 σ_2 : pressione di confinamento laterale; $\phi'p$: angolo di resistenza al taglio di picco.
 σ_3 : pressione di confinamento laterale;

Tabella 7 – Sintesi risultati prove di taglio diretto

Per approfondimenti, i certificati delle prove di laboratorio eseguite sono riportati in apposita relazione (rif. 5).

5.3 Campagna d'indagini del Progetto Definitivo (2009)

In **Tabella 8** sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato e del campione indisturbato, in **Tabella 9** quello della prova di taglio e in **Tabella 10** quello della prova di permeabilità in edometro.

Sondaggio	Aree omogenee	Campione	Frazioni granulometriche				Limiti di consistenza		
			Gh	Sab	Limo	Argilla	LL	LP	IP
			[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
S1	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	CR1	55.87	30.58	9.52	4.03	-	-	-
		CR2	45.66	41.93	8.20	4.22	-	-	-
S2	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	CR1	60.21	28.17	6.59	5.02	-	-	-
		CR2	50.98	28.54	12.15	8.33	-	-	-
S4	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	CR1	32.41	40.27	18.95	8.37	20	16	4
		CR2	3.08	41.54	33.33	22.05	24	16	8
S5	Nuova Traversa	CR1	53.46	34.62	8.16	3.76	-	-	-
C1		0	42.22	41.07	16.17	48	29	19	
S6	Lato Lavenone: canale di restituzione	CR1	36.21	26.3	22.31	25.19	31	17	14
S7		CR2	42.77	31.60	15.22	10.42	21	15	6
		CR2	27.81	49.38	14.87	7.93	-	-	-

Note:
 σ_1 : pressione di confinamento laterale; c' : coesione di picco;
 σ_2 : pressione di confinamento laterale; $\phi'p$: angolo di resistenza al taglio di picco.
 σ_3 : pressione di confinamento laterale;

Tabella 8 – Sintesi risultati prove di caratterizzazione dei depositi sciolti

Sondaggio	Aree omogenee	Campione	σ_1	σ_2	σ_3	$c'p$	$\phi'p$
			[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]
S	Lato Lavenone: canale di restituzione	C1	300	400	500	35.67	28.45

Tabella 9 – Sintesi risultati prove di taglio diretto

Sondaggio	Aree omogenee	Campione	k
			[m/s]
5	Lato Lavenone: canale di restituzione	C1	8.16E ⁻⁹

Tabella 10 – Sintesi risultati prova di permeabilità in edometro

Per approfondimenti, i certificati delle prove di laboratorio eseguite sono riportati in apposita relazione (rif. 6).

5.4 Campagna d'indagini del Progetto Esecutivo (2018)

In **Tabella 11** sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione fisica dei campioni di terreno rimaneggiato.

Sondaggio	Aree omogenee	Campione	Frazioni granulometriche				Limiti di consistenza			Contenuto d'acqua
			Cio+Gh	Sab	Limo	Argilla	LL	LP	IP	w
			[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
BH03	Lato Idro: imbocco (a monte della SS237)	CR.G1	40.13	26.65	14.92	18.30	17	13	4	3.5
		CR.G2	75.75	13.79	4.76	5.70	17	14	3	4.0
		CR.G3	51.84	26.35	12.37	9.44	-	-	-	5.0
		CR.G4	60.01	18.62	13.08	8.29	-	-	-	3.9
		CR.G6	56.95	24.11	9.92	9.03	16	13	3	2.8
		CR.G8	55.24	20.31	12.13	12.32	17	14	3	8.3
		CR.G9	67.20	14.91	9.01	8.87	20	14	6	6.1
		CR.G10	62.18	23.39	6.30	8.13	21	14	7	9.1
		CR.G11	80.10	12.41	4.67	2.82	-	-	-	2.9
		CR.G12	74.86	13.37	7.75	4.02	-	-	-	5.5
		CR.G13	61.08	23.60	8.32	7.00	16	13	3	1.2
		CR.G14	77.30	11.67	7.25	3.79	-	-	-	8.1
		CR.G16	76.66	11.61	7.72	4.01	16	14	2	7.3
		CR.G17bis	25.18	34.50	20.58	19.74	35	26	9	14.9

Tabella 11 – Sintesi risultati prove di caratterizzazione dei depositi sciolti

Per approfondimenti, i certificati delle prove di laboratorio eseguite sono riportati in apposita relazione (rif. 7).

6 ELABORAZIONE PROVE SPT, DI PERMEABILITÀ E PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO

6.1 Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito e di laboratorio relativi ai sondaggi S1, realizzato durante la campagna d'indagini del Progetto Preliminare ed il sondaggio BH02 realizzato in quella del Progetto Esecutivo del 2018. Durante le fasi di avanzamento dei due sondaggi sono state eseguite n. 16 prove SPT, n. 7 nel sondaggio S1 e n. 9 in BH02. Inoltre, nel foro di sondaggio BH02 sono state realizzate n. 2 prove pressiometriche e n. 3 prove di permeabilità, di cui n.1 a carico variabile e n. 2 a carico costante.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 12**, mentre in **Figura 3** si riportano i valori di N_{spt} ottenuti per ciascun sondaggio.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico (riportate nel precedente capitolo), sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici:

- Numero di colpi normalizzati N_{160}
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979) e ϕ' da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

Dalle prove di permeabilità, invece, è stato ricavato il coefficiente di permeabilità k , mentre dalle indagini geofisiche i moduli operativi E_{OP} .

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}
		[m da p.c.]				
S1-PP	Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)	3.0	11	9	10	19
		6.0	11	12	14	26
		9.0	16	14	14	28
		12.0	8	17	18	35
		15.0	6	9	10	19
		18.0	17	26	28	54
		21.0	21	29	R	100
BH02-PE		3.0	15	18	18	36
		6.0	28	33	31	64
		9.0	12	14	21	35
		12.0	24	27	33	60
		15.0	17	18	10	28
		18.0	35	R	-	100
		21.0	37	R	-	100
	14.0	41	R	-	100	
	27.0	28	32	44	76	

Note:
PP: Progetto Preliminare;
PE: Progetto Esecutivo (2018);
N_{SPT}: N₂+N₃.

Tabella 12 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione dei sondaggi

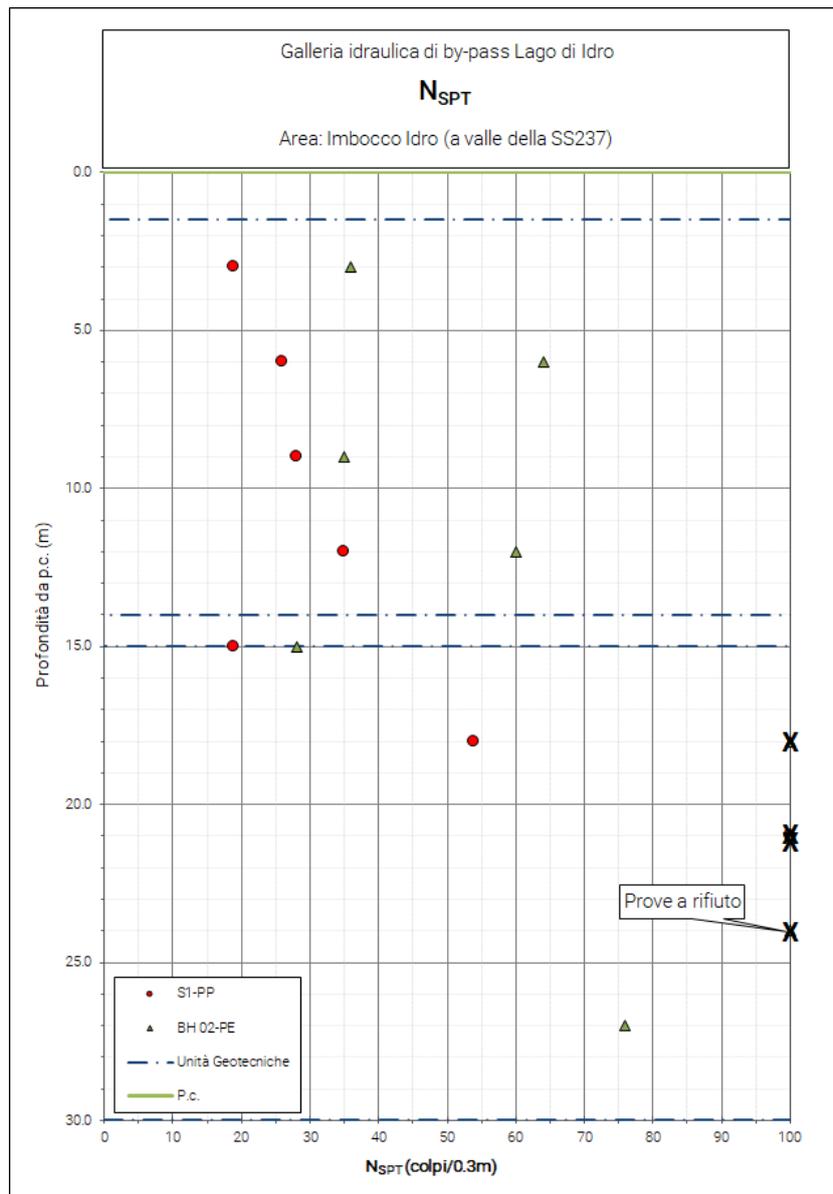


Figura 3 – N_{SPT} dei sondaggi nell'area di imbocco a valle della SS237. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

N₁₆₀

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 4), secondo la seguente equazione:

$$N1_{60} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1_{60}}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

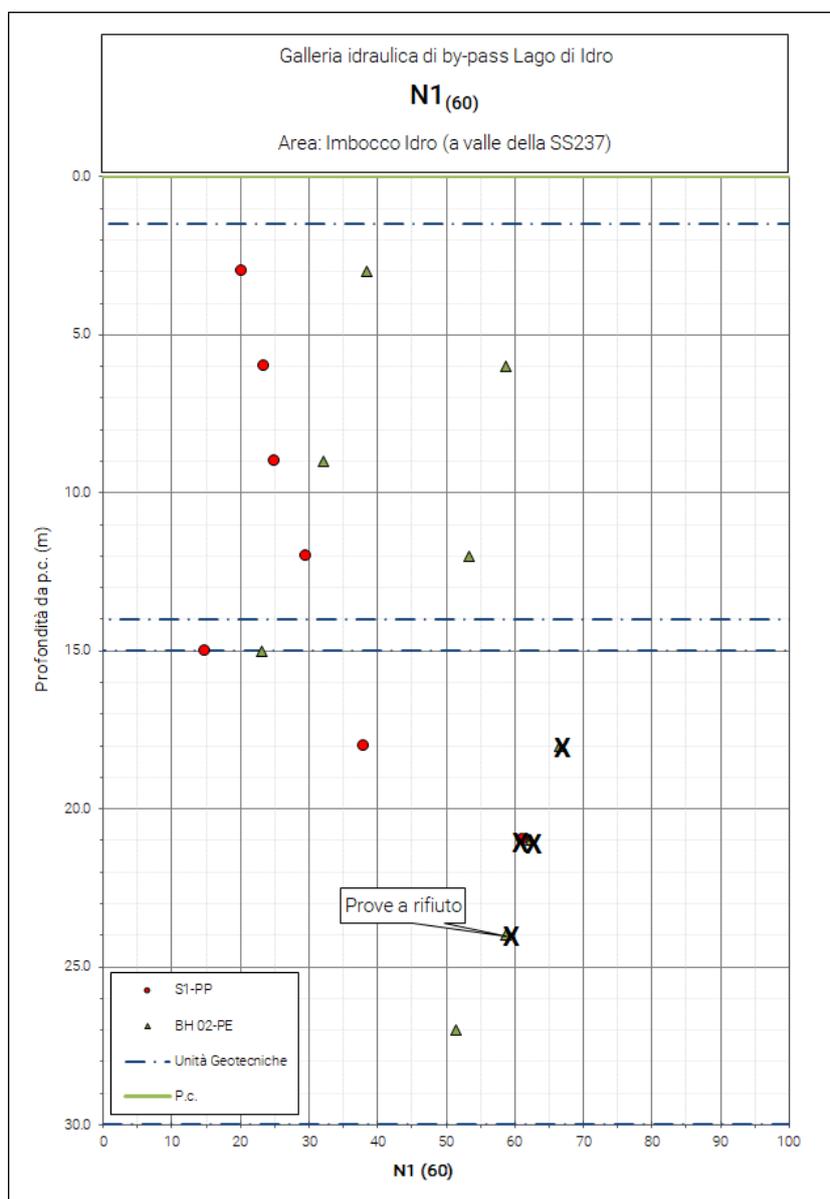


Figura 4 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1_{60}}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 5**.

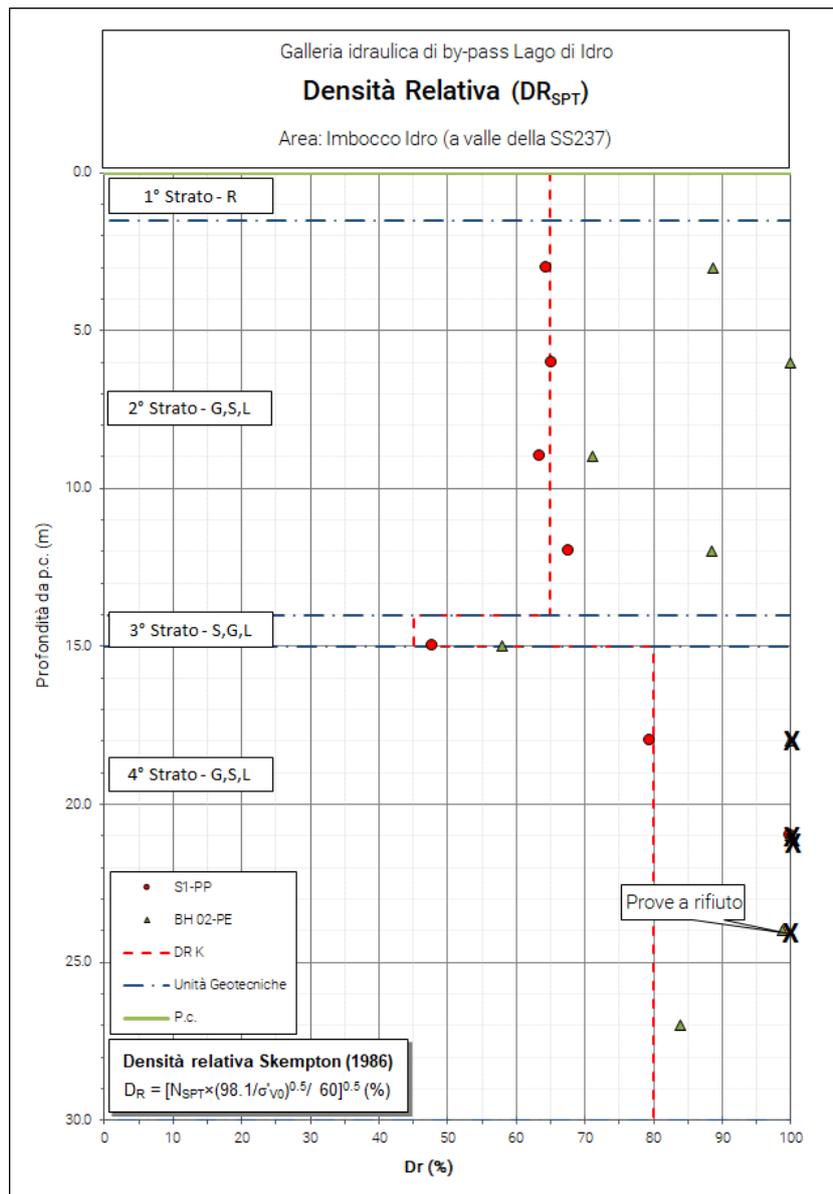


Figura 5 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

- $\phi'_p = 28.0 + 0.140 \times Dr$ (sabbia fine uniforme)
- $\phi'_p = 31.5 + 0.115 \times Dr$ (sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)
- $\phi'_p = 34.5 + 0.100 \times Dr$ (sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)
- $\phi'_p = 38.0 + 0.080 \times Dr$ (ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 6**.

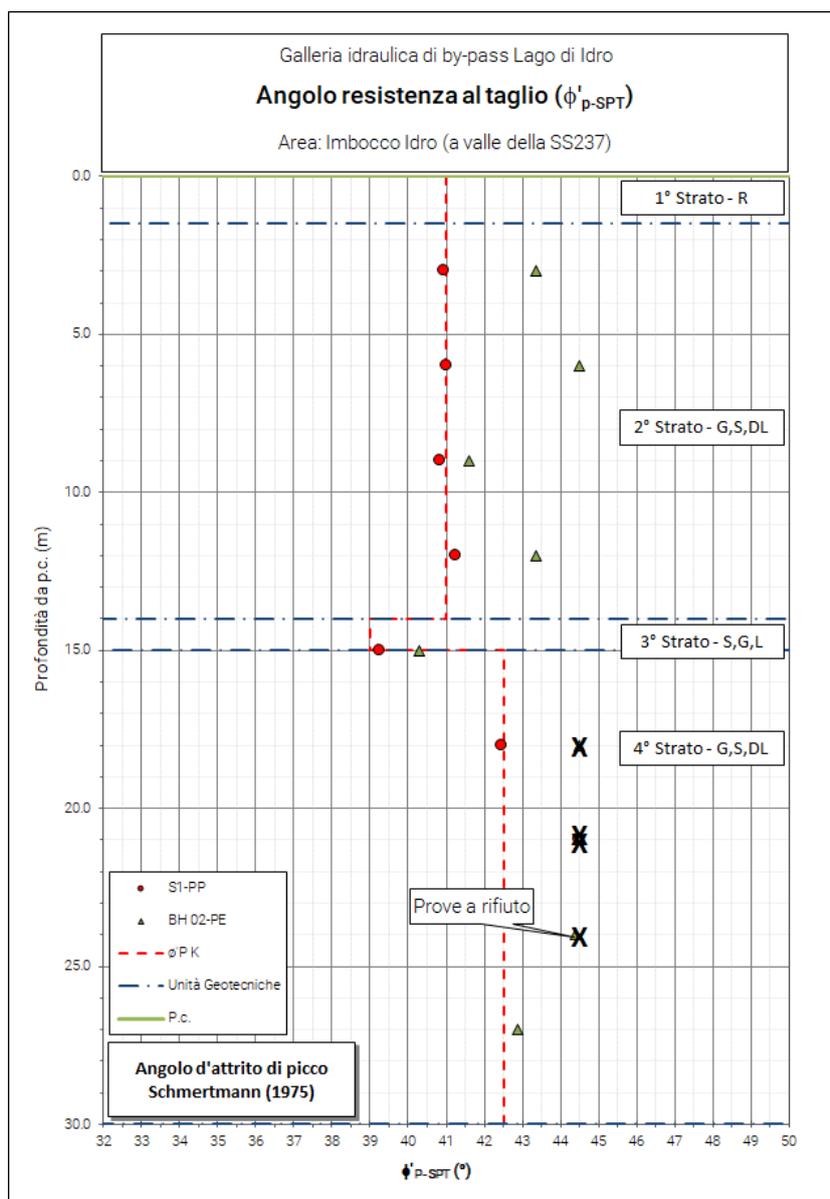


Figura 6 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1$ MPa

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 7**.

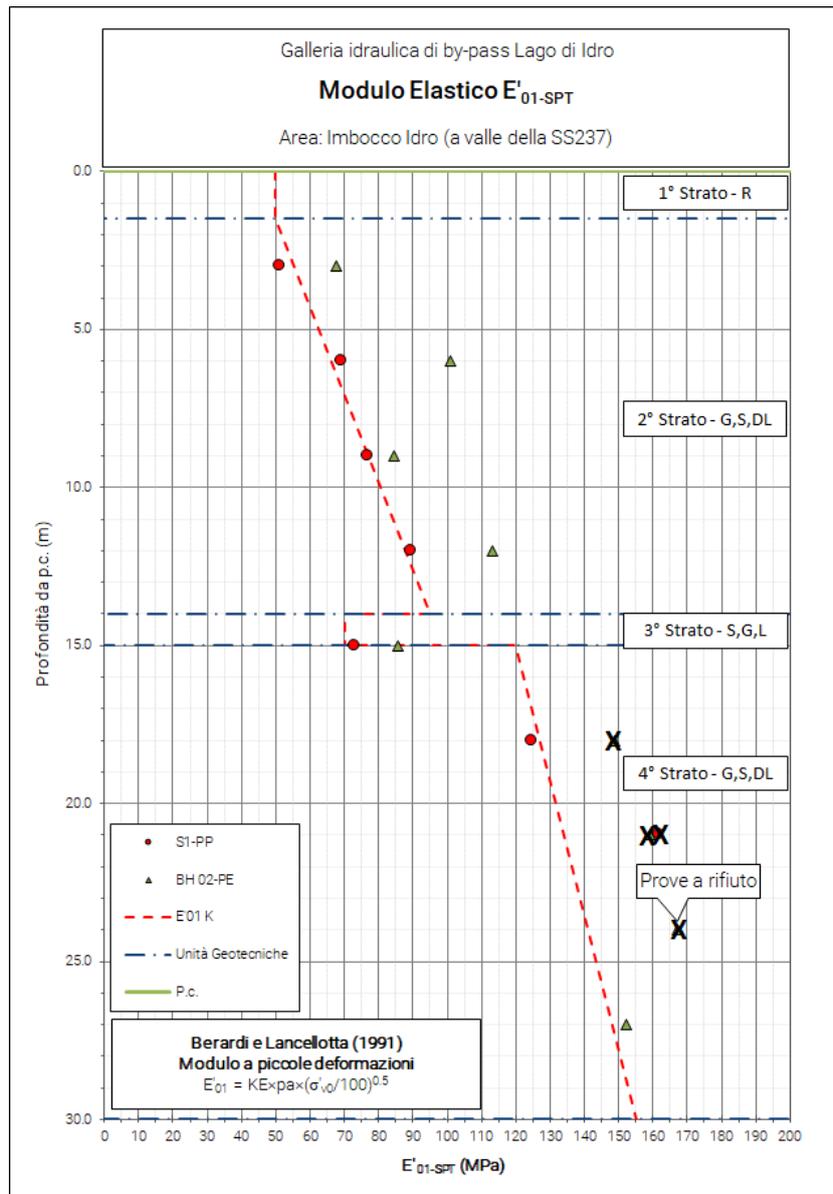


Figura 7 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991). I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito a partire dal modulo di rigidezza per piccole deformazioni G_0 a sua volta derivato dalla velocità delle onde di taglio misurate in sito.

In particolare, dalla teoria dell'elasticità (valida per piccole deformazioni) si ha che:

$$G_0 \cong \gamma \times V_s^2 / g$$

Con G_0 modulo di taglio per piccole deformazioni, γ peso di volume naturale del deposito e g accelerazione di gravità, pari a $9,81\text{m/s}^2$.

Sempre per la teoria dell'elasticità il modulo di taglio è direttamente correlato al modulo operativo mediante la seguente equazione:

$$E_{OP} = 2 \times G_{OP} \times (1 + \nu)$$

Con ν coefficiente di Poisson, pari 0.3 per depositi granulari da poco a moderatamente addensati come quelli in oggetto.

Il modulo di rigidezza operativo E_{OP} è correlato a quello per piccole deformazioni tenendo conto del comportamento non lineare del terreno e in particolare delle tipiche curve di decadimento dei moduli in funzione del livello di deformazione del terreno (rif.6) e **Figura 8**.

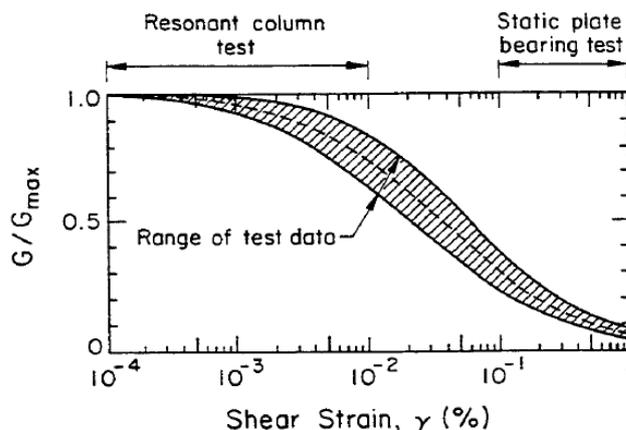


Figure 5-11. Shear Modulus versus Shear Strain for Sands

Source: Seed and Idriss (16).

Figura 8 – Curva di decadimento rigidezza depositi sciolti granulari

Tenendo conto del tipico range di deformazioni (0.1÷1%) si ottiene la seguente correlazione tra modulo a piccole deformazioni e modulo operativo.

$$G_{OP} \cong 0.5 \times G_0$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 9**.

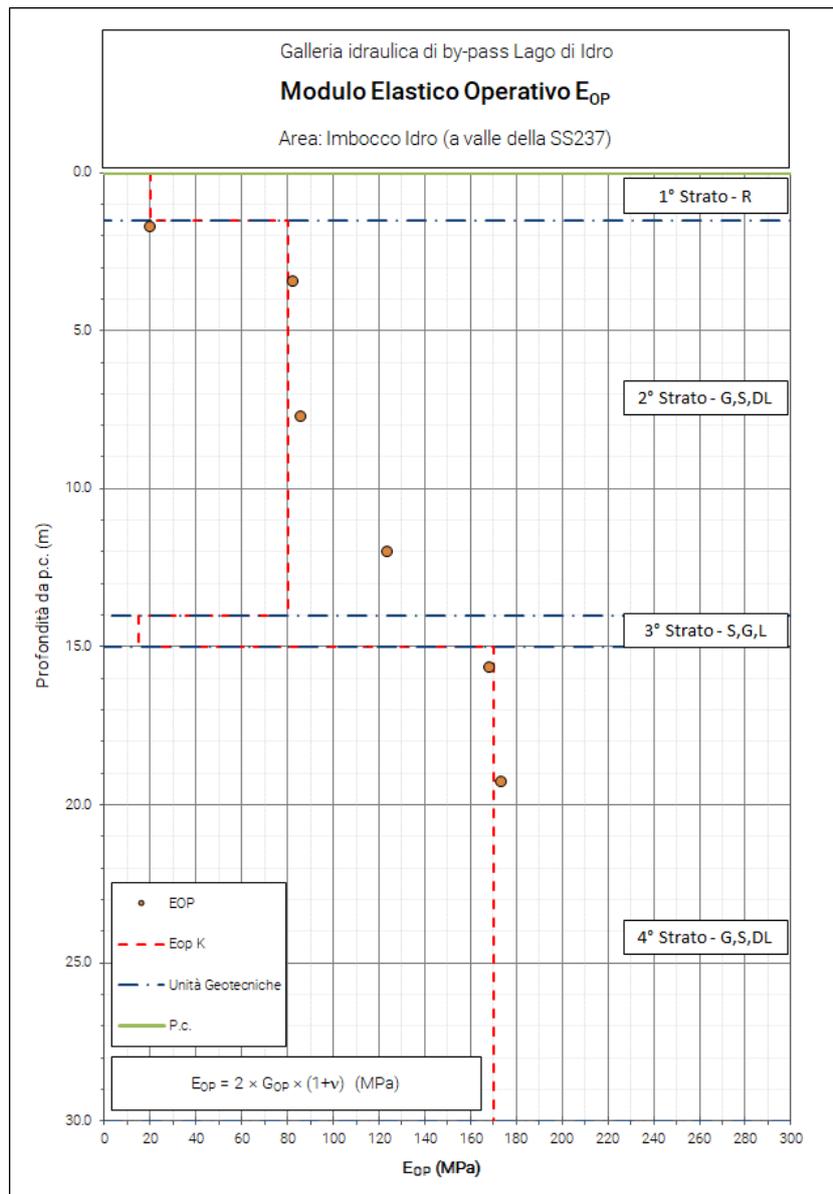


Figura 9 – Modulo Elastico Operativo

Coefficiente di permeabilità

Sulla base delle prove di permeabilità eseguite durante la campagna d'indagini del Progetto Esecutivo del 2018 e nello specifico nel foro di sondaggio BH02 sono stati ricavati dei range di variabilità del coefficiente di permeabilità nei tratti investigati.

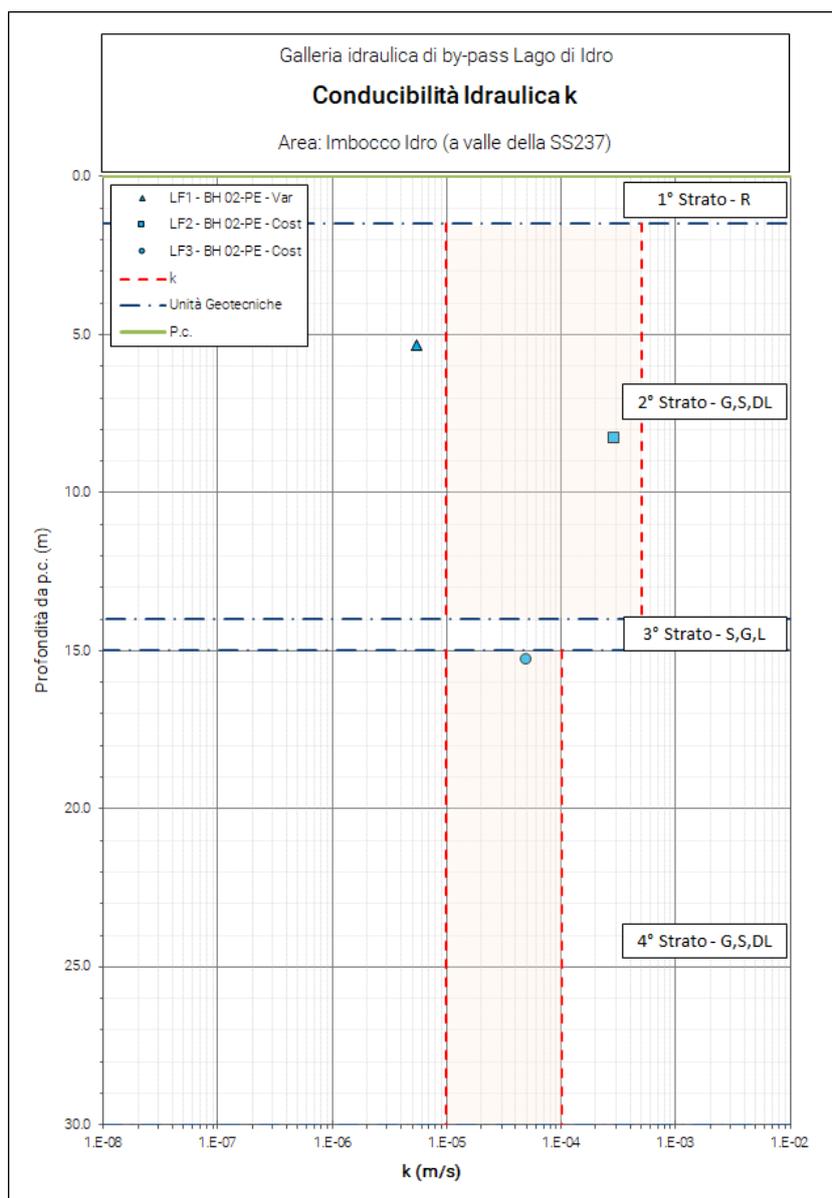


Figura 10 – Coefficiente di permeabilità. In evidenza il range di permeabilità considerato

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici dei sondaggi, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo le verticali d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 11**.

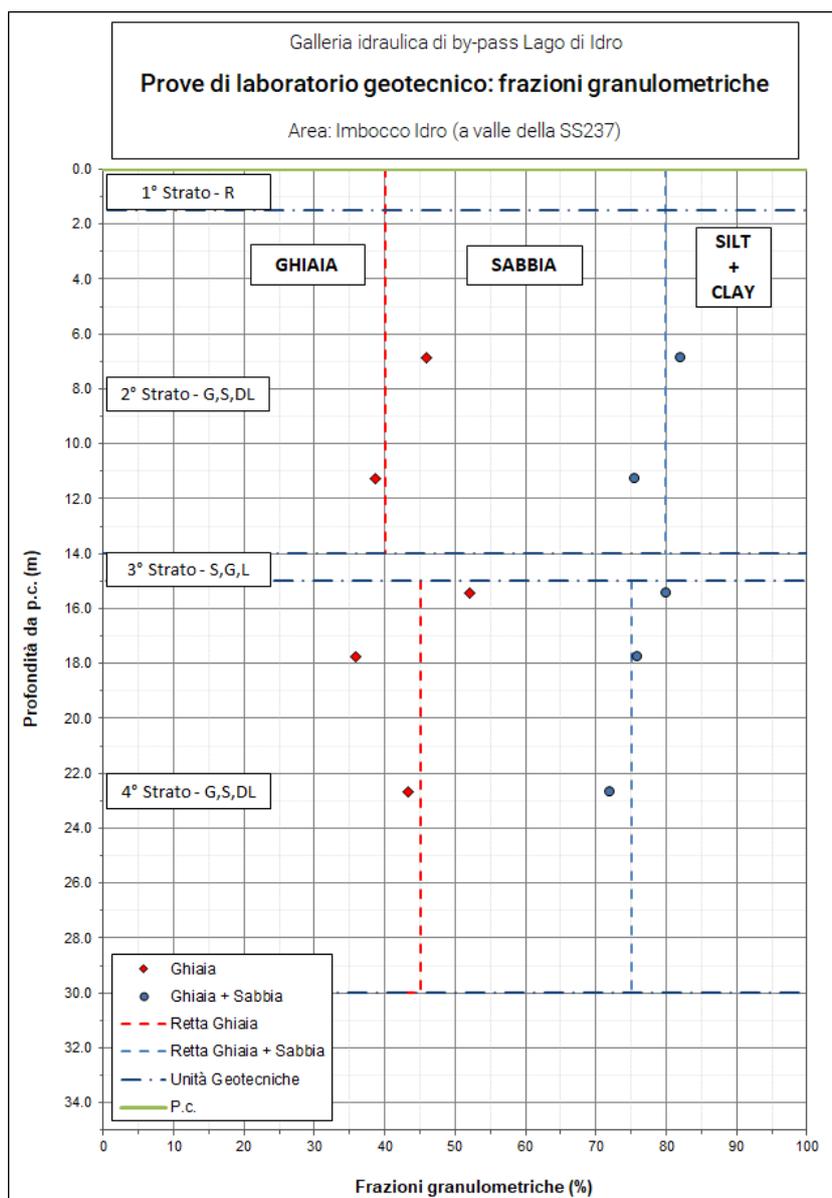


Figura 11 – Frazioni granulometriche

Limiti di consistenza

Sulla frazione fine dei campioni analizzati, sono stati definiti i limiti di consistenza (Limiti di Atterberg) definendone il Limite Plastico, il Limite Liquido e da questi l'Indice di Plasticità.

In **Figura 12** sono riportati i risultati dei limiti di consistenza dei diversi campioni analizzati in funzione della profondità di prelievo.

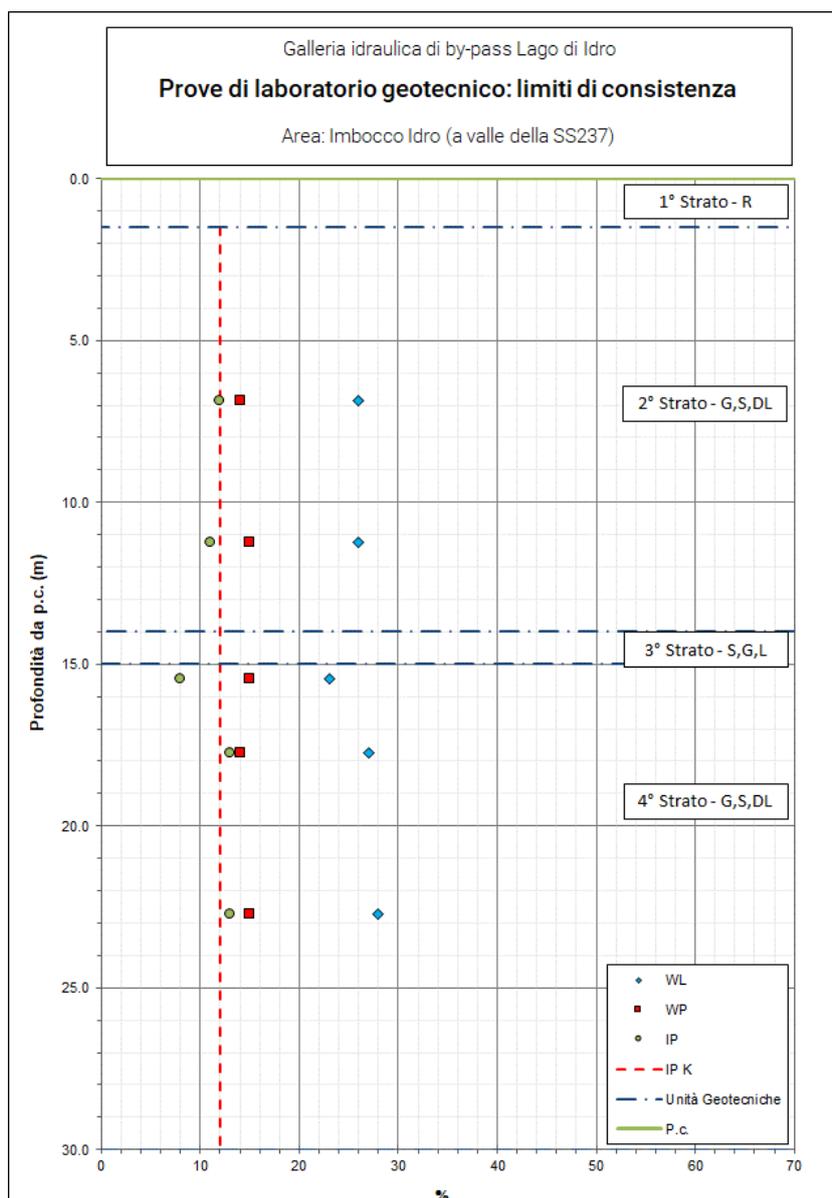


Figura 12 – Definizione dell'Indice di Plasticità dai limiti di consistenza

Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} di Mitchell (1979)

In **Figura 13** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti mediante la formulazione proposta da Mitchell (1979) partendo dai valori dell'Indice di Plasticità (IP) ottenuti dai limiti di consistenza. Di seguito la formulazione proposta da Mitchell (1979):

$$\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.099 \times \ln(IP)$$

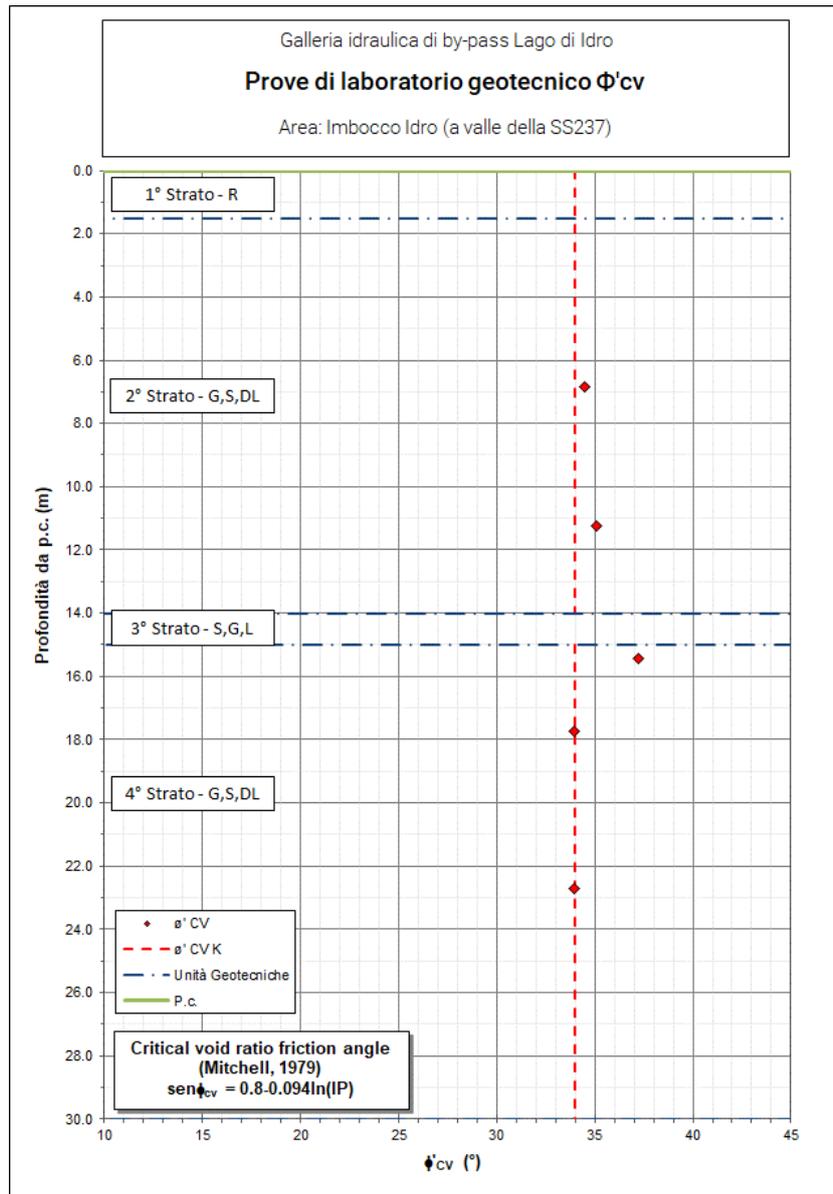


Figura 13 – Definizione del ϕ'_{cv} (Mitchell, 1979)

Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

In **Figura 14** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti sia mediante prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

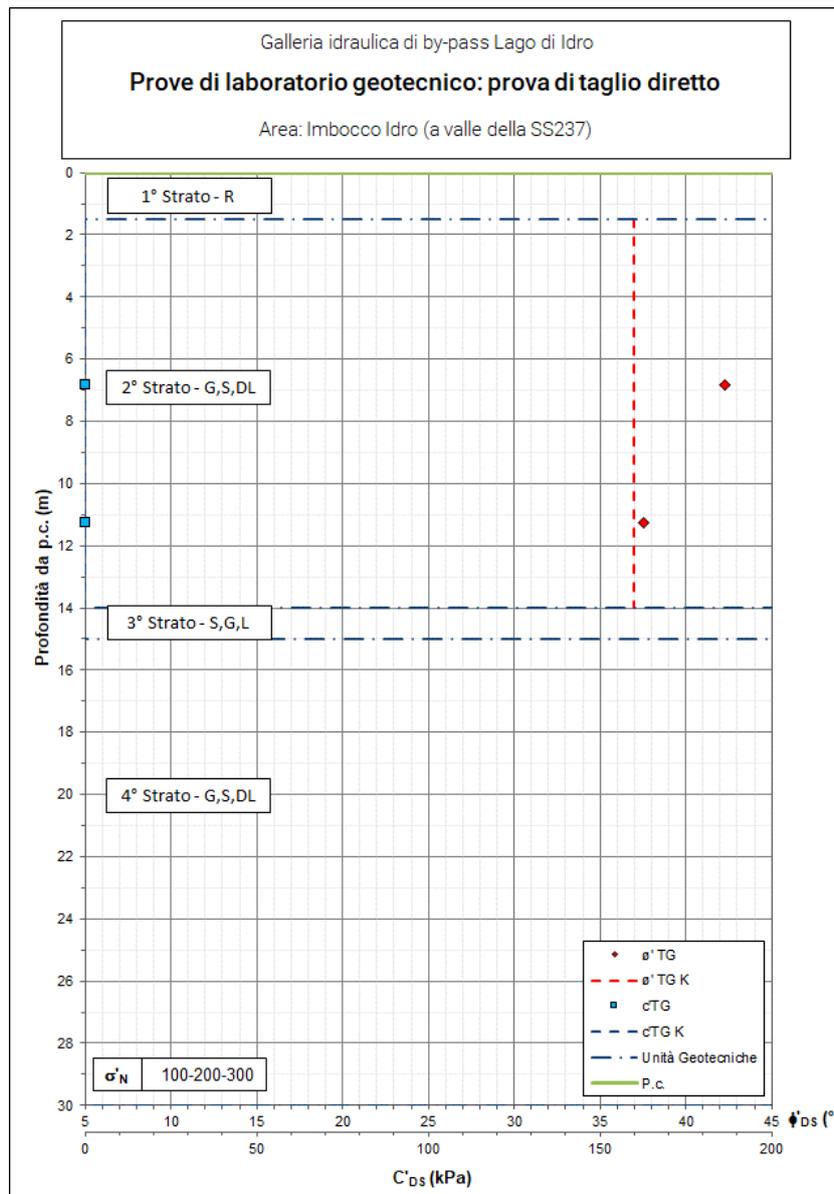


Figura 14 – Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

6.2 Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito relative al solo sondaggio S2 del Progetto Preliminare e di laboratorio dai campioni prelevati sia dal sondaggio S2 sia dal sondaggio BH03, realizzato durante la campagna d'indagini del Progetto Esecutivo del 2018.

Durante le fasi di avanzamento del sondaggio S2 sono state eseguite n. 8 prove SPT.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 13**, mentre in **Figura 15** si riportano i valori di N_{SPT} ottenuti.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico, sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici suddivisi per le zone omogenee di appartenenza:

- Numero di colpi normalizzati N_{160}
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Contenuto d'acqua naturale w_N
- Angolo di resistenza al taglio σ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979) e ϕ' da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

Dalle indagini geofisiche, invece, sono stati ricavati i moduli operativi E_{OP} .

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}
		[m da p.c.]				
S2-PP	Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)	4.5	7	9	14	23
		6.0	10	11	13	24
		7.5	18	14	17	31
		9.0	16	17	23	40
		12.5	25	27	21	48
		15.0	31	R		100
		19.5	26	36	R	100
		27.5	25	39	R	100

Note:
PP: Progetto Preliminare;
 $N_{SPT} = N_2 + N_3$.

Tabella 13 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione dei sondaggi

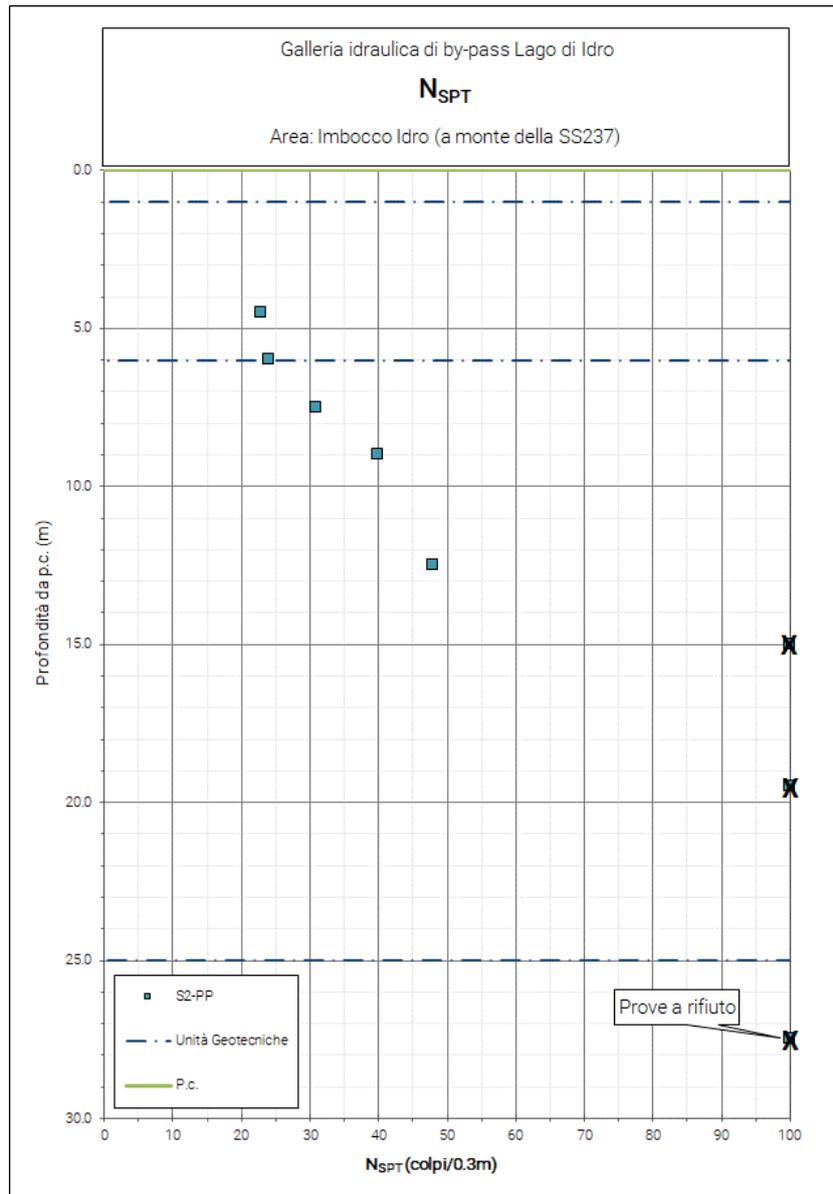


Figura 15 – N_{SPT} del sondaggio nell'area di imbocco a monte della SS237. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

N₁₆₀

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 16), secondo la seguente equazione:

$$N_{160} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1(60)}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

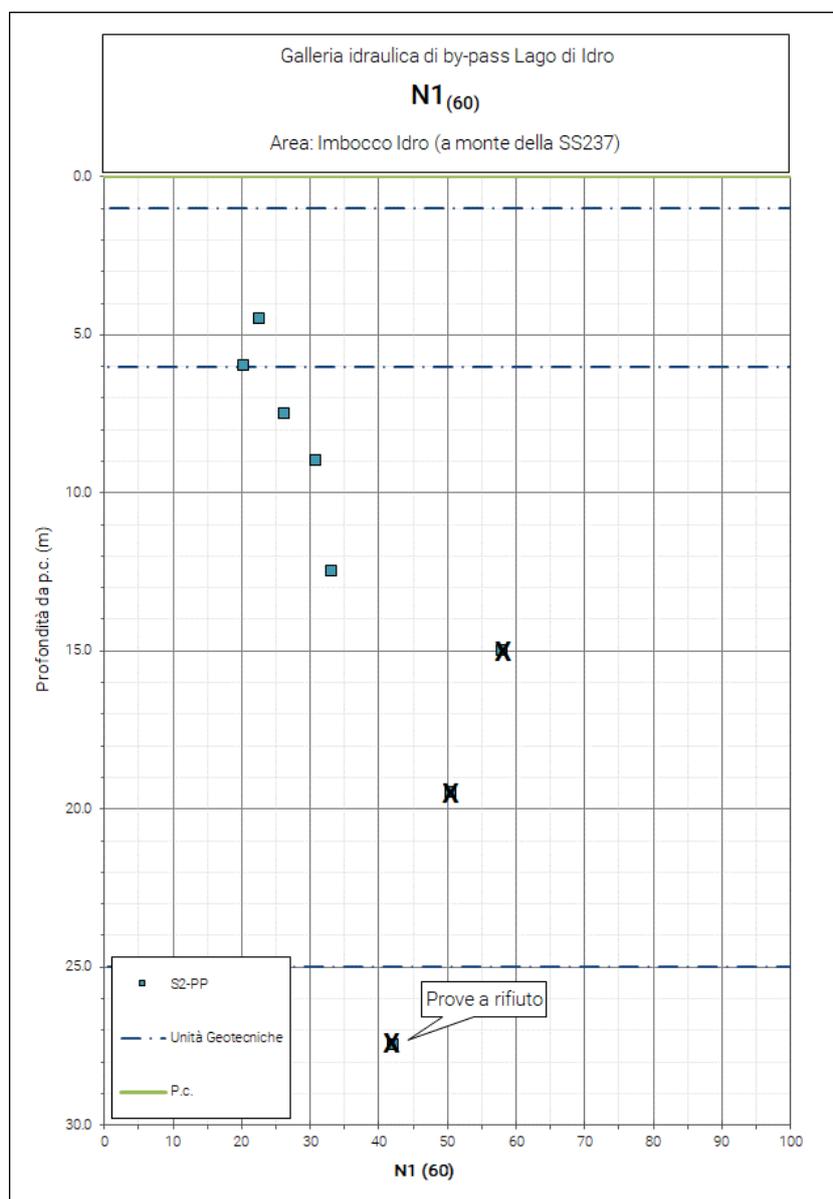


Figura 16 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1(60)}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 17**.

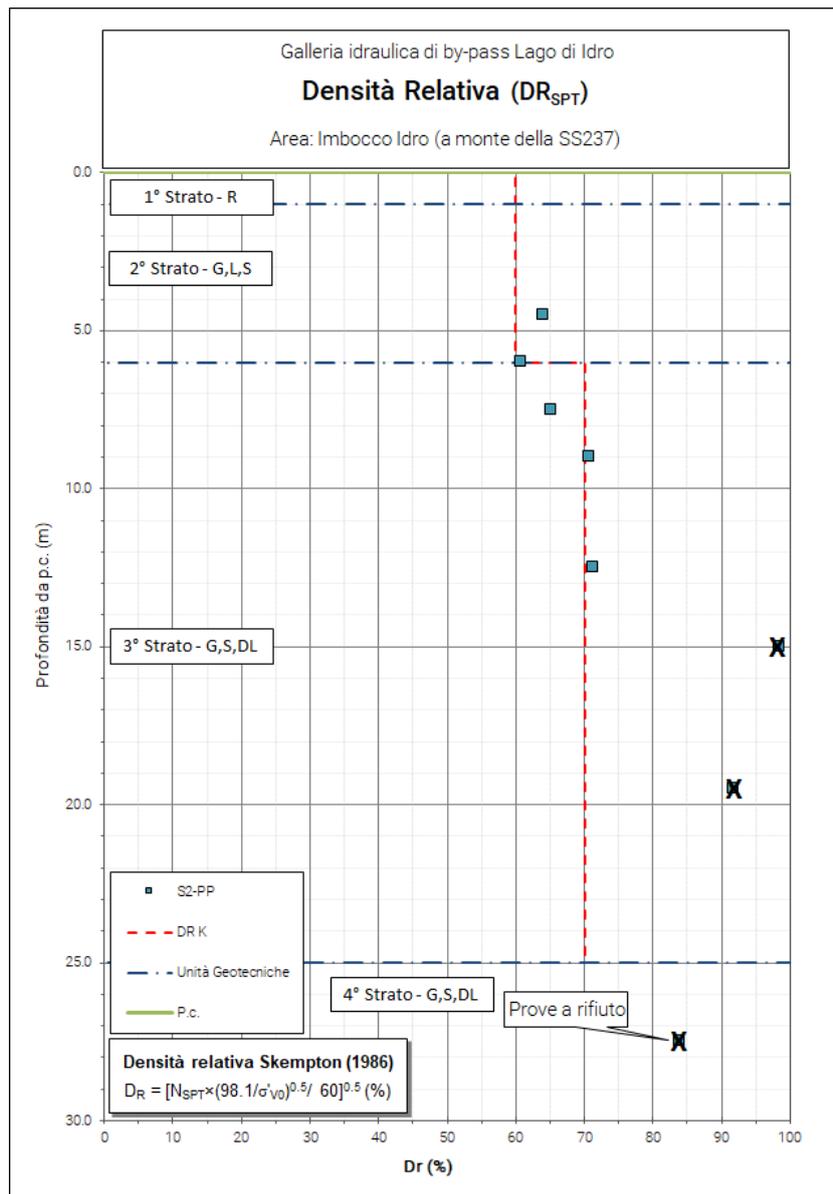


Figura 17 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

- $\phi'_p = 28.0 + 0.140 \times Dr$ (sabbia fine uniforme)
- $\phi'_p = 31.5 + 0.115 \times Dr$ (sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)
- $\phi'_p = 34.5 + 0.100 \times Dr$ (sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)
- $\phi'_p = 38.0 + 0.080 \times Dr$ (ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 18**.

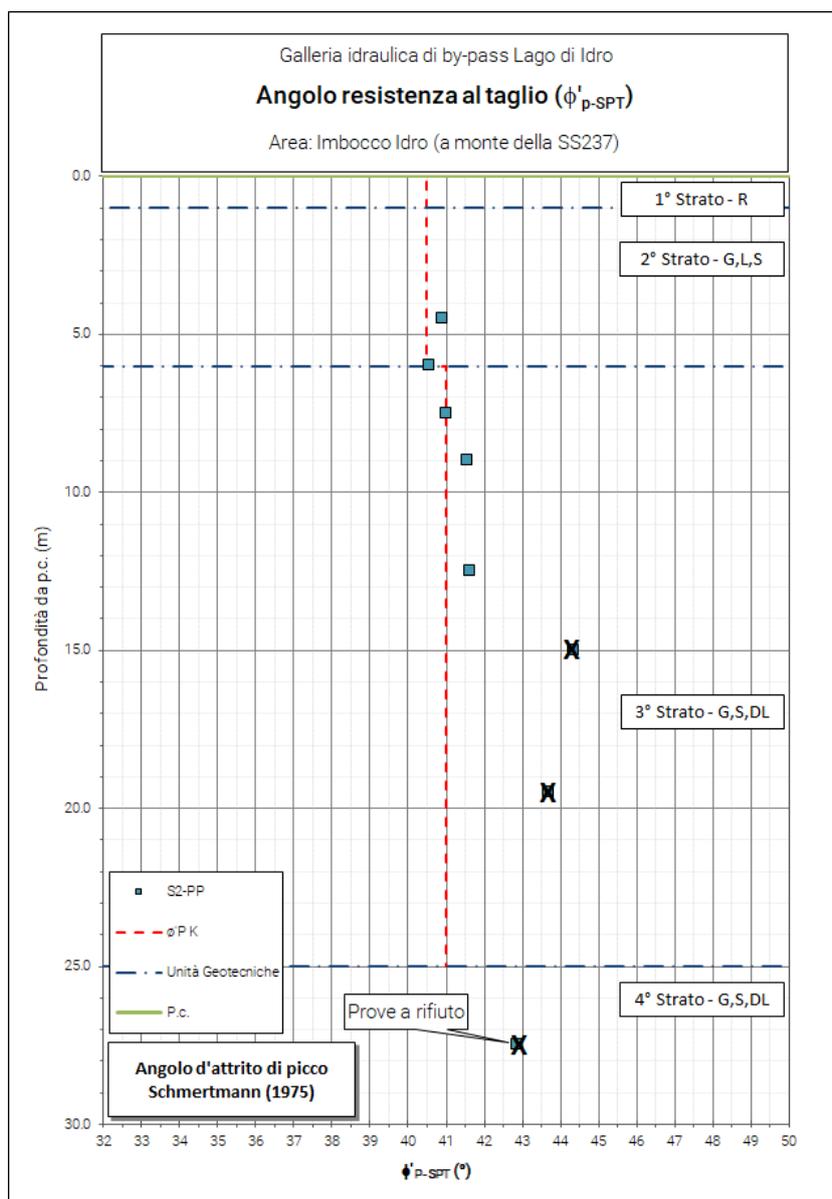


Figura 18 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1$ MPa

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 19**.

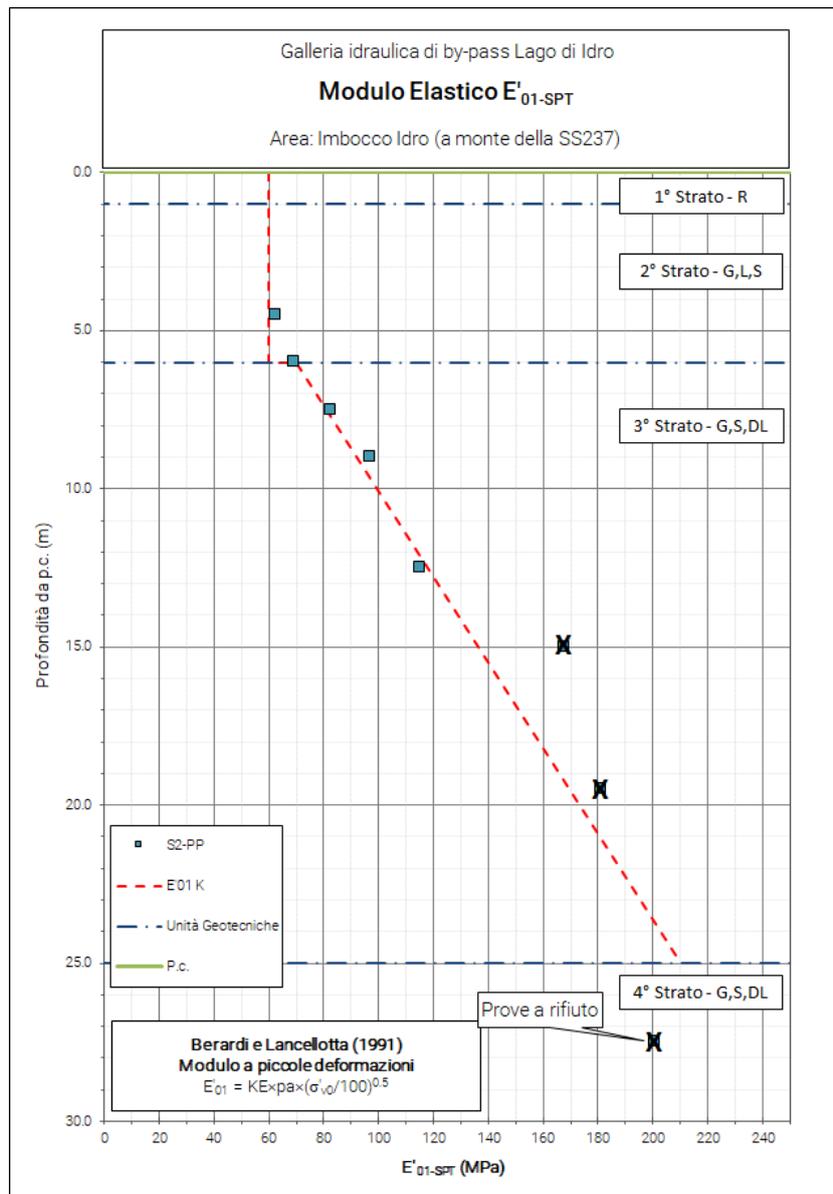


Figura 19 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991). I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito a partire dal modulo di rigidezza per piccole deformazioni G_0 a sua volta derivato dalla velocità delle onde di taglio misurate in sito.

In particolare, dalla teoria dell'elasticità (valida per piccole deformazioni) si ha che:

$$G_0 \cong \gamma \times V_s^2 / g$$

Con G_0 modulo di taglio per piccole deformazioni, γ peso di volume naturale del deposito e g accelerazione di gravità, pari a $9,81\text{m/s}^2$.

Sempre per la teoria dell'elasticità il modulo di taglio è direttamente correlato al modulo operativo mediante la seguente equazione:

$$E_{OP} = 2 \times G_{OP} \times (1 + \nu)$$

Con ν coefficiente di Poisson, pari 0.3 per depositi granulari da poco a moderatamente addensati come quelli in oggetto.

Il modulo di rigidezza operativo E_{OP} è correlato a quello per piccole deformazioni tenendo conto del comportamento non lineare del terreno e in particolare delle tipiche curve di decadimento dei moduli in funzione del livello di deformazione del terreno (rif.6) e **Figura 20**.

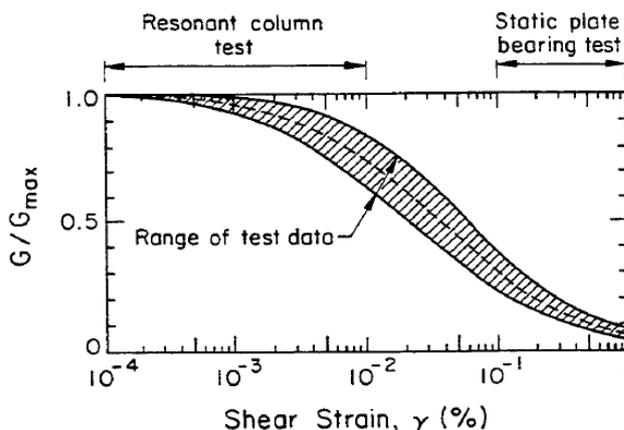


Figure 5-11. Shear Modulus versus Shear Strain for Sands

Source: Seed and Idriss (16).

Figura 20 – Curva di decadimento rigidezza depositi sciolti granulari

Tenendo conto del tipico range di deformazioni (0.1÷1%) si ottiene la seguente correlazione tra modulo a piccole deformazioni e modulo operativo.

$$G_{OP} \cong 0.5 \times G_0$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 21**.

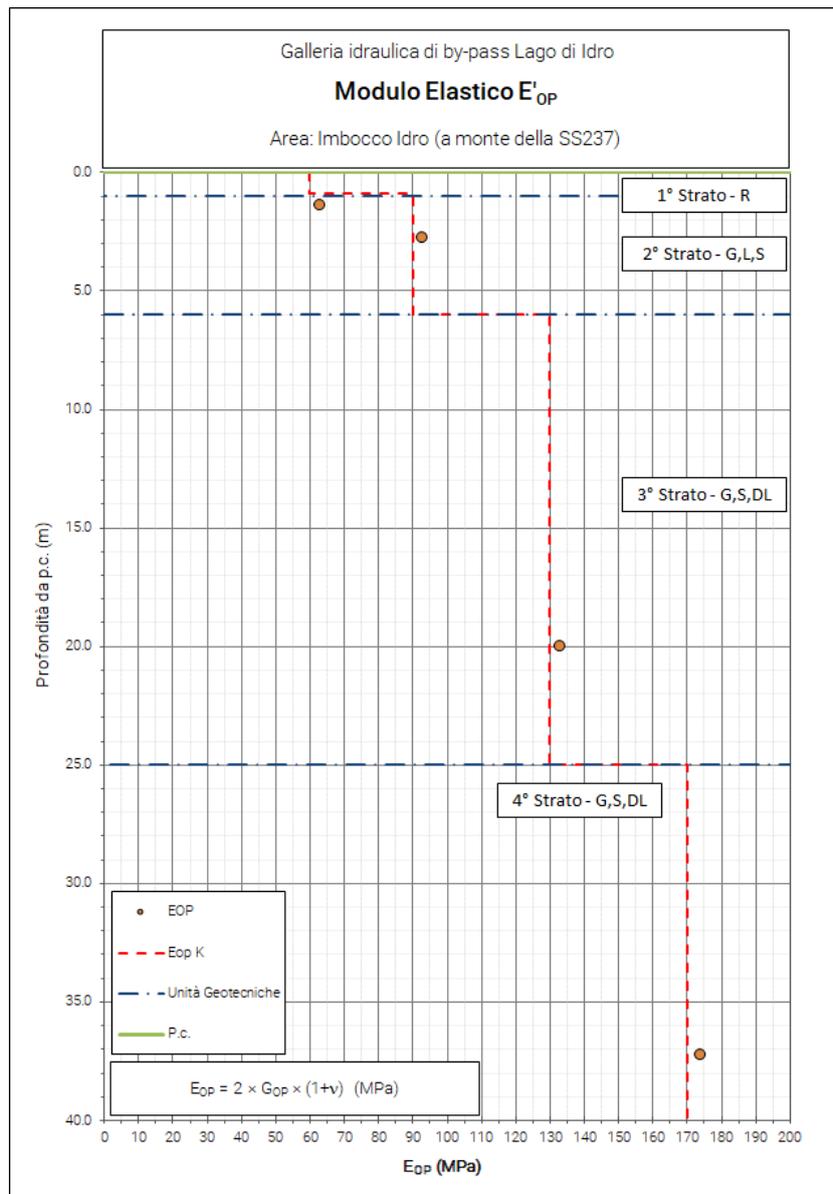


Figura 21 – Modulo Elastico Operativo

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici dei sondaggi, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo le verticali d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 22**.

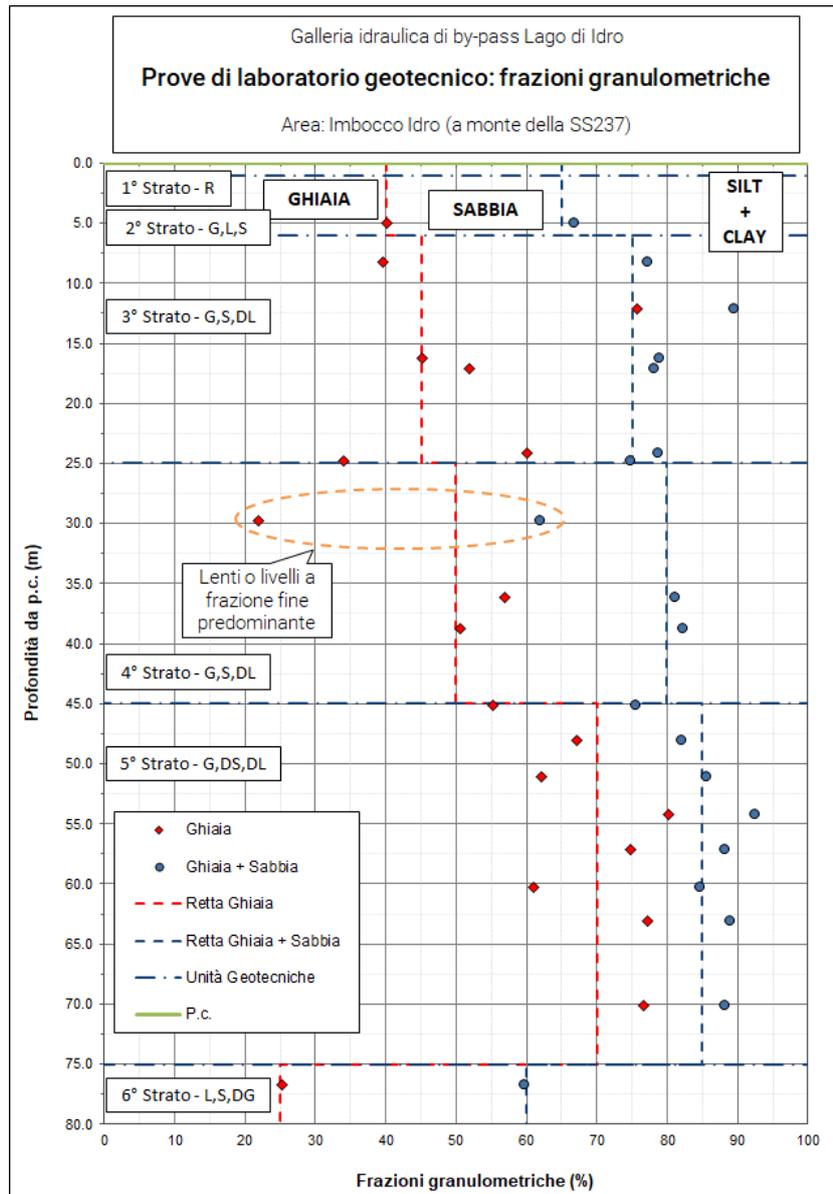


Figura 22 – Frazioni granulometriche

Limiti di consistenza

Sulla frazione fine dei campioni analizzati, sono stati definiti i limiti di consistenza (Limiti di Atterberg) definendone il Limite Plastico, il Limite Liquido e da questi l'Indice di Plasticità.

In **Figura 23** sono riportati i risultati dei limiti di consistenza dei diversi campioni analizzati in funzione della profondità di prelievo.

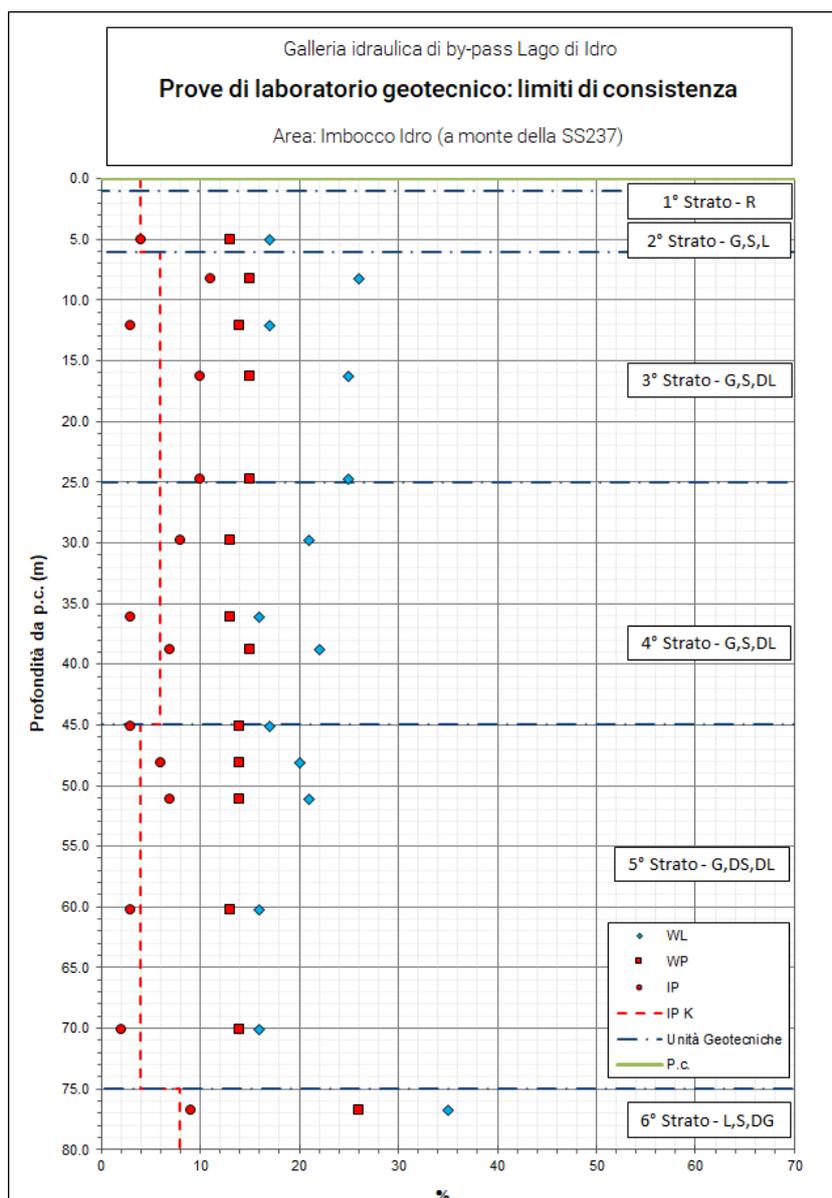


Figura 23 – Definizione dell’Indice di Plasticità dai limiti di consistenza

Contenuto d’acqua naturale (w_N)

In **Figura 24** sono stati riportati i valori di contenuto d’acqua naturale all’interno dei depositi sciolti. I campioni su cui sono stati determinati provengono esclusivamente dal sondaggio BH03 del Progetto Esecutivo del 2018.

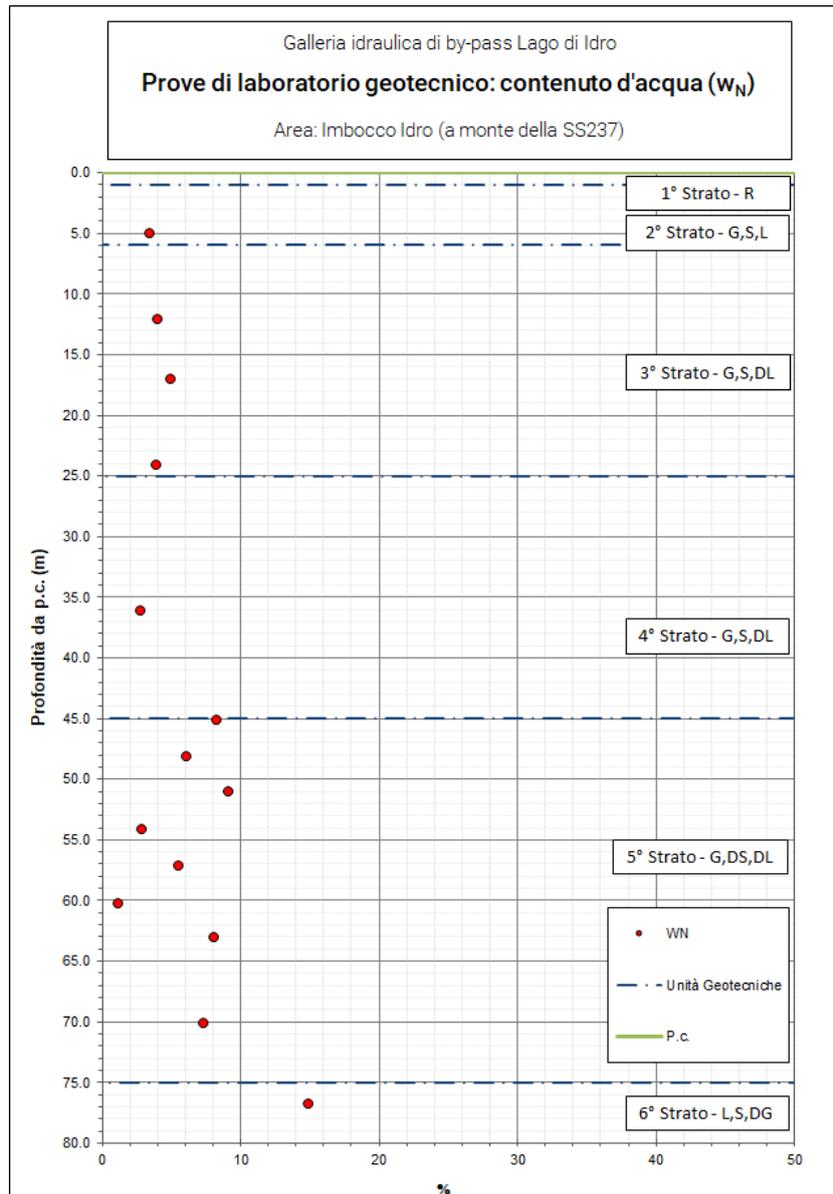


Figura 24 – Contenuto d'acqua naturale

Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} di Mitchell (1979)

In **Figura 25** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti mediante la formulazione proposta da Mitchell (1979) partendo dai valori dell'Indice di Plasticità (IP) ottenuti dai limiti di consistenza.

Di seguito la formulazione proposta da Mitchell (1979):

$$\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.099 \times \ln(IP)$$

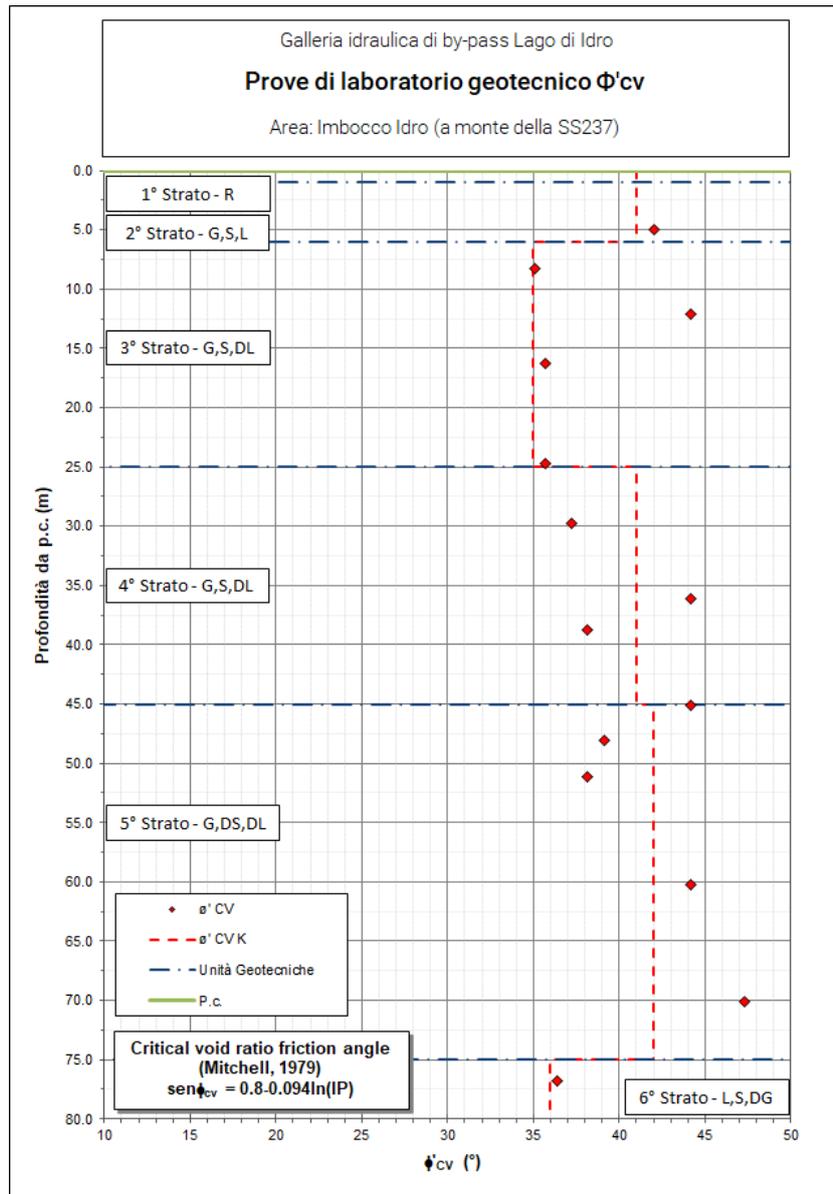


Figura 25 – Definizione del ϕ'_{cv} (Mitchell, 1979)

Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

In **Figura 26** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti sia mediante prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

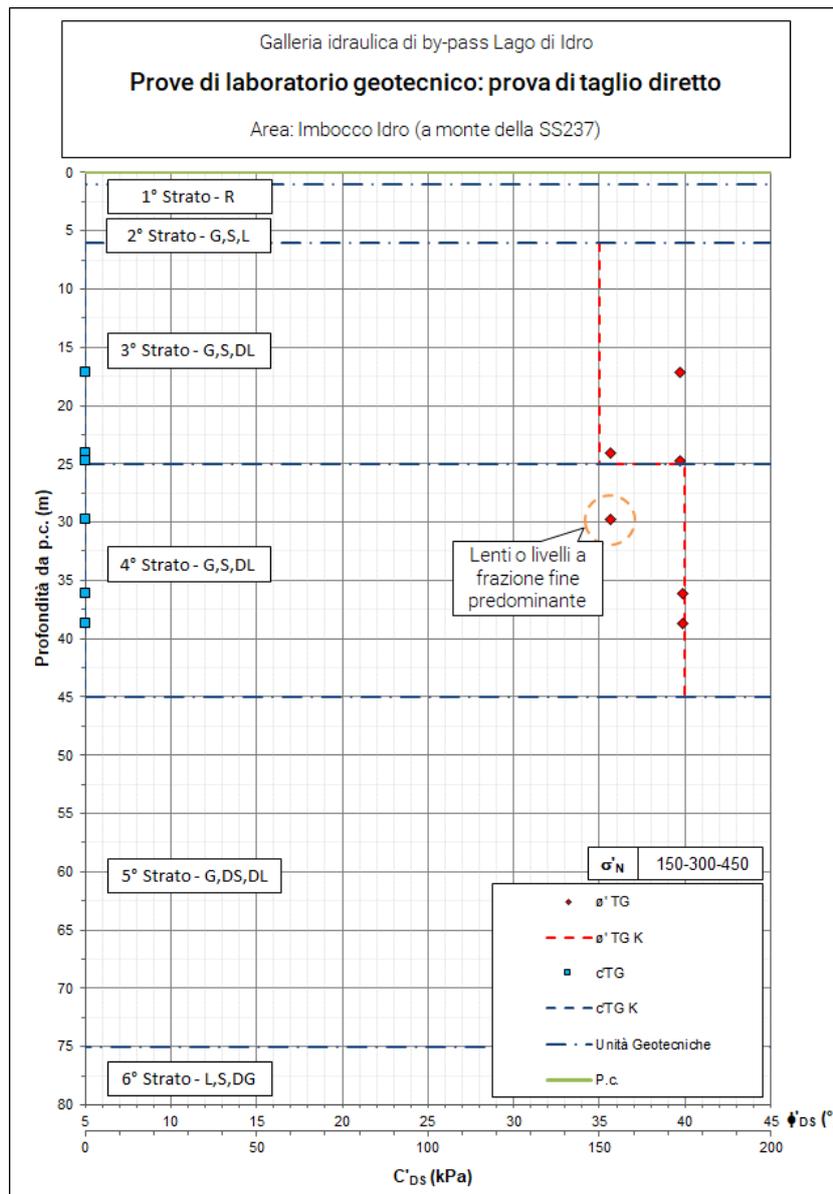


Figura 26 – Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

6.3 Lato Lavenone: Sbocco

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito e di laboratorio relativi al sondaggio S11, realizzato durante la campagna d'indagini del Progetto Preliminare.

Durante le fasi di avanzamento del sondaggio sono state eseguite n. 5 prove SPT.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 14**, mentre in **Figura 27** si riportano i valori di N_{spt} ottenuti.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico (riportate nel precedente capitolo), sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici:

- Numero di colpi normalizzati $N1_{60}$
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979) e ϕ' da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

Dalle indagini geofisiche, invece, sono stati ricavati i moduli operativi E_{OP} .

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}
		[m da p.c.]				
S11-PP	Lato Lavenone: Sbocco	3.0	13	8	8	16
		6.0	4	6	6	12
		9.5	13	14	14	28
		12.0	17	19	16	35
		15.0	13	16	18	34
Note: PP: Progetto Preliminare; N_{SPT} : N_2+N_3 .						

Tabella 14 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione del sondaggio

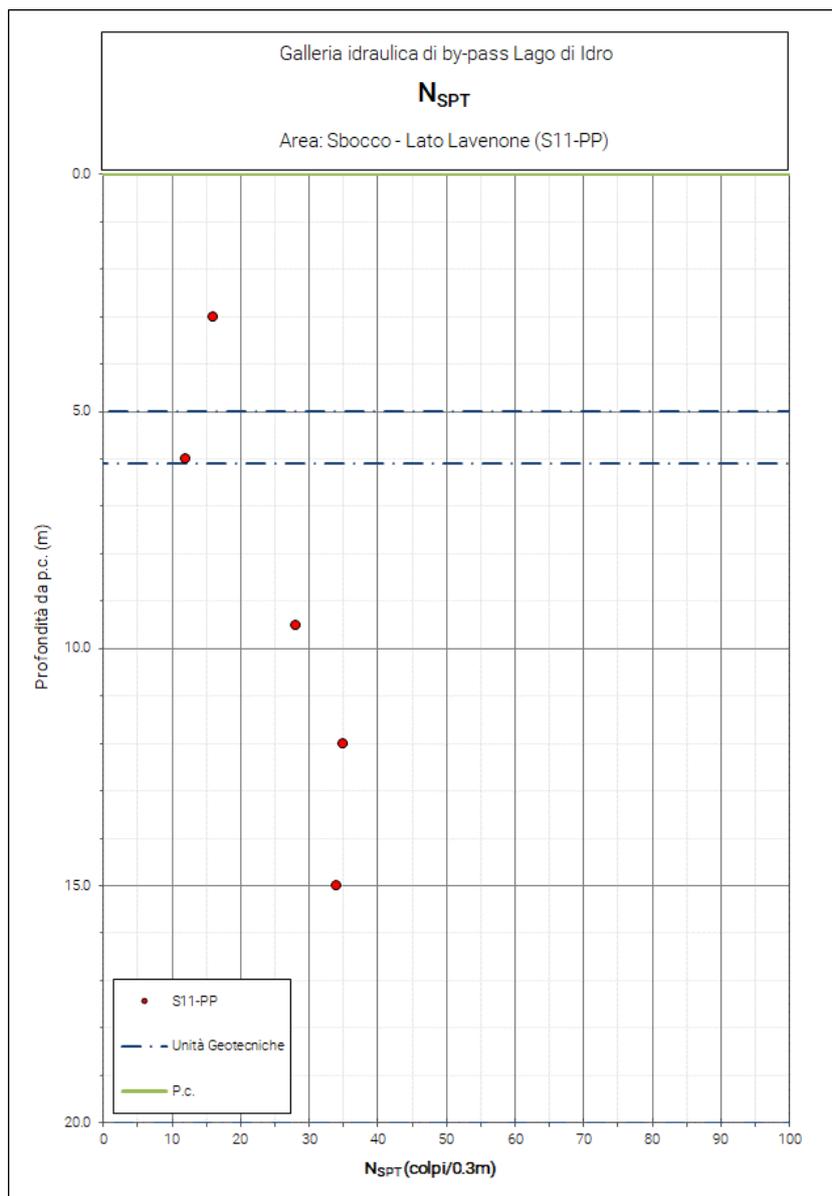


Figura 27 – N_{SPT} del sondaggio nell'area di sbocco

N₁₆₀

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 28), secondo la seguente equazione:

$$N_{160} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1_{60}}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

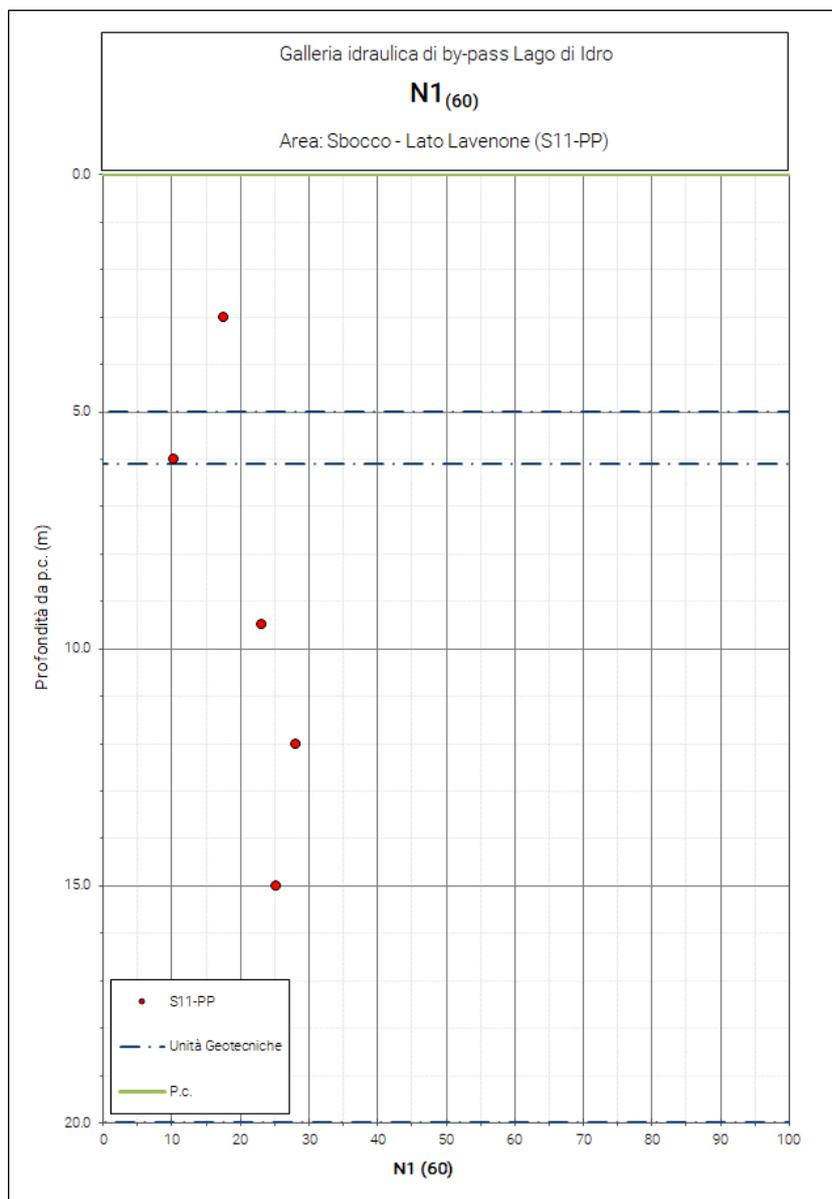


Figura 28 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1_{60}}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 29**.

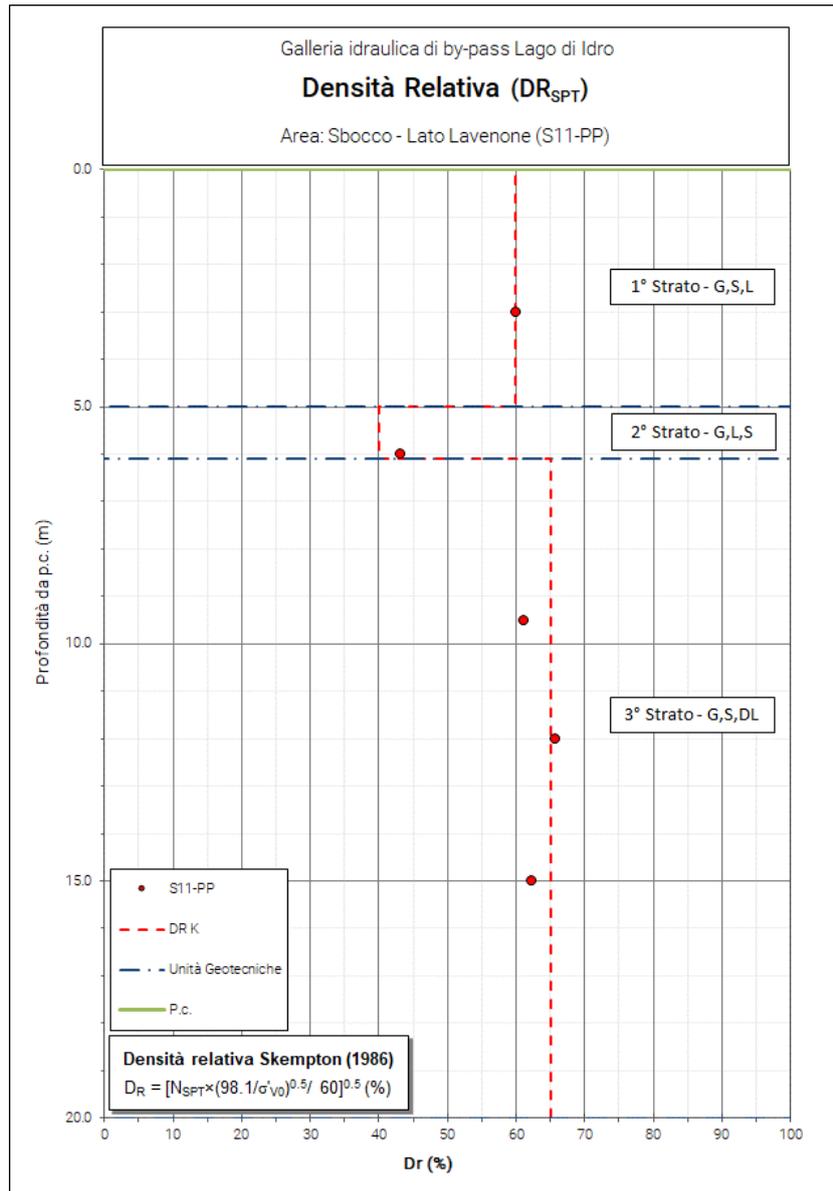


Figura 29 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche.

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

$$\begin{aligned} \phi'_p &= 28.0 + 0.140 \times Dr && \text{(sabbia fine uniforme)} \\ \phi'_p &= 31.5 + 0.115 \times Dr && \text{(sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)} \\ \phi'_p &= 34.5 + 0.100 \times Dr && \text{(sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)} \\ \phi'_p &= 38.0 + 0.080 \times Dr && \text{(ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)} \end{aligned}$$

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 30**.

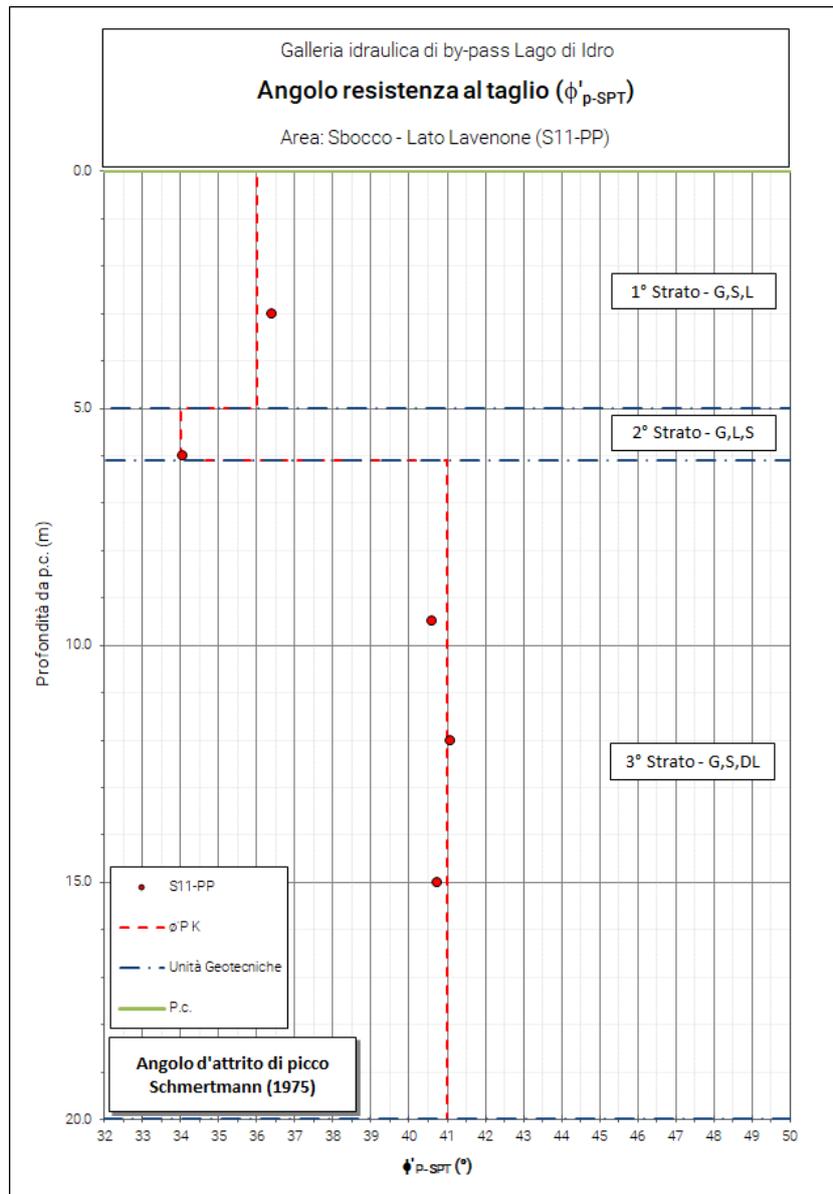


Figura 30 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT.

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1$ MPa

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 31**.

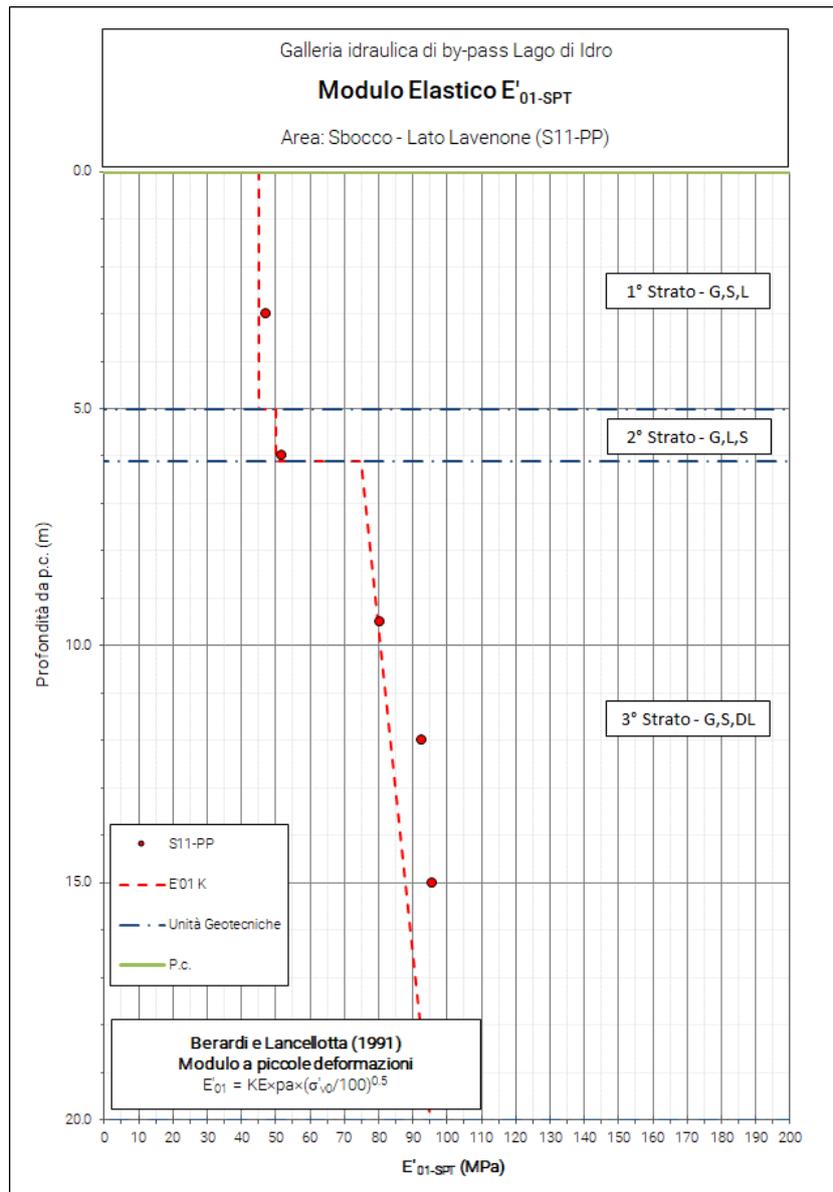


Figura 31 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991).

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito a partire dal modulo di rigidezza per piccole deformazioni G_0 a sua volta derivato dalla velocità delle onde di taglio misurate in sito.

In particolare, dalla teoria dell'elasticità (valida per piccole deformazioni) si ha che:

$$G_0 \cong \gamma \times V_s^2 / g$$

Con G_0 modulo di taglio per piccole deformazioni, γ peso di volume naturale del deposito e g accelerazione di gravità, pari a $9,81\text{m/s}^2$.

Sempre per la teoria dell'elasticità il modulo di taglio è direttamente correlato al modulo operativo mediante la seguente equazione:

$$E_{OP} = 2 \times G_{OP} \times (1 + \nu)$$

Con ν coefficiente di Poisson, pari 0.3 per depositi granulari da poco a moderatamente addensati come quelli in oggetto.

Il modulo di rigidezza operativo E_{OP} è correlato a quello per piccole deformazioni tenendo conto del comportamento non lineare del terreno e in particolare delle tipiche curve di decadimento dei moduli in funzione del livello di deformazione del terreno (rif.6) e **Figura 32**.

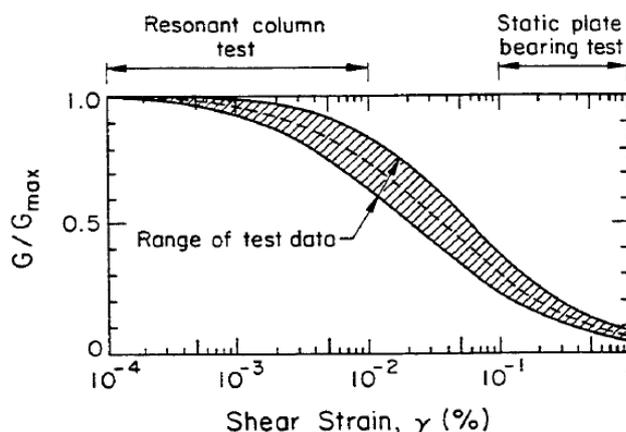


Figure 5-11. Shear Modulus versus Shear Strain for Sands

Source: Seed and Idriss (16).

Figura 32 – Curva di decadimento rigidezza depositi sciolti granulari

Tenendo conto del tipico range di deformazioni (0.1÷1%) si ottiene la seguente correlazione tra modulo a piccole deformazioni e modulo operativo.

$$G_{OP} \cong 0.5 \times G_0$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 33**.

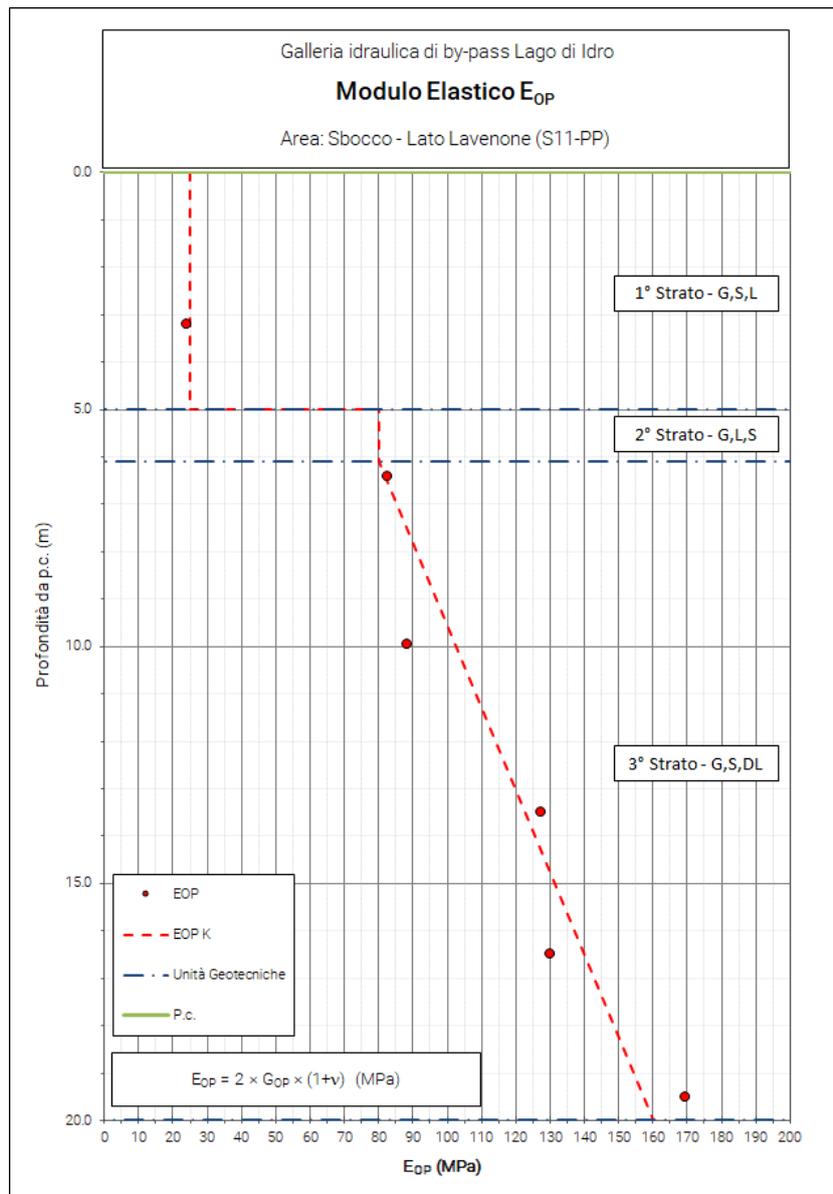


Figura 33 – Modulo Elastico Operativo.

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici del sondaggio, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo la verticale d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 34**.

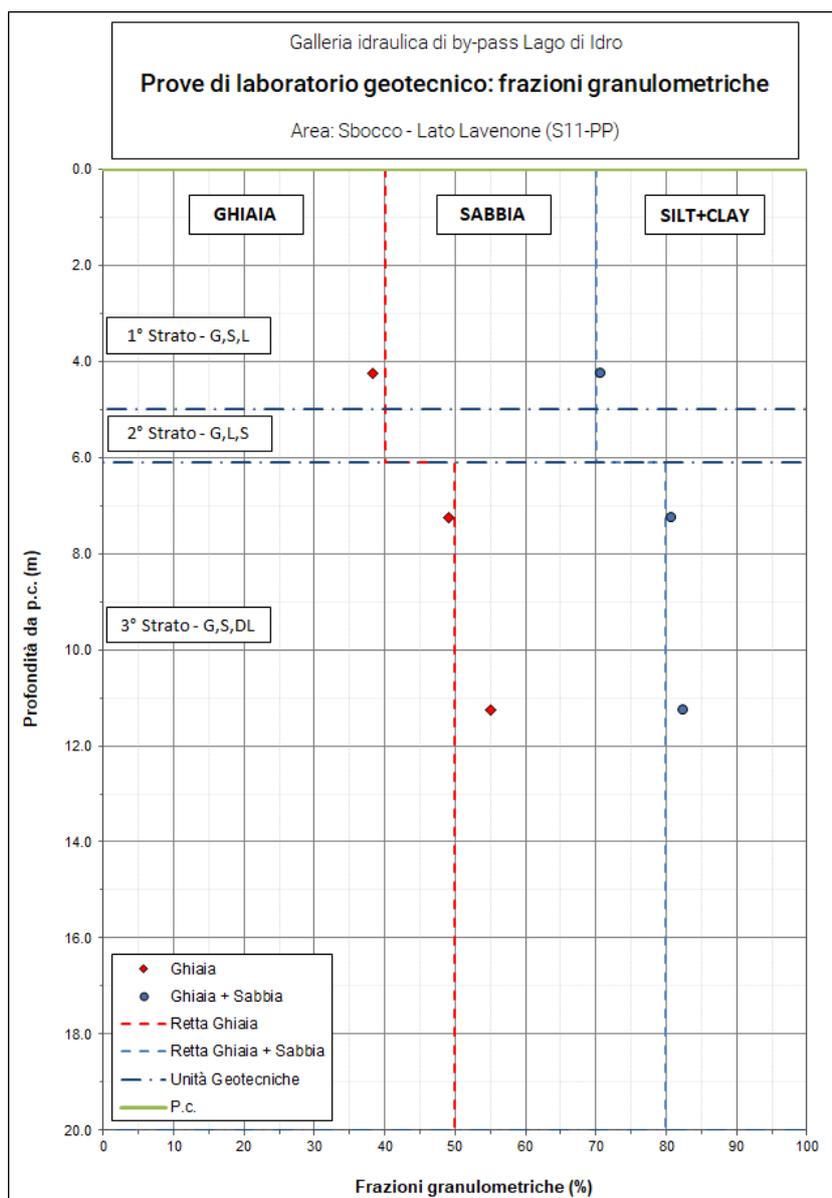


Figura 34 – Frazioni granulometriche

Limiti di consistenza

Sulla frazione fine dei campioni analizzati, sono stati definiti i limiti di consistenza (Limiti di Atterberg) definendone il Limite Plastico, il Limite Liquido e da questi l'Indice di Plasticità.

In **Figura 35** sono riportati i risultati dei limiti di consistenza dei diversi campioni analizzati in funzione della profondità di prelievo.

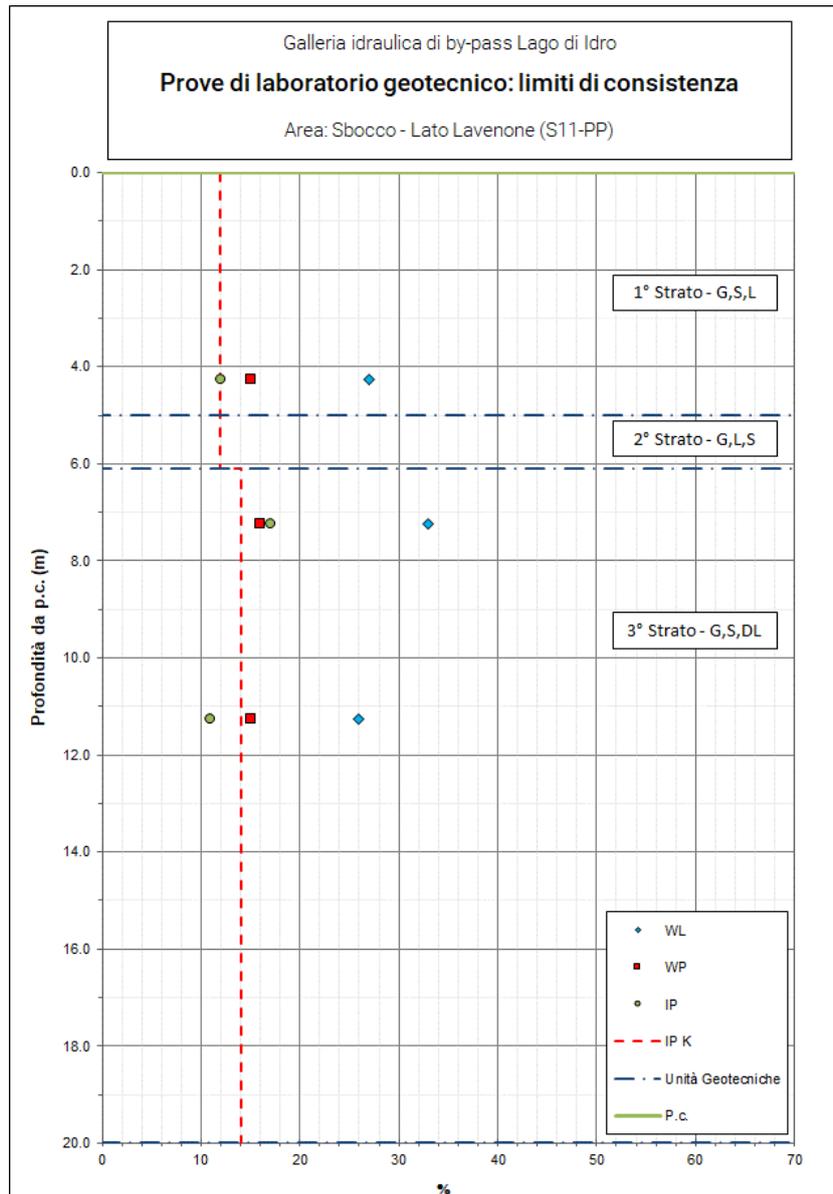


Figura 35 – Definizione dell'Indice di Plasticità dai limiti di consistenza

Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} di Mitchell (1979)

In **Figura 36** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti mediante la formulazione proposta da Mitchell (1979) partendo dai valori dell'Indice di Plasticità (IP) ottenuti dai limiti di consistenza. Di seguito la formulazione proposta da Mitchell (1979):

$$\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.099 \times \ln(IP)$$

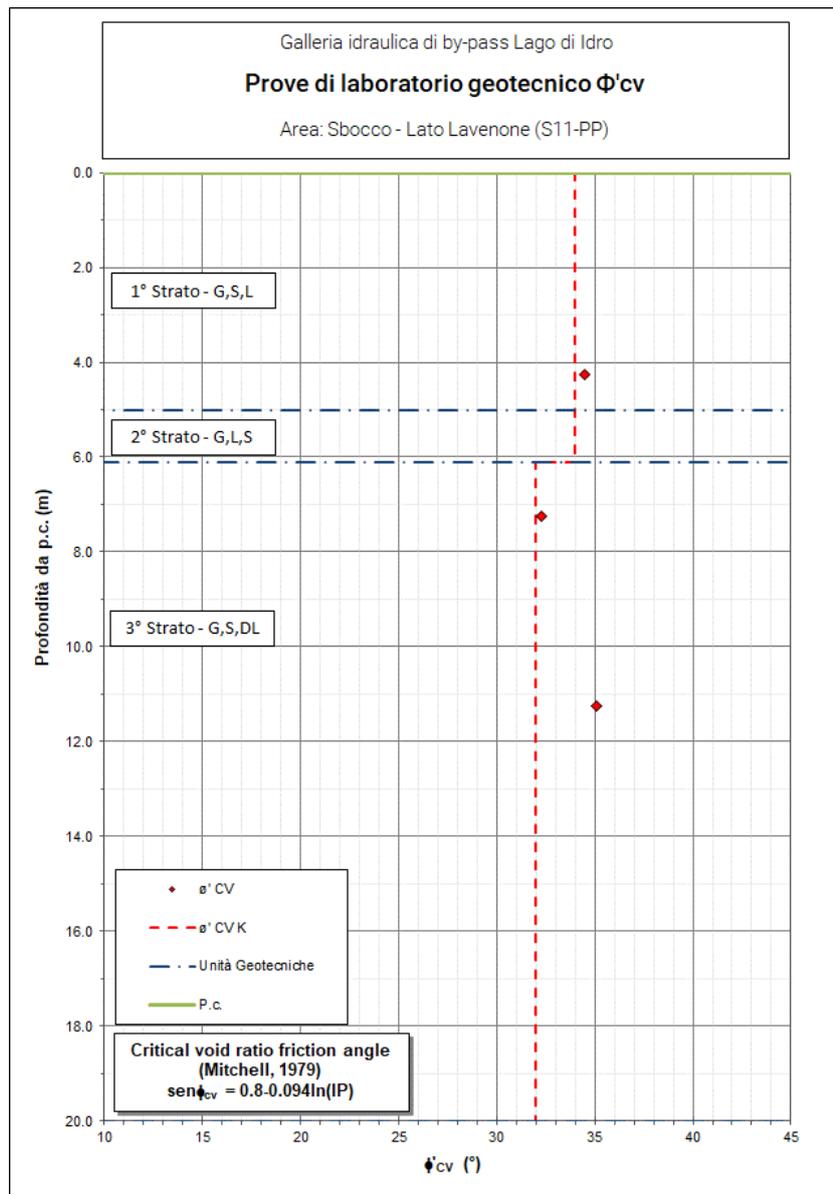


Figura 36 – Definizione del ϕ'_{cv} (Mitchell, 1979)

Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

In **Figura 37** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti sia mediante prova di taglio diretto su campione ricostituito.

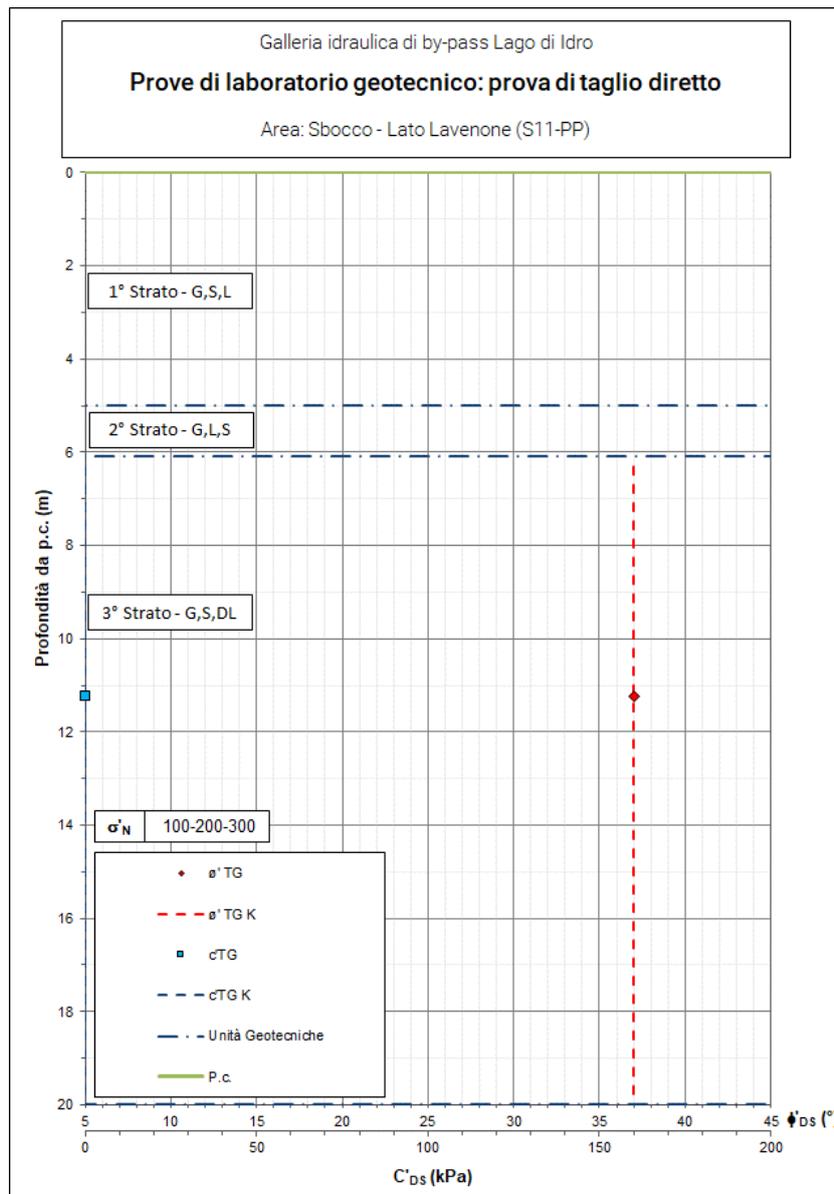


Figura 37 – Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

6.4 Lato Lavenone: Canale di restituzione

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito e di laboratorio relativi al sondaggio S7, realizzato durante la campagna d'indagini del Progetto Definitivo.

Durante le fasi di avanzamento del sondaggio sono state eseguite n. 6 prove SPT.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 15**, mentre in **Figura 38** si riportano i valori di N_{spt} ottenuti.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico (riportate nel precedente capitolo), sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici:

- Numero di colpi normalizzati $N1_{60}$
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Modulo elastico operativo, E_{OP} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979).

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}
		[m da p.c.]				
S7-PD	Lato Lavenone: Canale di restituzione	3.0	19	29	29	58
		6.0	13	28	21	49
		9.0	12	20	23	43
		12.0	22	37	30	67
		15.0	11	11	7	18
		18.0	R			100

Note:
 PD: Progetto Definitivo;
 N_{SPT} : N_2+N_3 .

Tabella 15 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione dei sondaggi

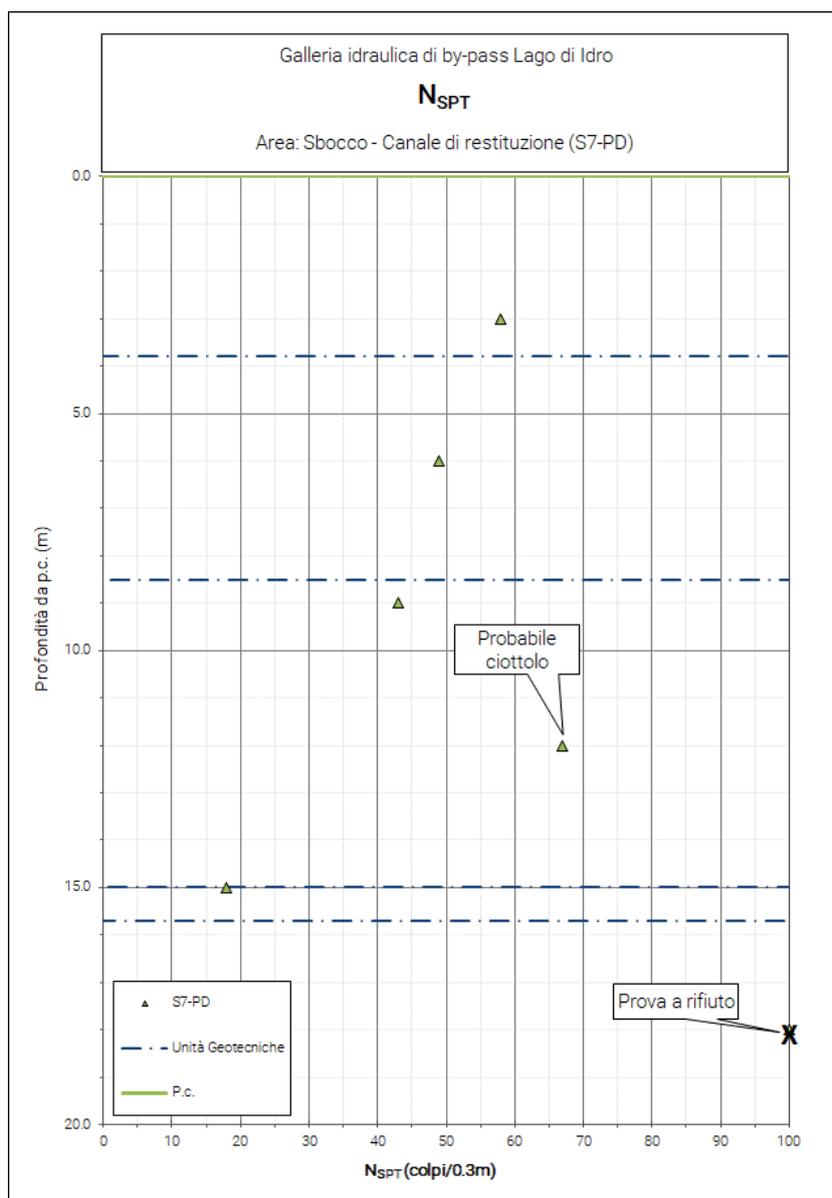


Figura 38 – N_{SPT} del sondaggio nell'area di sbocco in prossimità del canale di restituzione. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

N_{160}

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 39), secondo la seguente equazione:

$$N_{160} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1_{60}}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

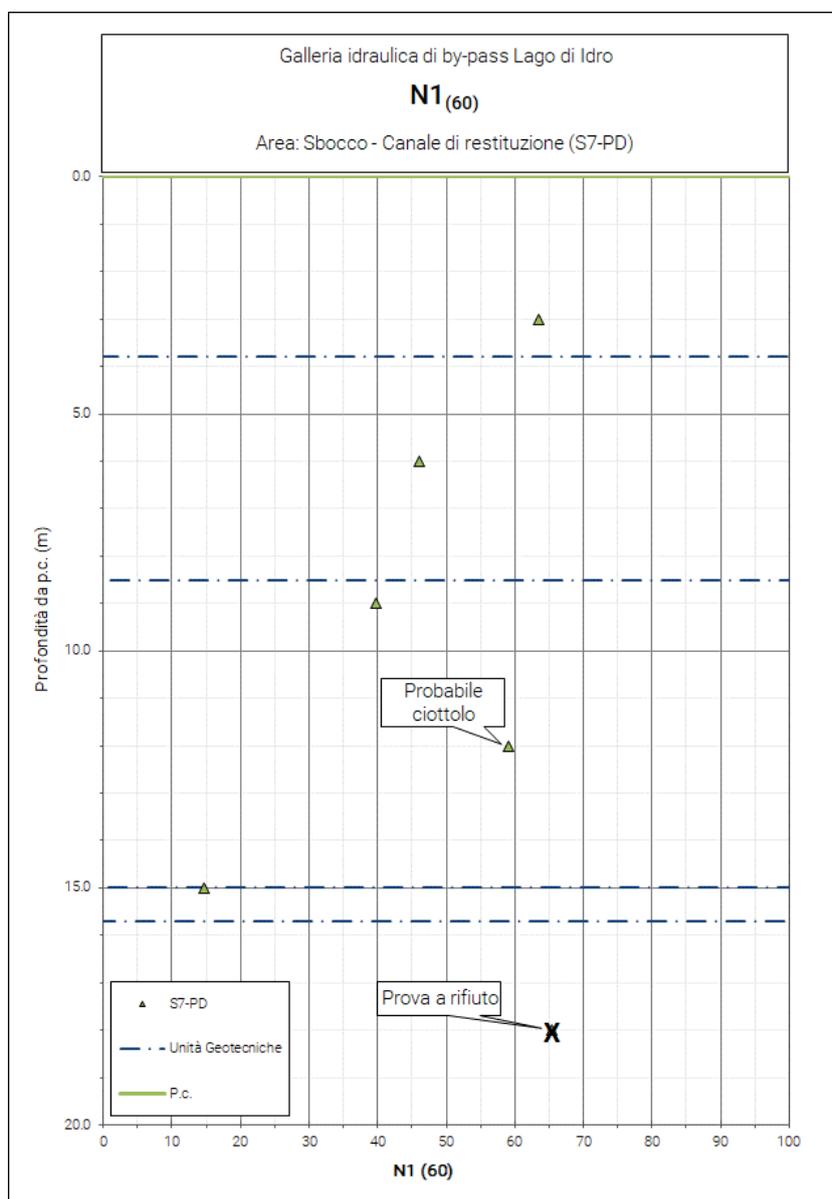


Figura 39 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1_{60}}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 40**.

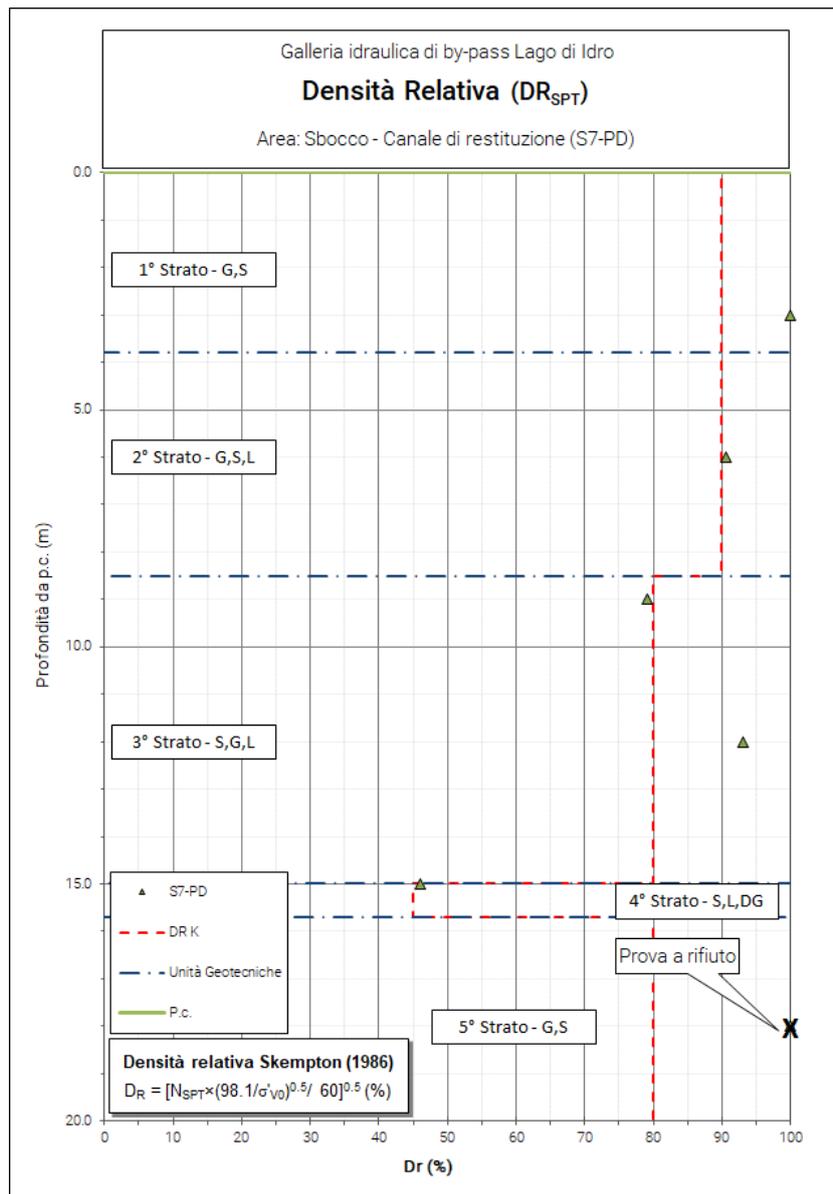


Figura 40 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

$$\begin{aligned}\phi'_p &= 28.0 + 0.140 \times Dr && \text{(sabbia fine uniforme)} \\ \phi'_p &= 31.5 + 0.115 \times Dr && \text{(sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)} \\ \phi'_p &= 34.5 + 0.100 \times Dr && \text{(sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)} \\ \phi'_p &= 38.0 + 0.080 \times Dr && \text{(ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)}\end{aligned}$$

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 41**.

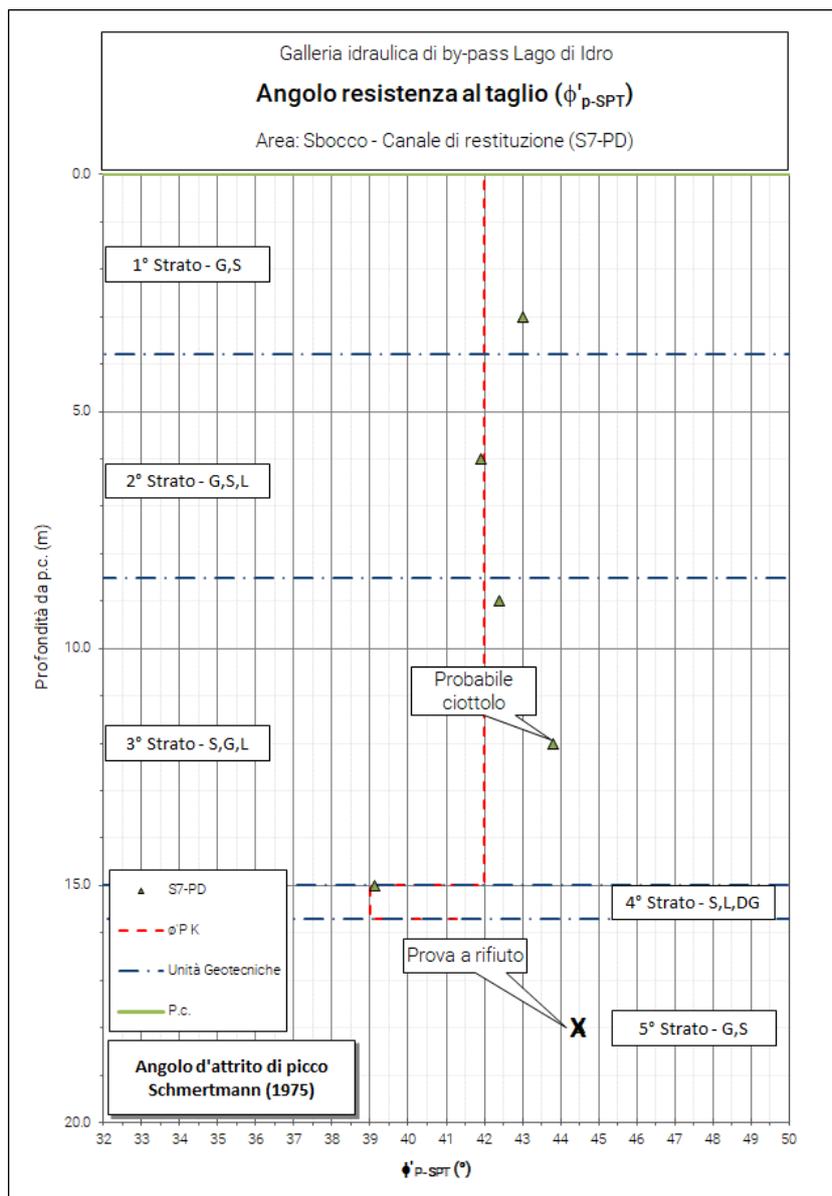


Figura 41 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1 \text{ MPa}$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 42**.

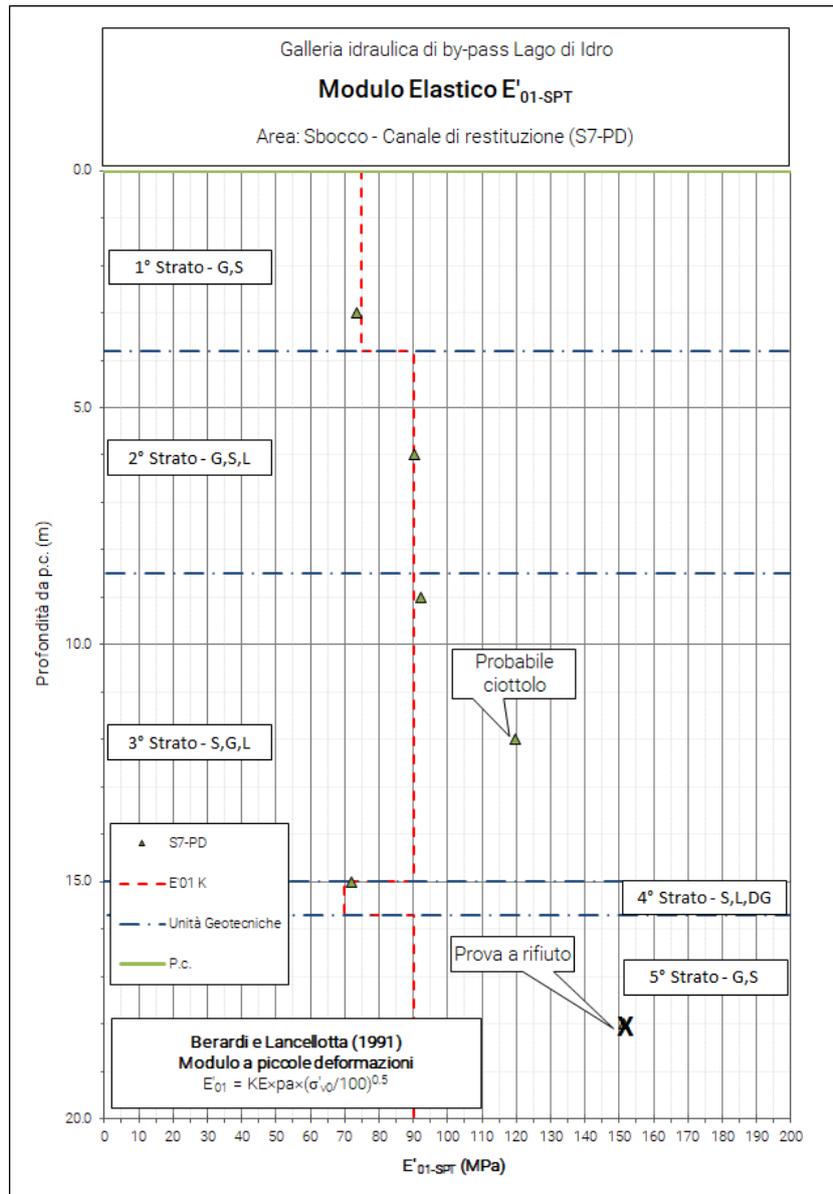


Figura 42 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991). I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowsky (1988) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E_{OP} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT}$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 43**.

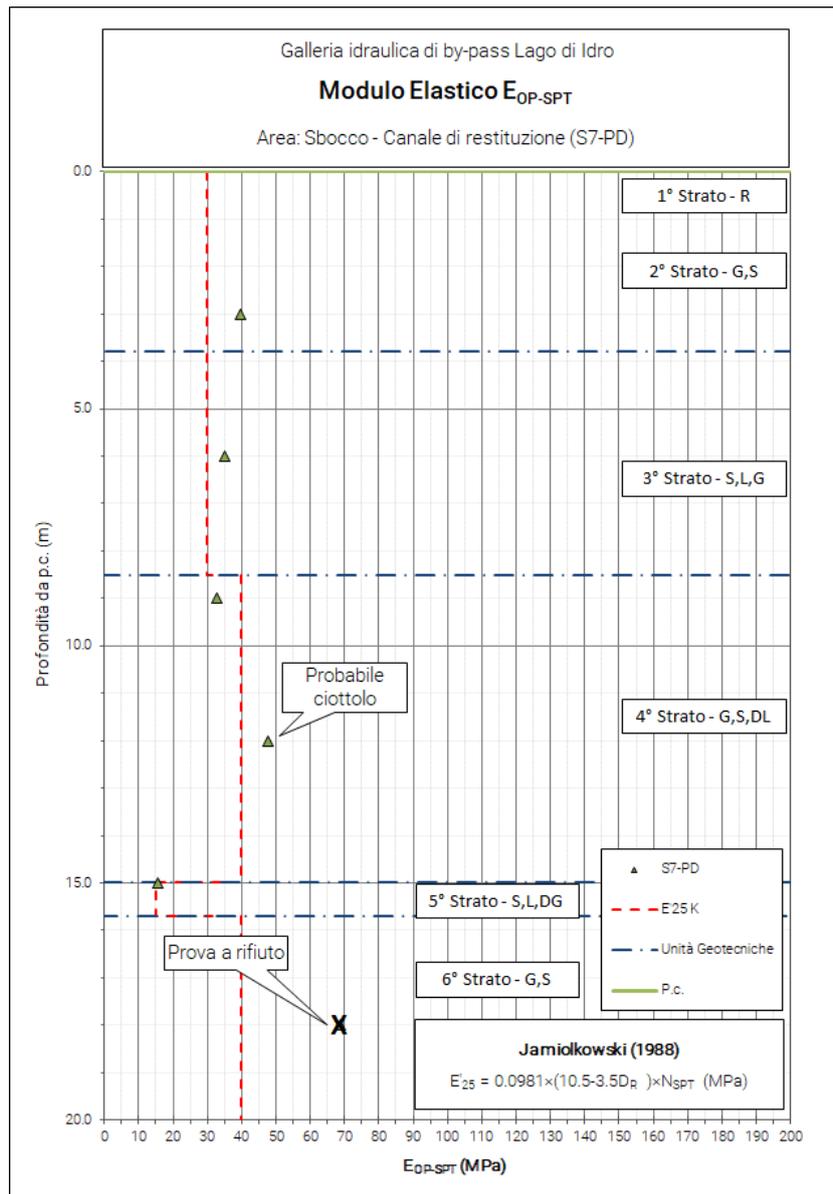


Figura 43 – Modulo Elastico Operativo.

Coefficiente di permeabilità

Sulla base delle prove di permeabilità eseguite durante la campagna d'indagini del Progetto Definitivo e nello specifico nel foro di sondaggio S7 è stato ricavato un range di variabilità del coefficiente di permeabilità nel tratto investigato (**Figura 44**).

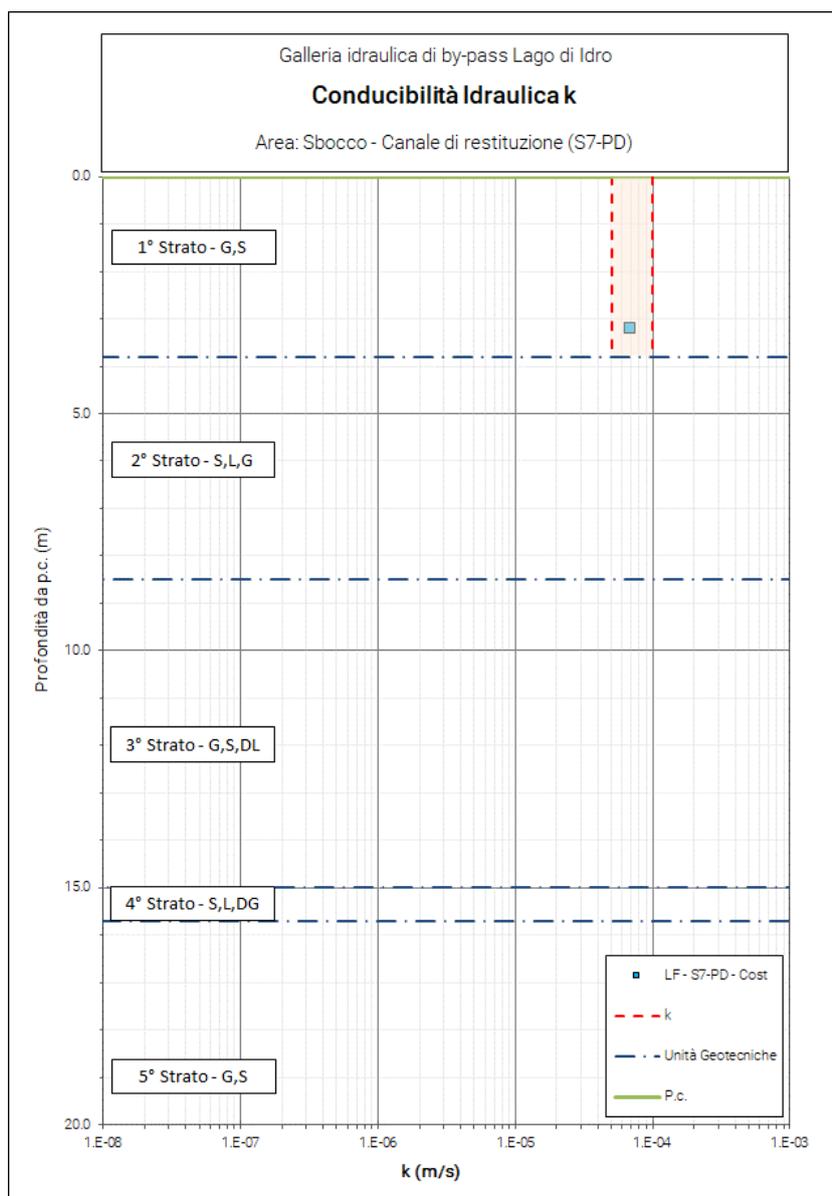


Figura 44 – Coefficiente di permeabilità. In evidenza il range di permeabilità considerato

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici dei sondaggi, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo le verticali d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 45**.

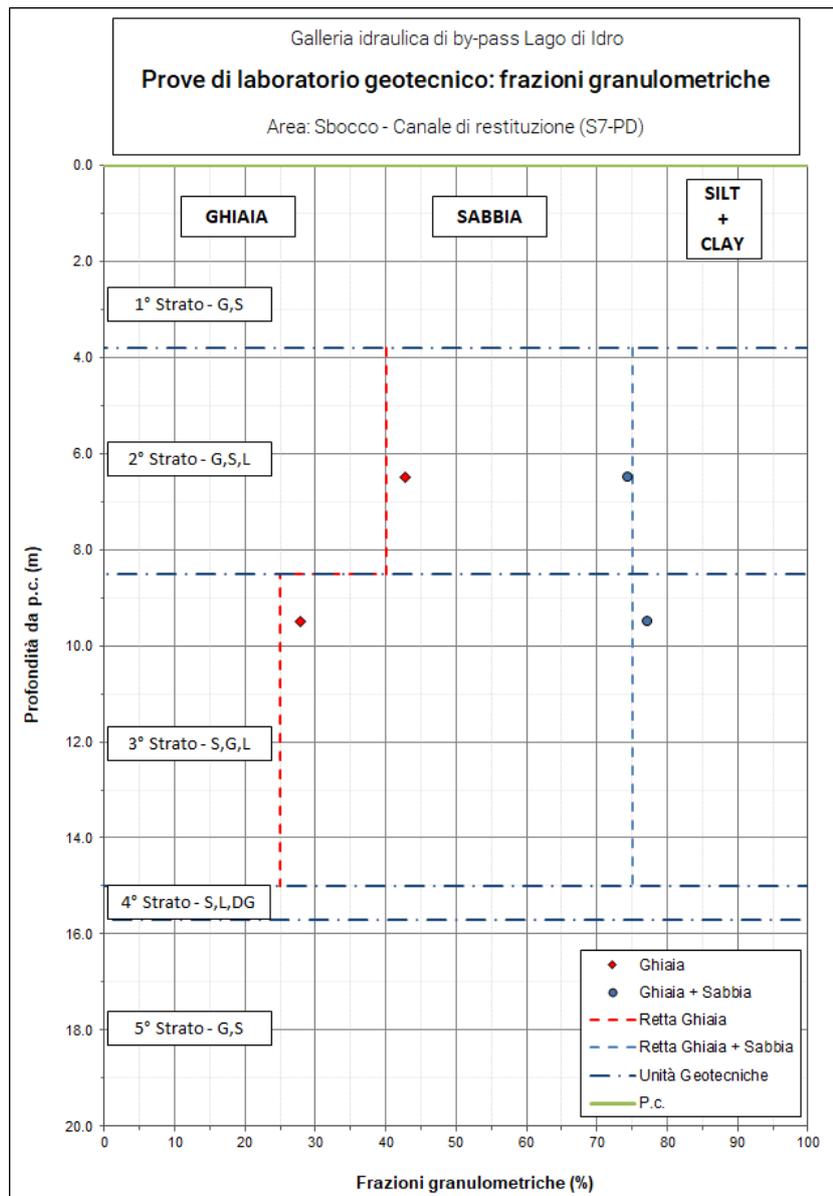


Figura 45 – Frazioni granulometriche

Limiti di consistenza

Sulla frazione fine dei campioni analizzati, sono stati definiti i limiti di consistenza (Limiti di Atterberg) definendone il Limite Plastico, il Limite Liquido e da questi l'Indice di Plasticità.

In **Figura 46** sono riportati i risultati dei limiti di consistenza dei diversi campioni analizzati in funzione della profondità di prelievo.

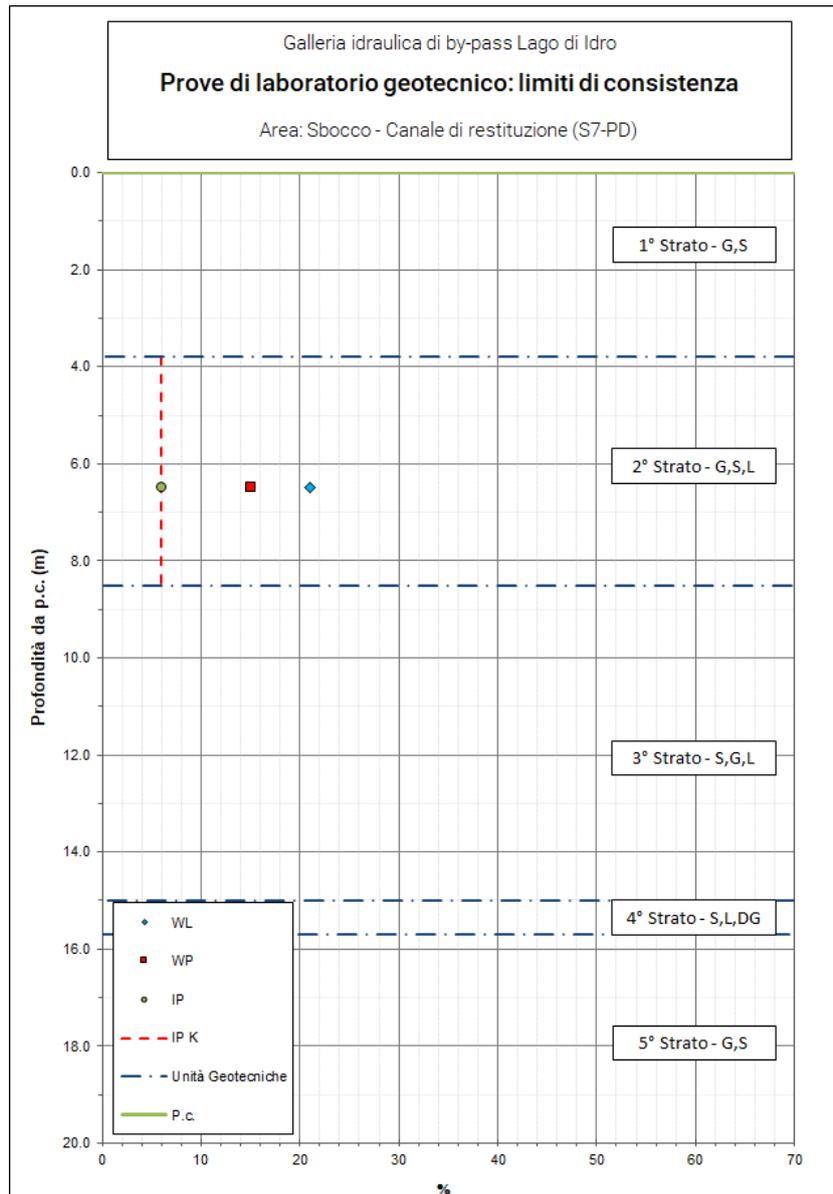


Figura 46 – Definizione dell'Indice di Plasticità dai limiti di consistenza

Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} di Mitchell (1979)

In **Figura 47** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti mediante la formulazione proposta da Mitchell (1979) partendo dai valori dell'Indice di Plasticità (IP) ottenuti dai limiti di consistenza. Di seguito la formulazione proposta da Mitchell (1979):

$$\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.099 \times \ln(IP)$$

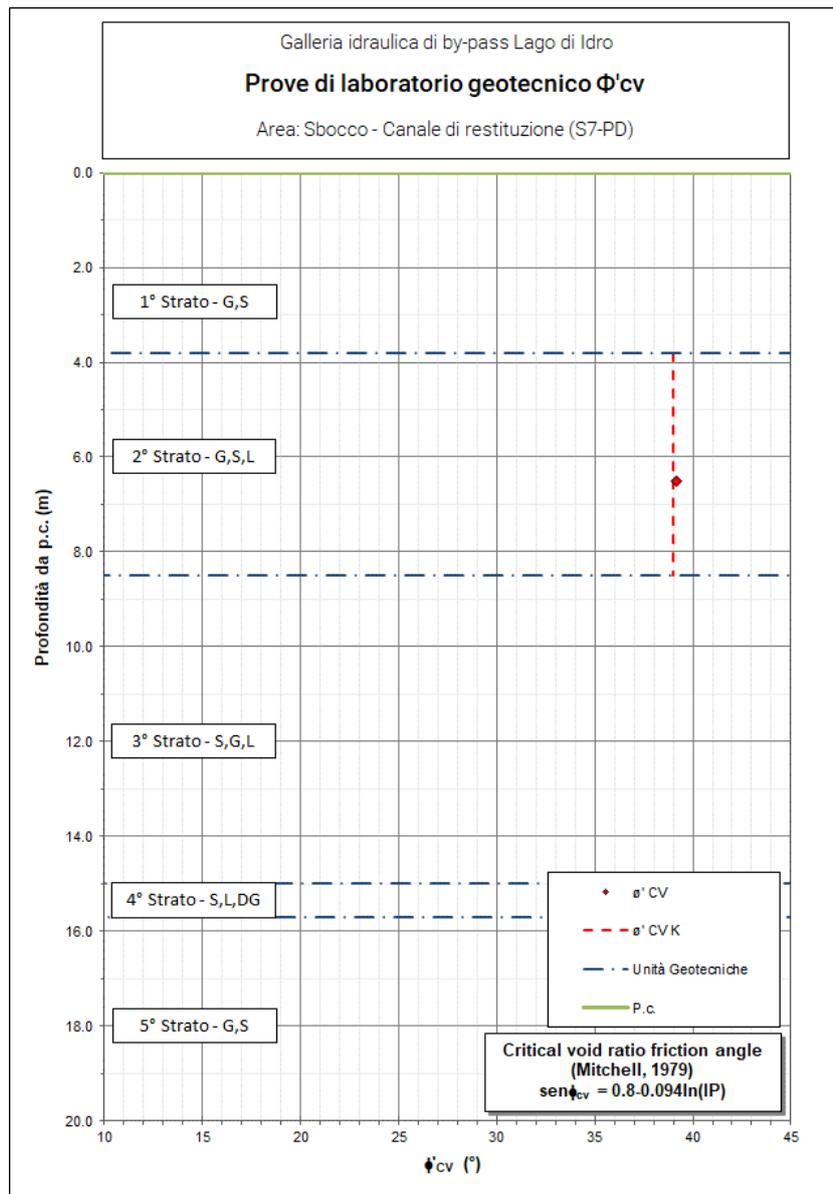


Figura 47 – Definizione del ϕ'_{cv} (Mitchell, 1979)

6.5 Località Pieve Vecchia: Nuova traversa di sbarramento

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito e di laboratorio relativi ai sondaggi S5 ed S6, realizzati durante la campagna d'indagini del Progetto Definitivo ed il sondaggio BH05 realizzato in quella del Progetto Esecutivo del 2018.

Durante le fasi di avanzamento del sondaggio sono state eseguite n. 5 prove SPT.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 16**, mentre in **Figura 48** si riportano i valori di N_{spt} ottenuti.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico (riportate nel precedente capitolo), sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici:

La caratterizzazione presentata per quest'area prende in considerazione i depositi presenti fino alla profondità di -23 m dal piano campagna, i parametri del cappellaccio di alterazione e della porzione di ammasso roccioso estremamente fratturato vengono riportati nella relazione di caratterizzazione geomeccanica (rif. 4)

- Numero di colpi normalizzati $N1_{60}$
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Coesione non drenata c_u (per i livelli limoso-argillosi);
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Modulo elastico operativo, E_{OP} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979) e ϕ' da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}
		[m da p.c.]				
S5-PD	Area: Nuova traversa di sbarramento	3.0	8	8	8	16
		6.0	7	7	5	12
		9.0	10	5	16	21
		12.0	27	23	20	43
		15.0	20	25	20	45
		18.0	3	3	5	8
S6-PD		3.0	13	21	15	36
BH05-PE		3.0	3	6	2	8
		6.0	2	1	1	2
		9.0	7	11	13	24
		12.0	12	17	13	30
		15.0	13	16	10	26
		18.0	9	17	13	30
		21.0	2	4	1	5
		24.0	31	R	-	100
		27.0	39	R	-	100
		30.0	41	R	-	100
		33.0	37	39	42	81
	36.0	28	R	-	100	
39.0	R	-	-	100		

Note:

PP: Progetto Preliminare;

PD: Progetto Definitivo;

PE: Progetto Esecutivo (2018)

N_{SPT}: N₂+N₃.

Tabella 16 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione del sondaggio

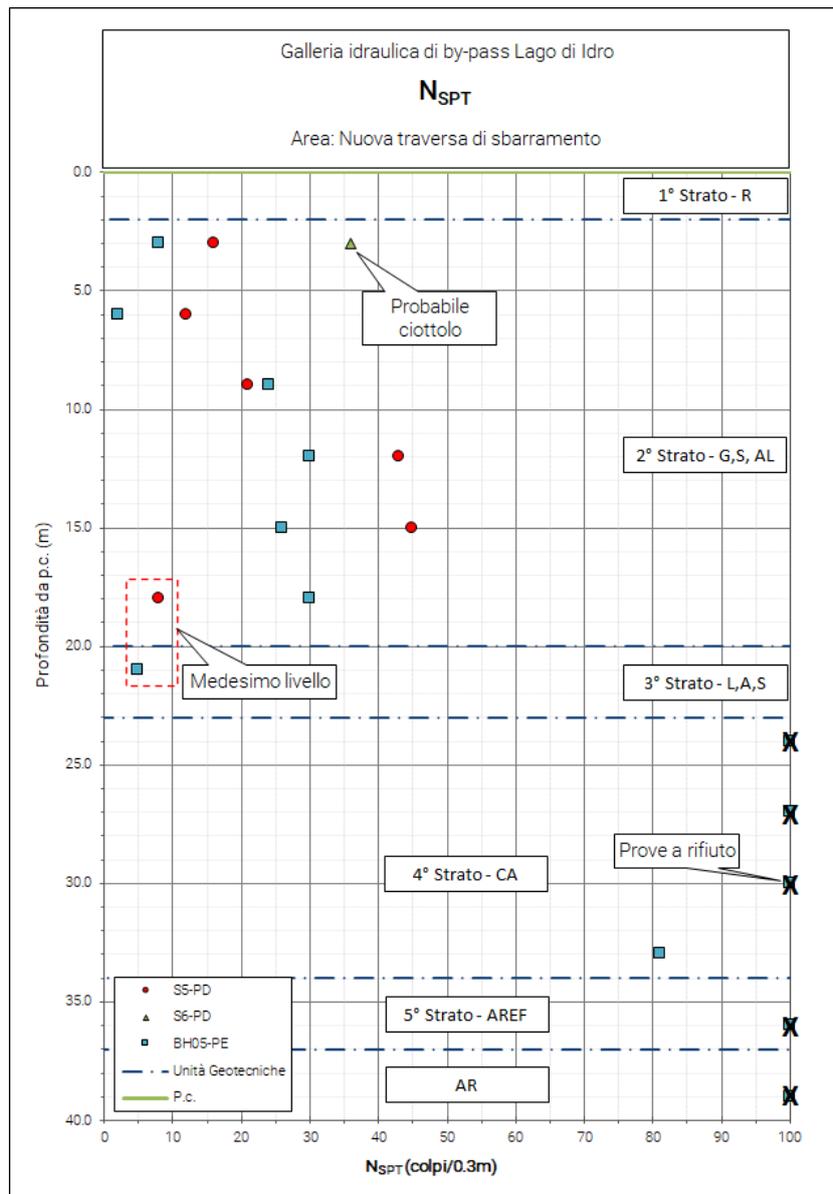


Figura 48 – N_{SPT} dei sondaggi nell'area dove verrà realizzata la nuova traversa di sbarramento. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

N₁₆₀

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 49), secondo la seguente equazione:

$$N_{160} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1(60)}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

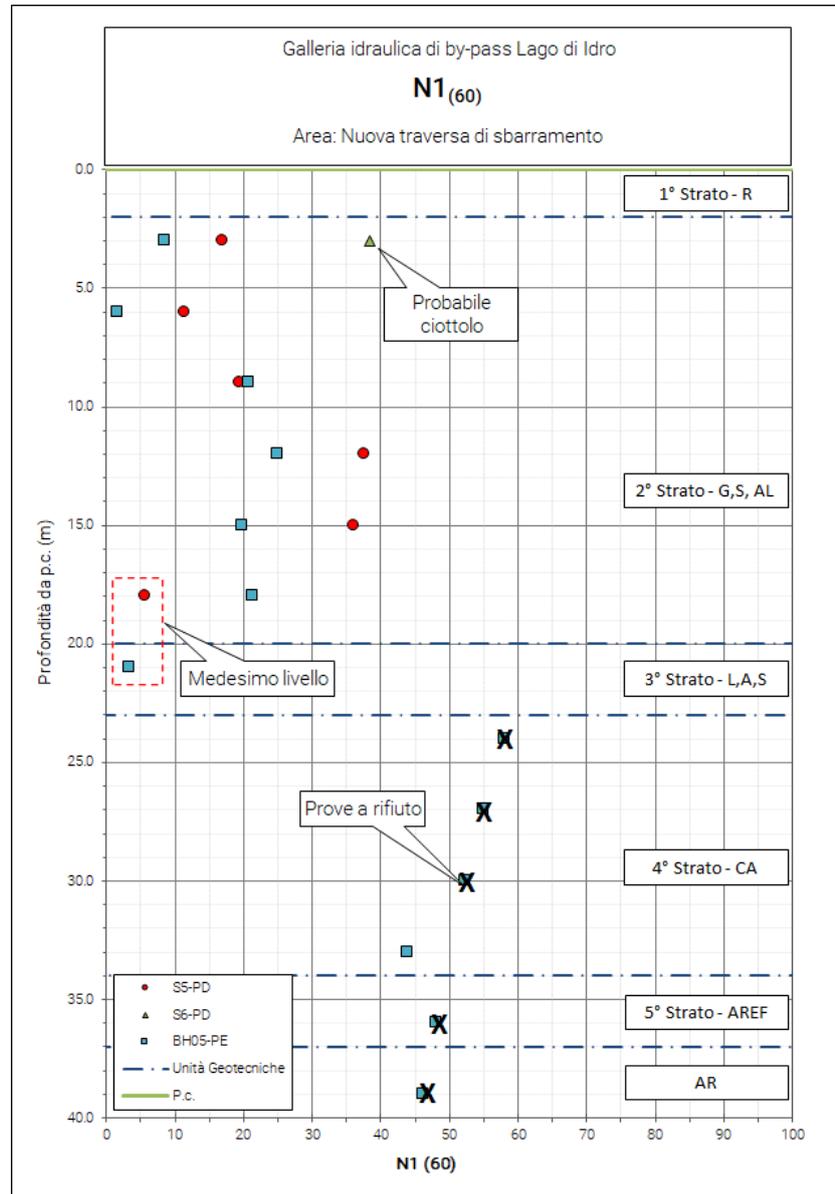


Figura 49 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1(60)}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 50**.

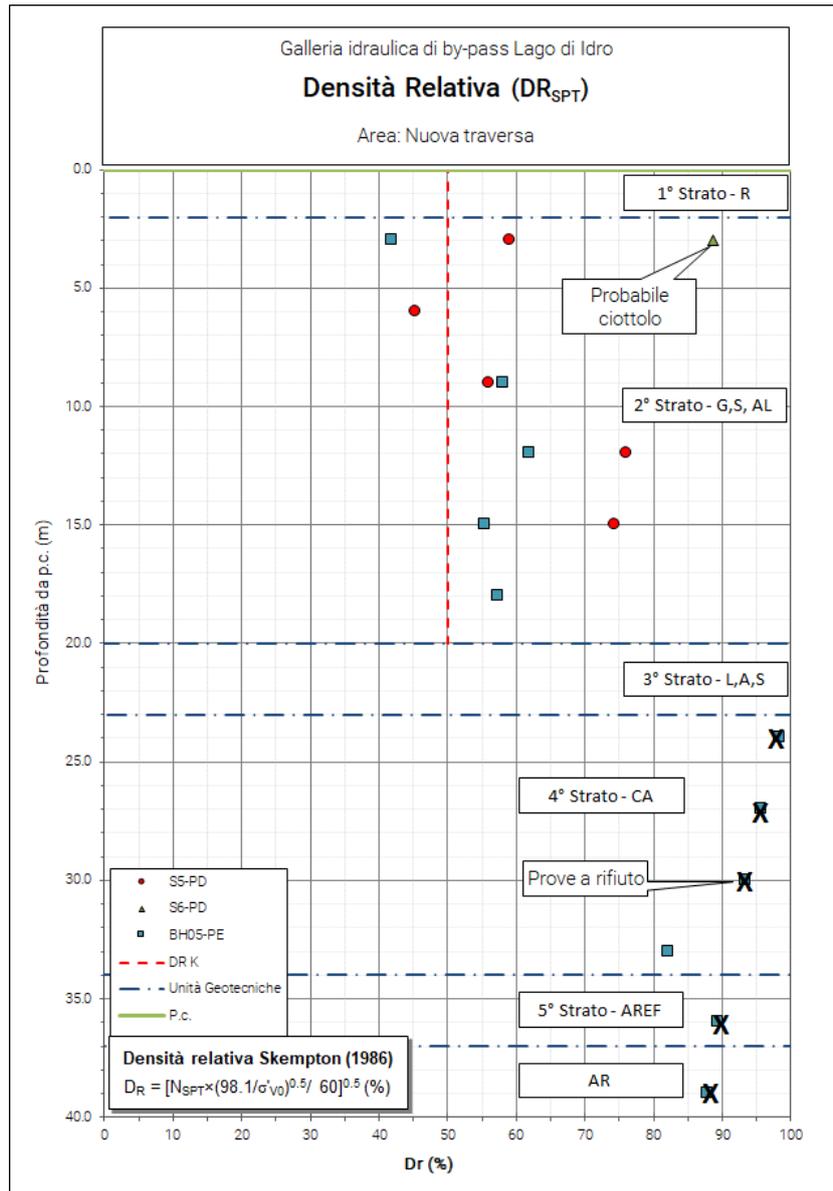


Figura 50 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

- $\phi'_p = 28.0 + 0.140 \times Dr$ (sabbia fine uniforme)
- $\phi'_p = 31.5 + 0.115 \times Dr$ (sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)
- $\phi'_p = 34.5 + 0.100 \times Dr$ (sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)
- $\phi'_p = 38.0 + 0.080 \times Dr$ (ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 51**.

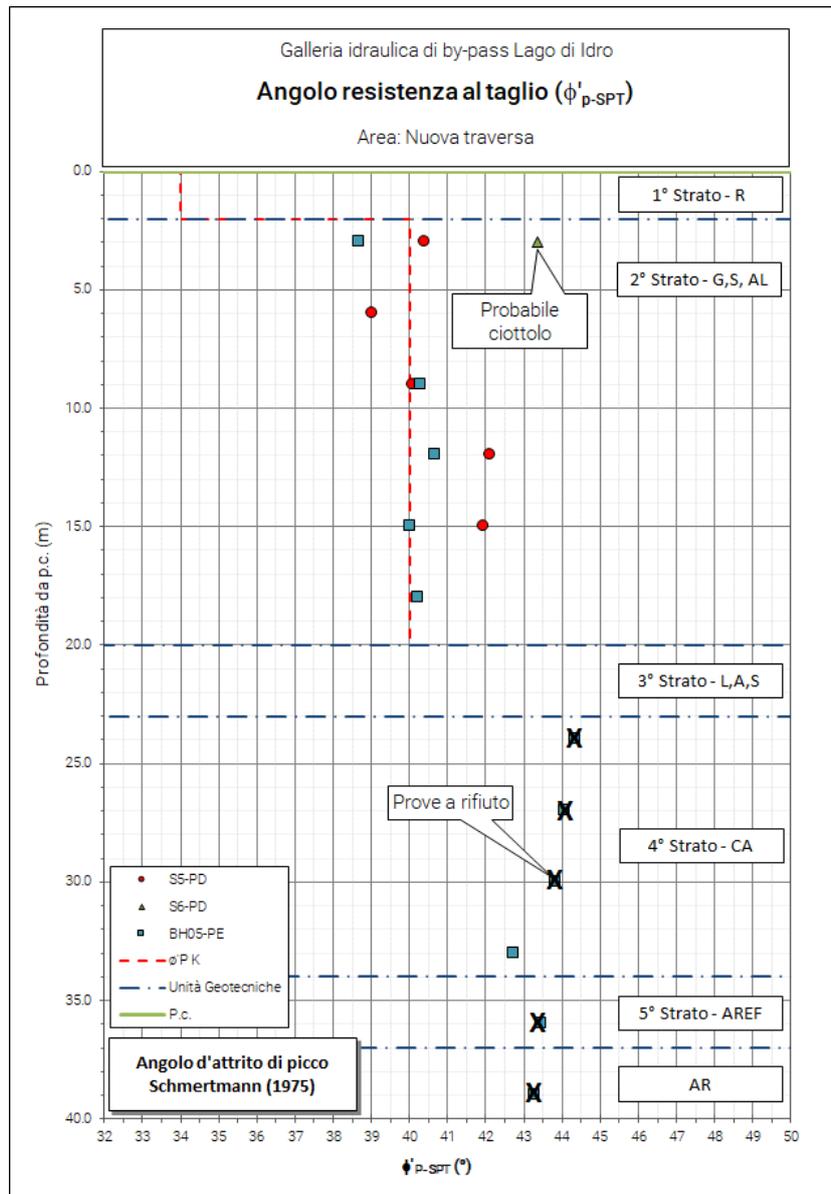


Figura 51 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Coesione non drenata C_u

Il valore della coesione non drenata (C_u) è stato definito a partire dalla formulazione empirica proposta da Terzaghi & Peck (1967), che mette in relazione il valore della coesione col numero di colpi (N_{SPT}) moltiplicato per 6:

$$C_u = N_{SPT} \times 6$$

In **Figura 52** è riportato il valore caratteristico di coesione non drenata dell'unità geotecnica L,A,S ottenuto mediante la formulazione sopracitata.

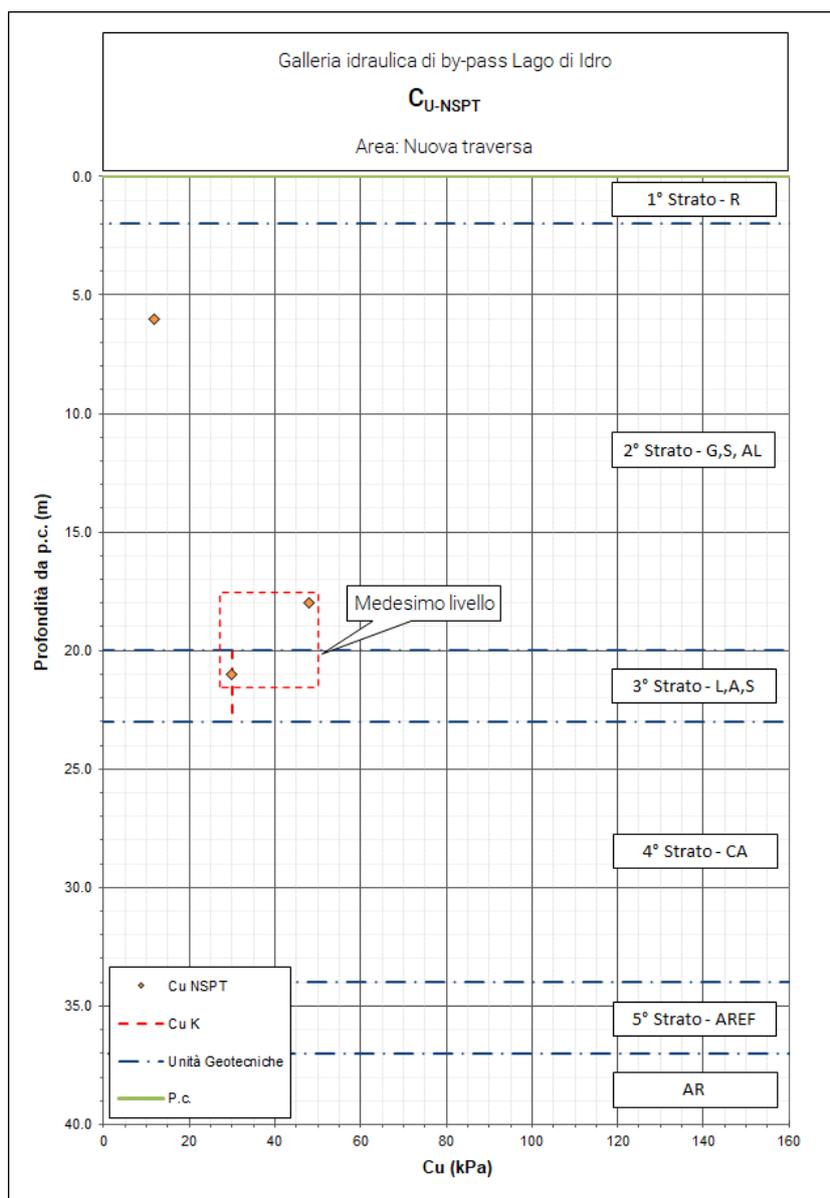


Figura 52 - Definizione dei valori di coesione non drenata C_u dai risultati delle prove SPT (Terzaghi & Peck, 1967)

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1$ MPa

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 53**.

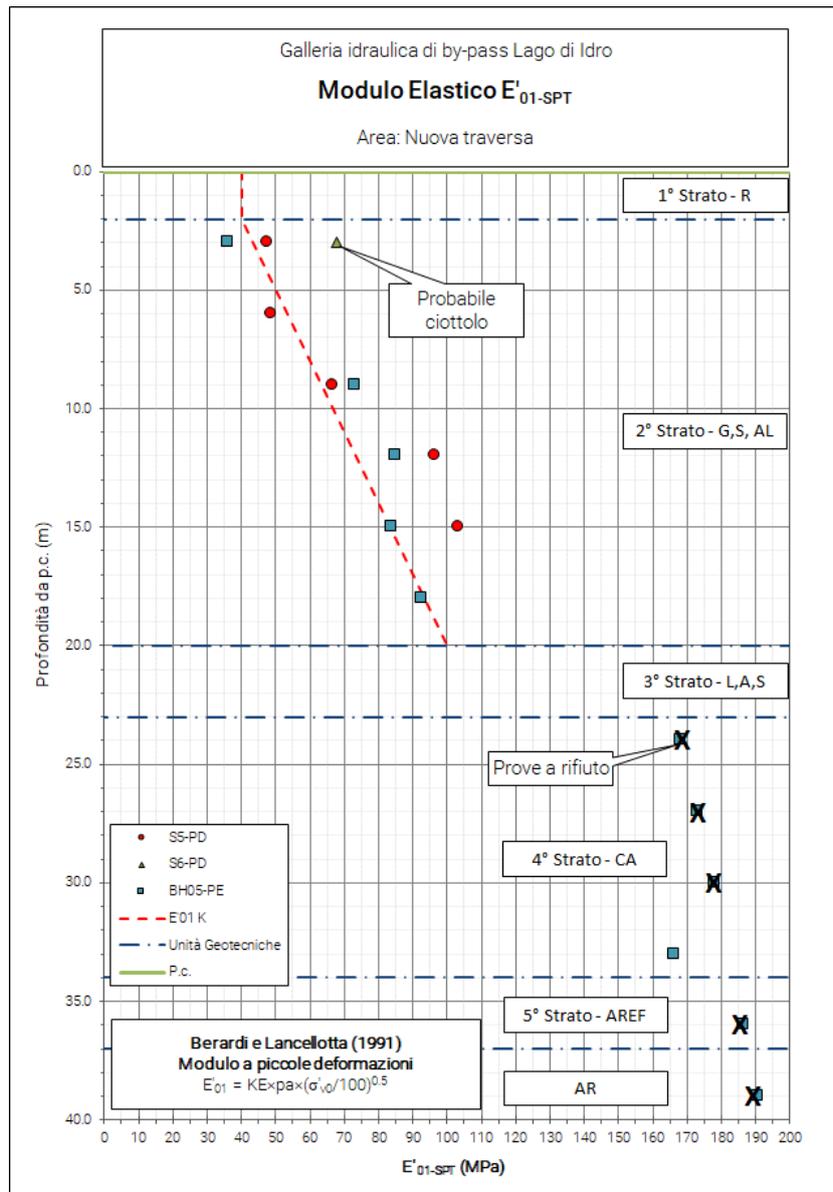


Figura 53 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991). I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowsky (1988) relativo al caso di terreni granulari normal consolidati e la correlazione di D'Apollonia (1970) per i depositi in cui prevale la componente fine:

$$E_{OP} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT} \quad \text{Jamiolkowsky (1988)}$$

$$E_{OP} = 0.756 \times N_{SPT} + 18.75 \quad \text{D'Apollonia (1970)}$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 54**

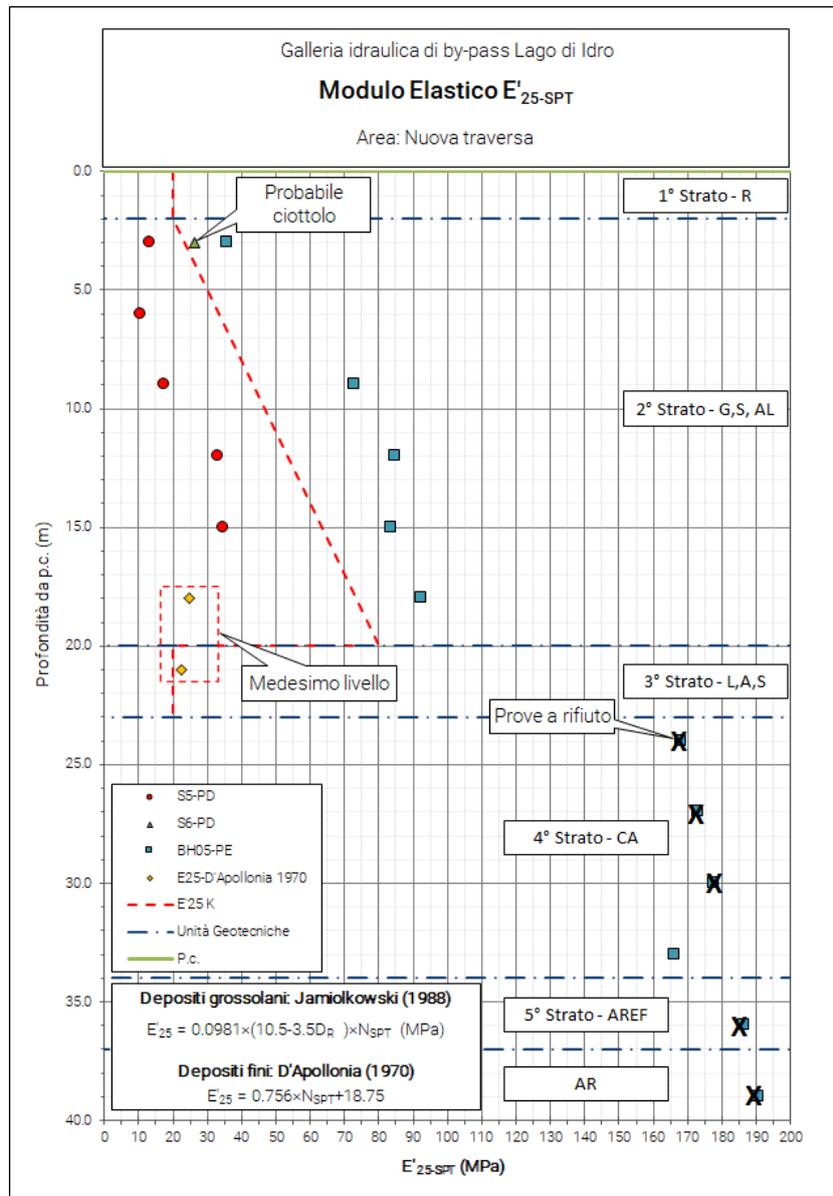


Figura 54 – Modulo Elastico Operativo

Coefficiente di permeabilità

Sulla base delle prove di permeabilità eseguite durante la campagna d'indagini del Progetto Esecutivo del 2018 e nello specifico nel foro di sondaggio BH05, è stato ricavato un range di variabilità del coefficiente di permeabilità nei tratti investigati (**Figura 55**).

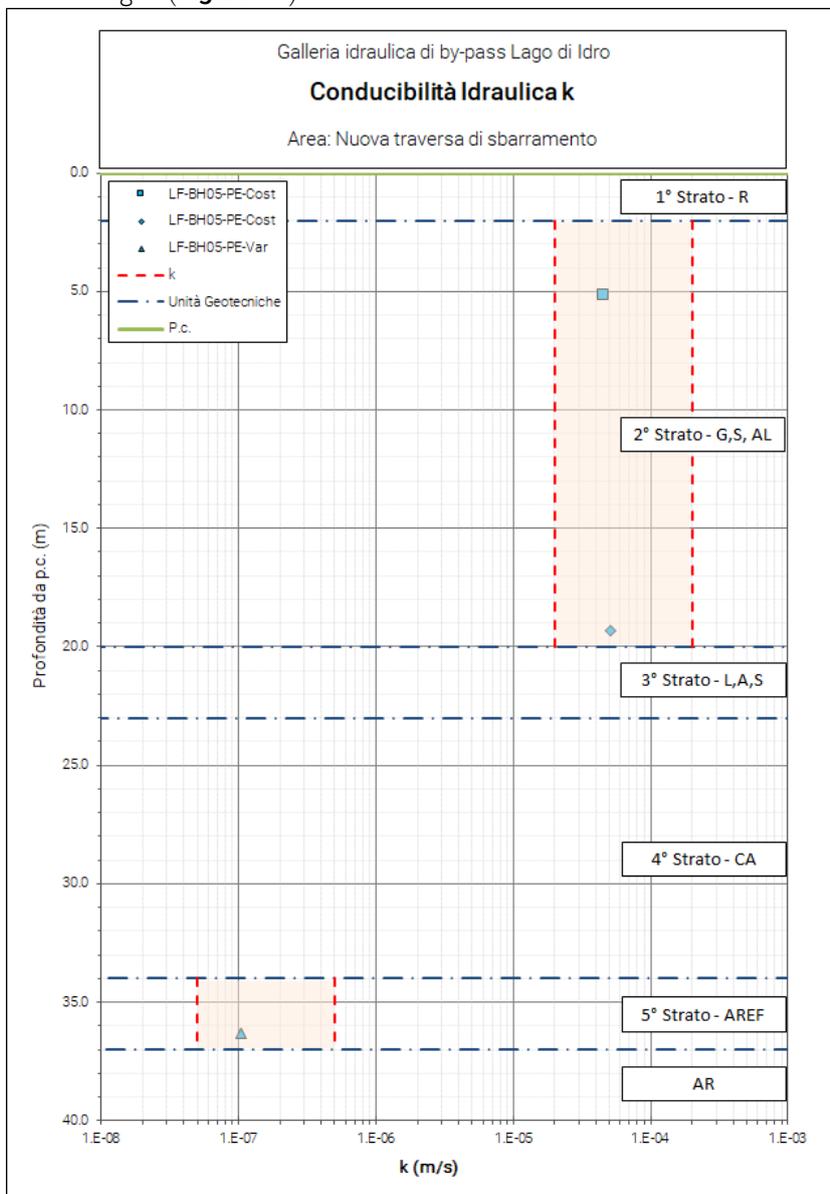


Figura 55 – Coefficiente di permeabilità. In evidenza i range di permeabilità considerati

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici del sondaggio, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo la verticale d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 56**.

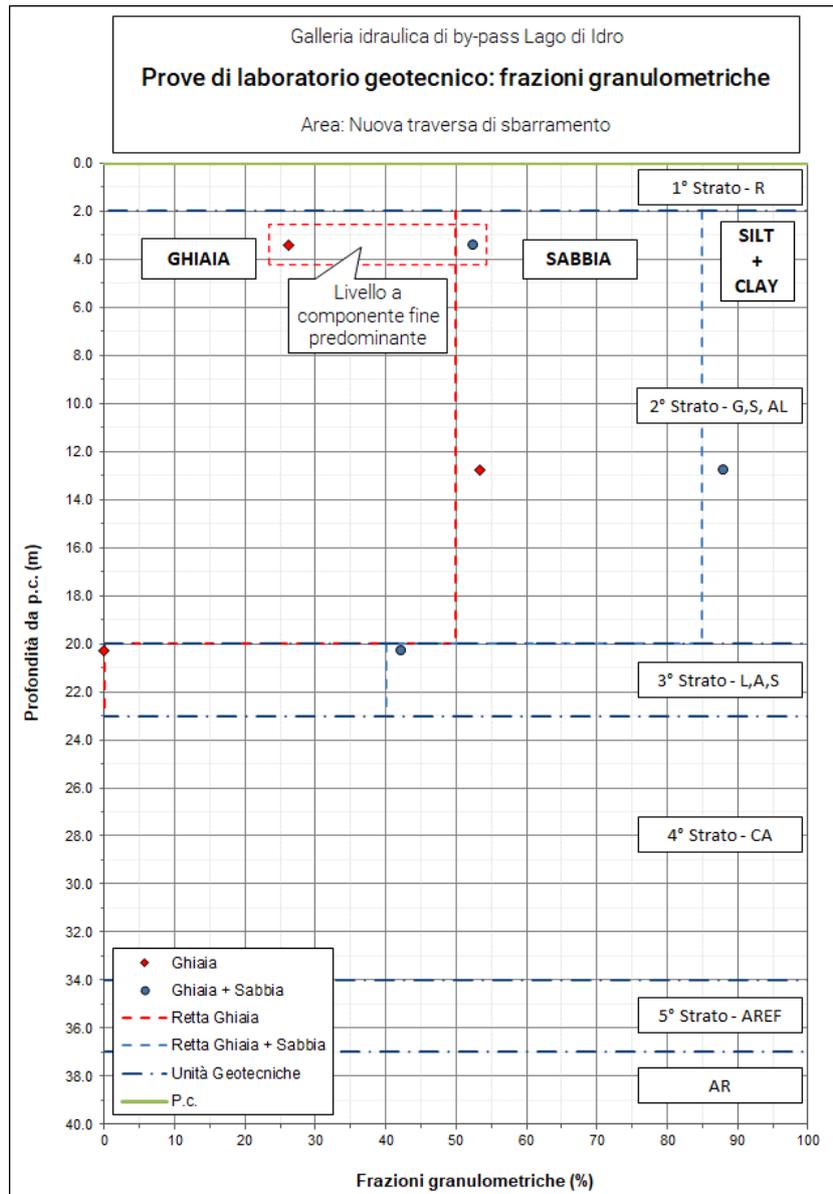


Figura 56 – Frazioni granulometriche

Limiti di consistenza

Sulla frazione fine dei campioni analizzati, sono stati definiti i limiti di consistenza (Limiti di Atterberg) definendone il Limite Plastico, il Limite Liquido e da questi l'Indice di Plasticità.

In **Figura 57** sono riportati i risultati dei limiti di consistenza dei diversi campioni analizzati in funzione della profondità di prelievo.

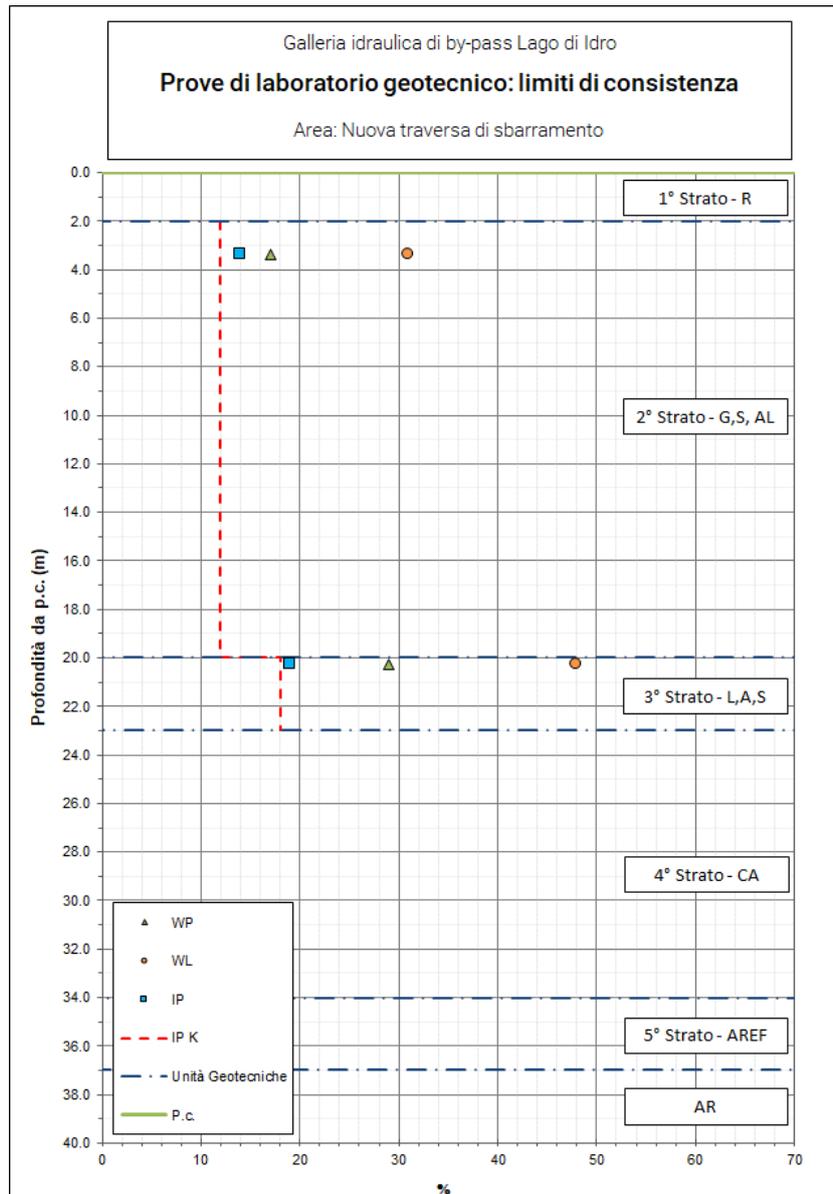


Figura 57 – Definizione dell'Indice di Plasticità dai limiti di consistenza

Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} di Mitchell (1979)

In **Figura 58** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio ottenuti mediante la formulazione proposta da Mitchell (1979) partendo dai valori dell'Indice di Plasticità (IP) ottenuti dai limiti di consistenza. Di seguito la formulazione proposta da Mitchell (1979):

$$\sin \phi'_{cv} = 0.8 - 0.099 \times \ln(IP)$$

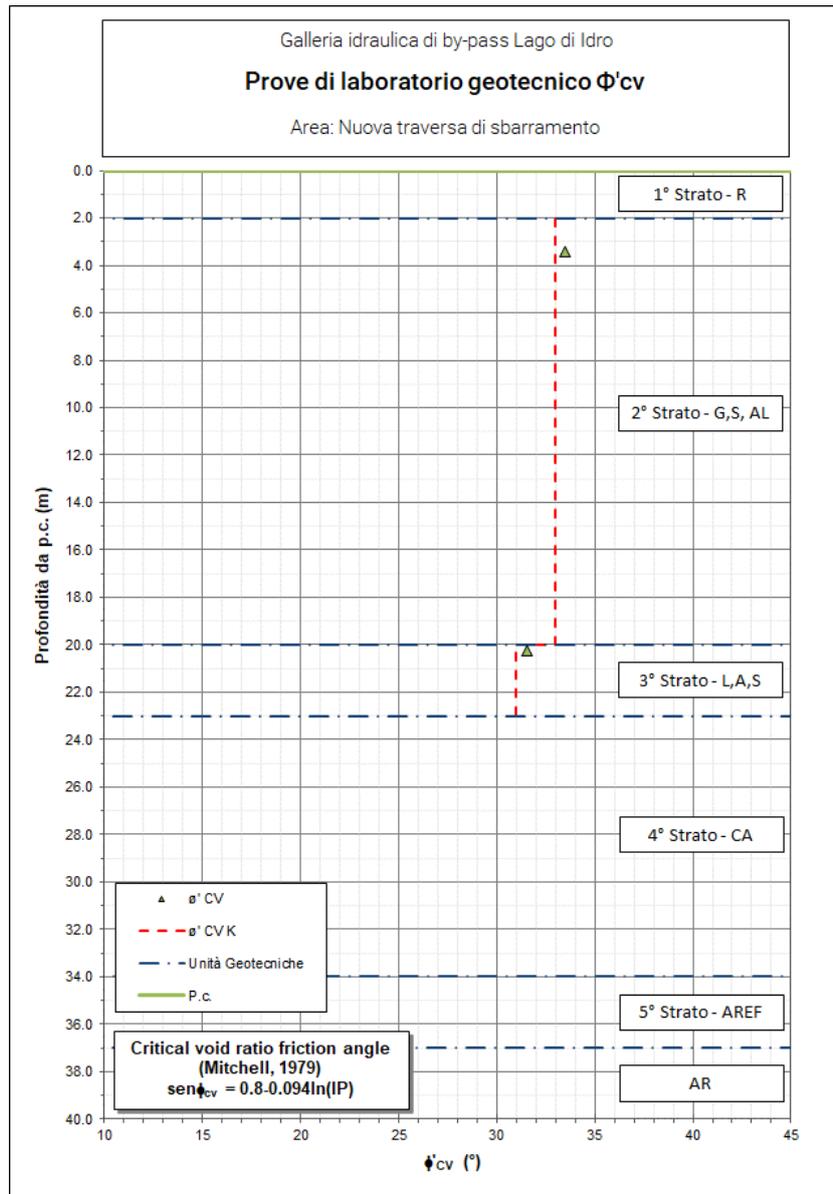


Figura 58 – Definizione del ϕ'_{cv} (Mitchell, 1979)

Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni indisturbati

In **Figura 59** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio e di coesione ottenuti mediante prova di taglio diretto su campioni indisturbati. In campione in esame è stato prelevato nel corso delle indagini del Progetto Definitivo e nello specifico durante le fasi di perforazione del sondaggio S5.

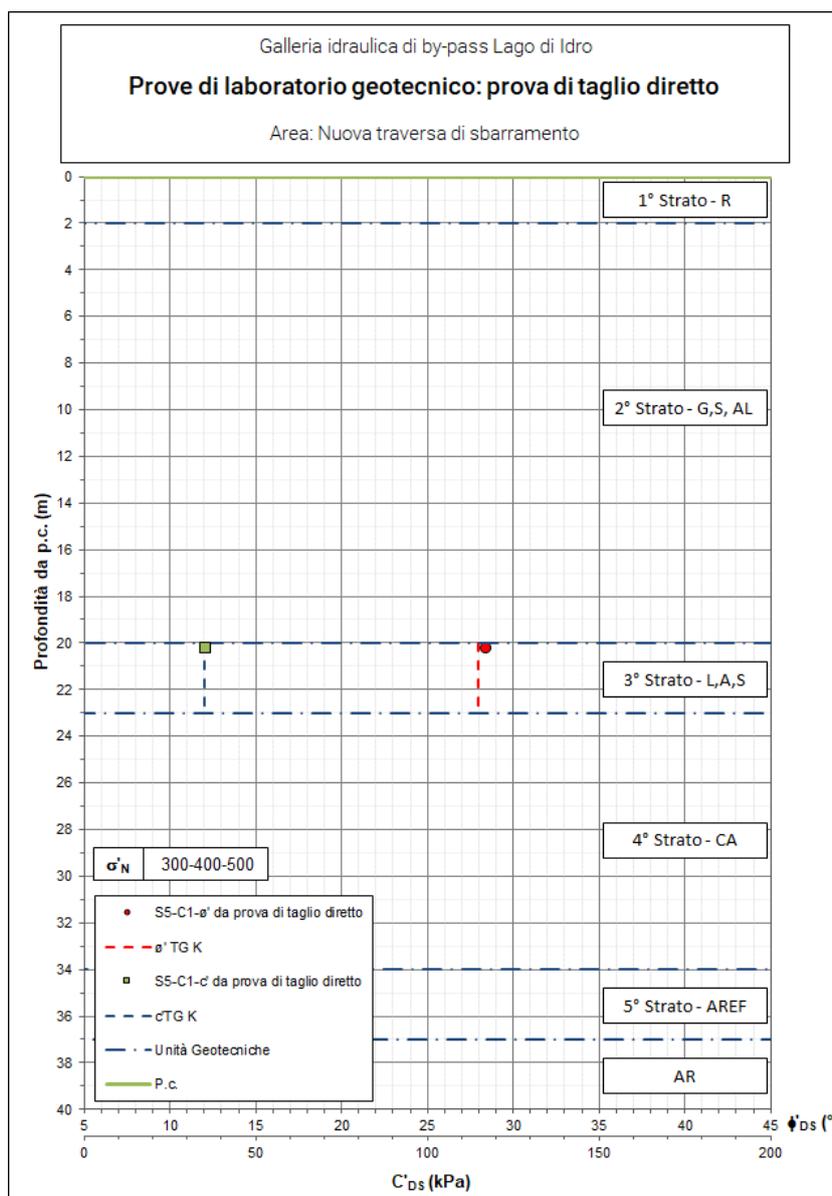


Figura 59 – Angolo di resistenza al taglio da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti

Prova di permeabilità in edometro

In **Figura 60** sono stati riportati i valori di angolo di resistenza al taglio e di coesione ottenuti mediante prova di taglio diretto su campioni indisturbati. In campione in esame è stato prelevato nel corso delle indagini del Progetto Definitivo e nello specifico durante le fasi di perforazione del sondaggio S5.

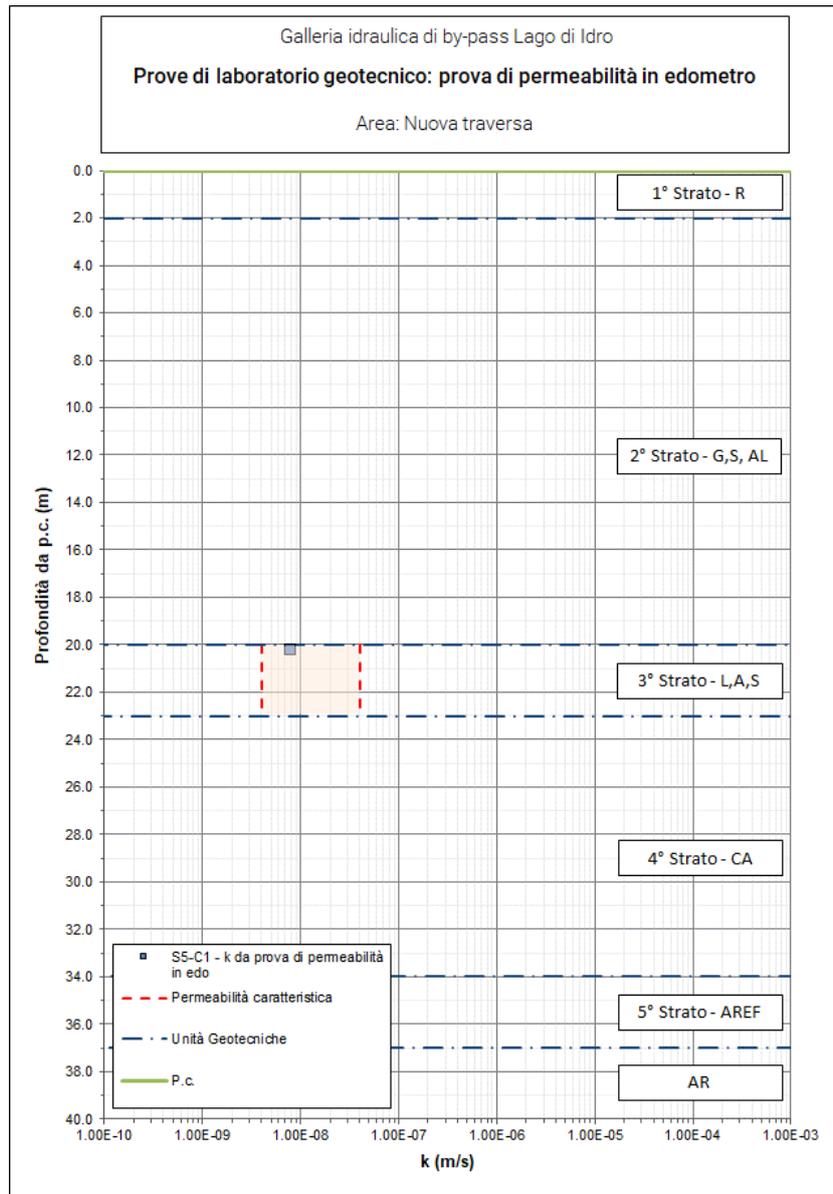


Figura 60 – Coefficiente di permeabilità. In evidenza i range di permeabilità considerati sulla base del risultato ottenuto dalla prova di permeabilità in edometro

6.6 Opere esistenti: Galleria degli Agricoltori

Per la definizione dei parametri geomeccanici dei depositi sciolti che caratterizzano quest'area, sono stati utilizzati i risultati delle prove in sito e di laboratorio relativi ai sondaggi S5 ed S6, realizzati durante la campagna d'indagini del Progetto Definitivo ed il sondaggio BH05 realizzato in quella del Progetto Esecutivo del 2018. Durante le fasi di avanzamento del sondaggio sono state eseguite n. 5 prove SPT.

I risultati ottenuti sono riportati in **Tabella 17**, mentre in **Figura 61** si riportano i valori di N_{spt} ottenuti.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche e delle prove di laboratorio geotecnico (riportate nel precedente capitolo), sono stati valutati i seguenti parametri geotecnici:

La caratterizzazione presentata per quest'area prende in considerazione i depositi presenti fino alla profondità di -23 m dal piano campagna, i parametri del cappellaccio di alterazione e della porzione di ammasso roccioso estremamente fratturato vengono riportati nella relazione di caratterizzazione geomeccanica (rif. 4)

- Numero di colpi normalizzati $N1_{60}$
- Densità relativa D_r ;
- Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p ;
- Modulo elastico secante per piccole deformazioni, E_{01} ;
- Modulo elastico operativo, E_{OP} ;
- Frazioni granulometriche;
- Indice di Plasticità;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ'_{cv} stimato sulla base delle correlazioni proposte da Mitchell J.K. (1979) e ϕ' da prove di taglio diretto su campioni ricostituiti.

Sondaggio	Aree Omogenee	Profondità	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}
		[m da p.c.]				
S1-GdA	Galleria degli Agricoltori	4.00	25	41	41	82
		7.10	7	13	15	28
		12.00	32	30	21	51
		15.45	31	26	39	65
		18.70	12	36	R	100
		21.00	R			100
		24.50	R			100
		27.00	R			100
		30.00	R			100
		32.60	21	23	19	42
S2-GdA		3.00	2	1	2	3
		6.30	6	11	29	40
		13.00	R			100
PZ01-22-PE		3.00	40	23	21	44
		5.00	23	36	31	67
		6.00	28	24	42	66
		9.00	8	20	35	55
		12.20	3	3	5	8
		15.00	6	9	11	20
		18.00	24	36	43	79
		21.00	18	30	46	76
		24.00	17	27	39	66
		27.00	28	33	R	100
		30.00	37	R	R	100
		33.00	R	-		100
		36.00	52	R	21	100

Note:
GdA: Galleria degli Agricoltori (2002);
PE: Progetto Esecutivo (2022)
N_{SPT}: N₂+N₃.

Tabella 17 – Risultati delle prove SPT eseguite in fase di realizzazione del sondaggio

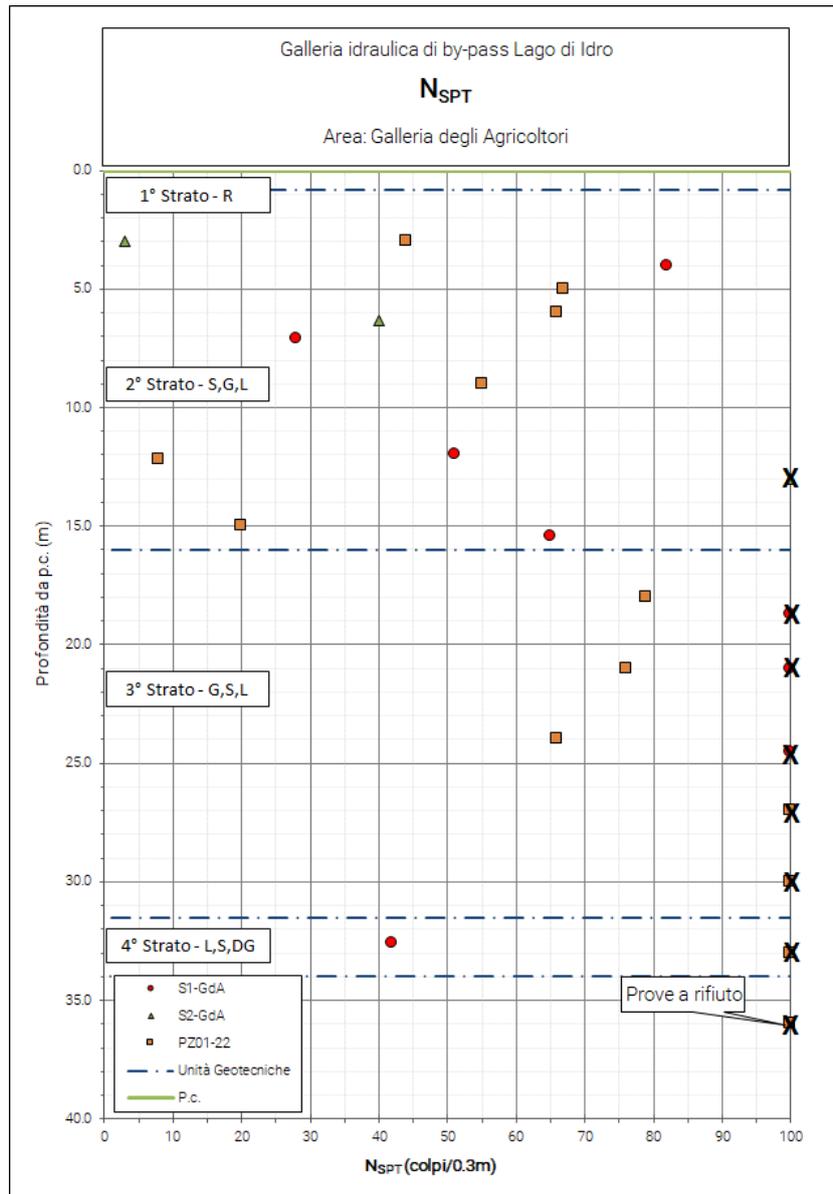


Figura 61 – N_{SPT} dei sondaggi realizzati in prossimità della galleria degli agricoltori. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

N_{160}

I valori ottenuti in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni (Figura 62), secondo la seguente equazione:

$$N_{160} = N_{60} \times C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} \times \frac{E_R}{60} \times C_B \times C_S \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

e:

- $N_{1_{60}}$: valore di resistenza normalizzato;
- N_{60} : valore di resistenza in rapporto ad un'energia di riferimento pari al 60% ($E_R/60$), al diametro del foro (C_B), al campionatore (C_S) ed alla lunghezza delle aste (C_R);
- C_N : fattore di correzione in funzione della granulometria del terreno (Liao & Whitmann, 1986).

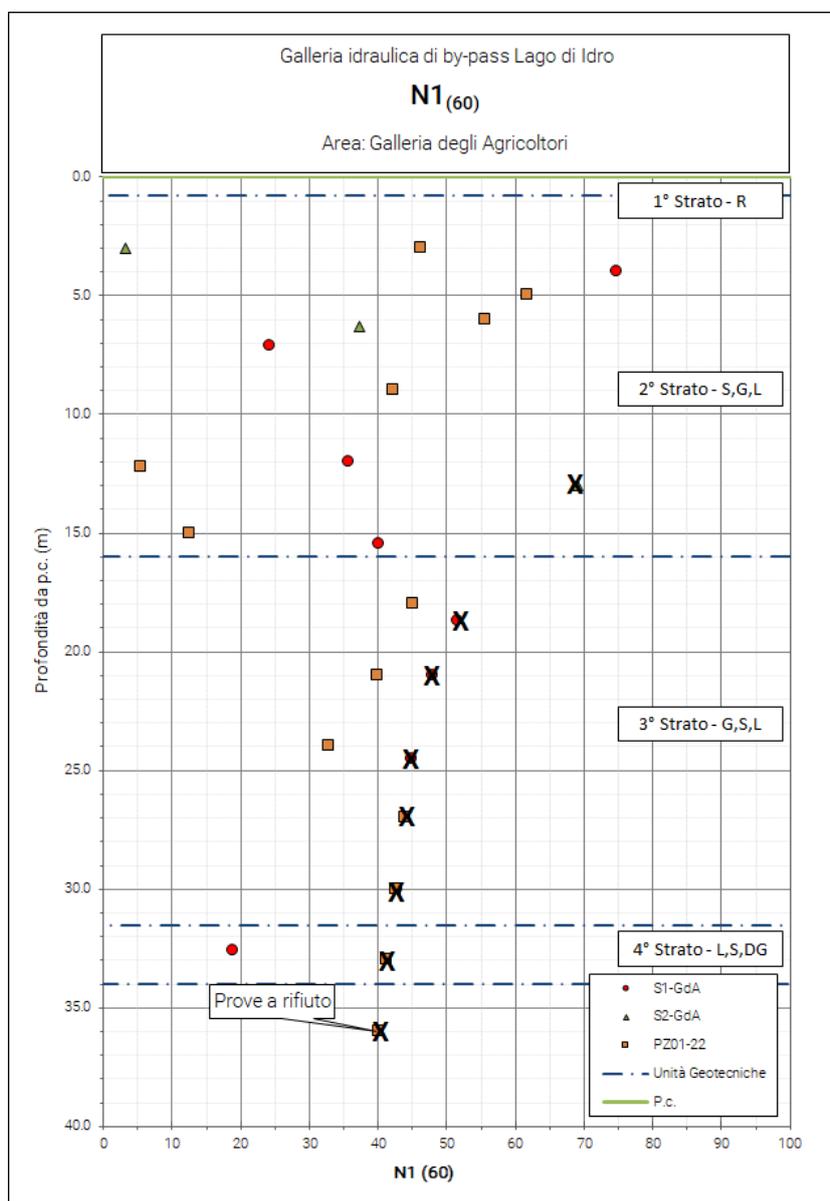


Figura 62 – Risultati prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzati. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Densità relativa

Il valore di densità relativa (D_r) è stato ricavato applicando l'equazione proposta da Skempton (1986) sulla base del valore della resistenza normalizzata $N_{1_{60}}$:

$$Dr (\%) = \left[\frac{N_{SPT} \times \left(\frac{98.1}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5}}{60} \right]^{0.5}$$

I risultati delle elaborazioni sono mostrati in **Figura 63**.

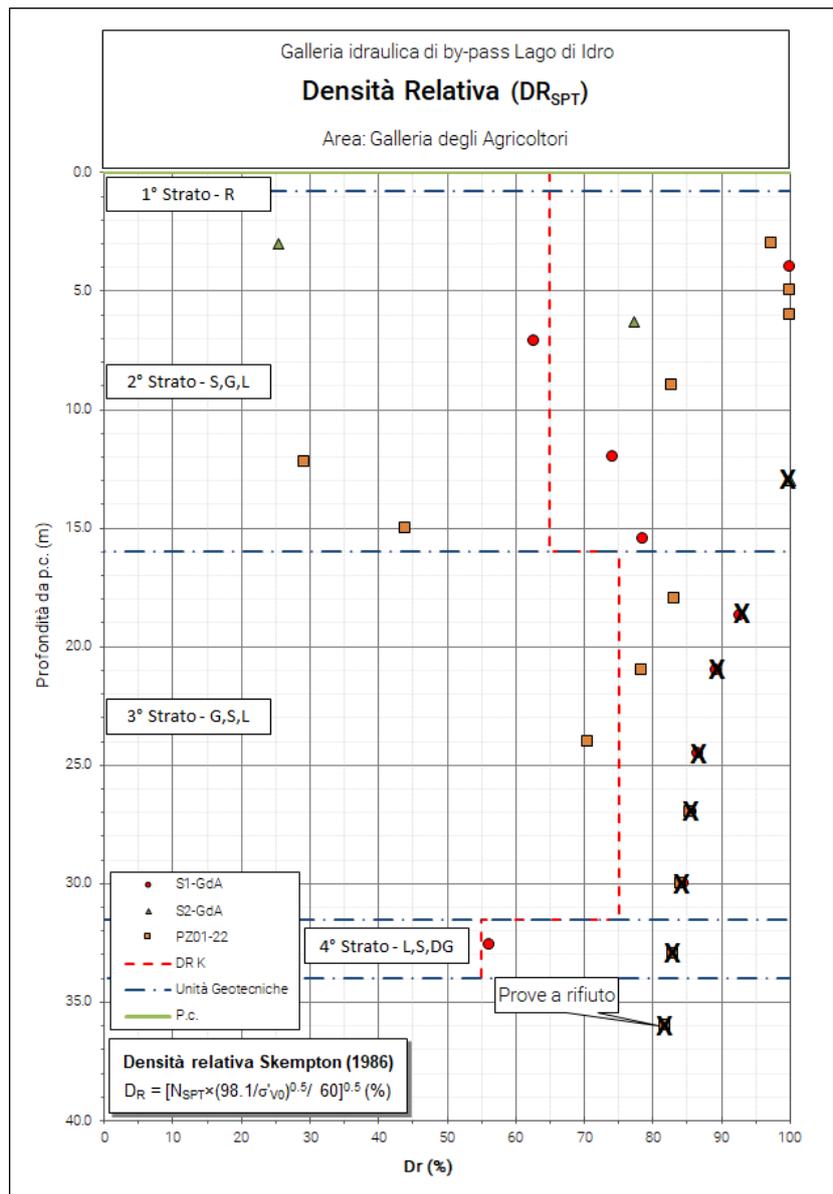


Figura 63 – Definizione dei valori di densità relativa (DR) dai risultati delle prove penetrometriche. I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio di picco dei depositi prevalentemente granulari, sono state utilizzate le formulazioni proposte da Schmertmann (1975), di cui si riportano per completezza le equazioni:

$$\begin{aligned} \phi'_p &= 28.0 + 0.140 \times Dr && \text{(sabbia fine uniforme)} \\ \phi'_p &= 31.5 + 0.115 \times Dr && \text{(sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)} \\ \phi'_p &= 34.5 + 0.100 \times Dr && \text{(sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)} \\ \phi'_p &= 38.0 + 0.080 \times Dr && \text{(ghiaietto uniforme/sabbie e ghiaie poco limose)} \end{aligned}$$

I risultati delle elaborazioni svolte, in termini di angolo di resistenza al taglio di picco, sono mostrati in **Figura 64**.

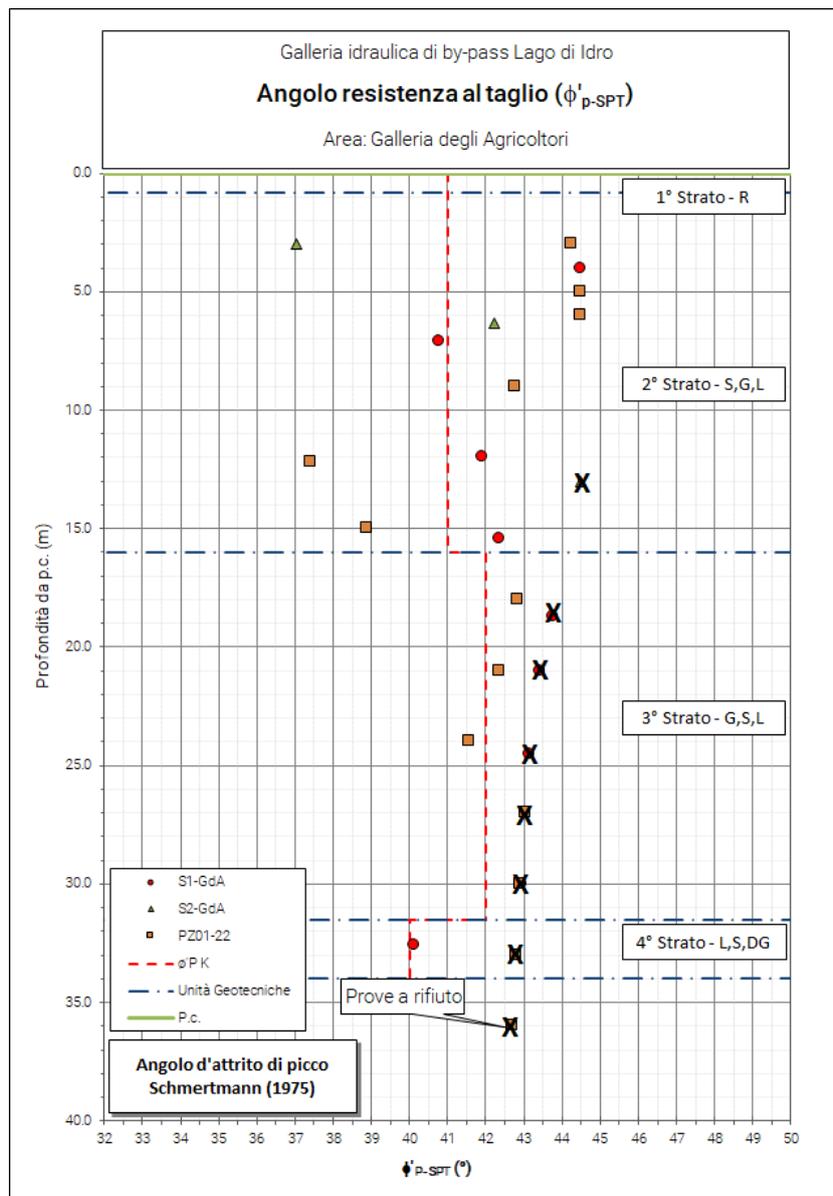


Figura 64 – Definizione dei valori di angolo di resistenza al taglio di picco ϕ'_p dai risultati delle prove SPT. I valori contrassegnati con la "X" corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Modulo elastico secante E'_{01-SPT}

Il modulo elastico secante per piccole deformazioni è stato stimato utilizzando la correlazione proposta da Berardi & Lancellotta (1991) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E'_{01} = K_E \times p_a \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{100} \right)^{0.5}$$

Dove:

$$K_E = 100 + 9 \times Dr$$

$p_a = 0.1$ MPa

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 65**.

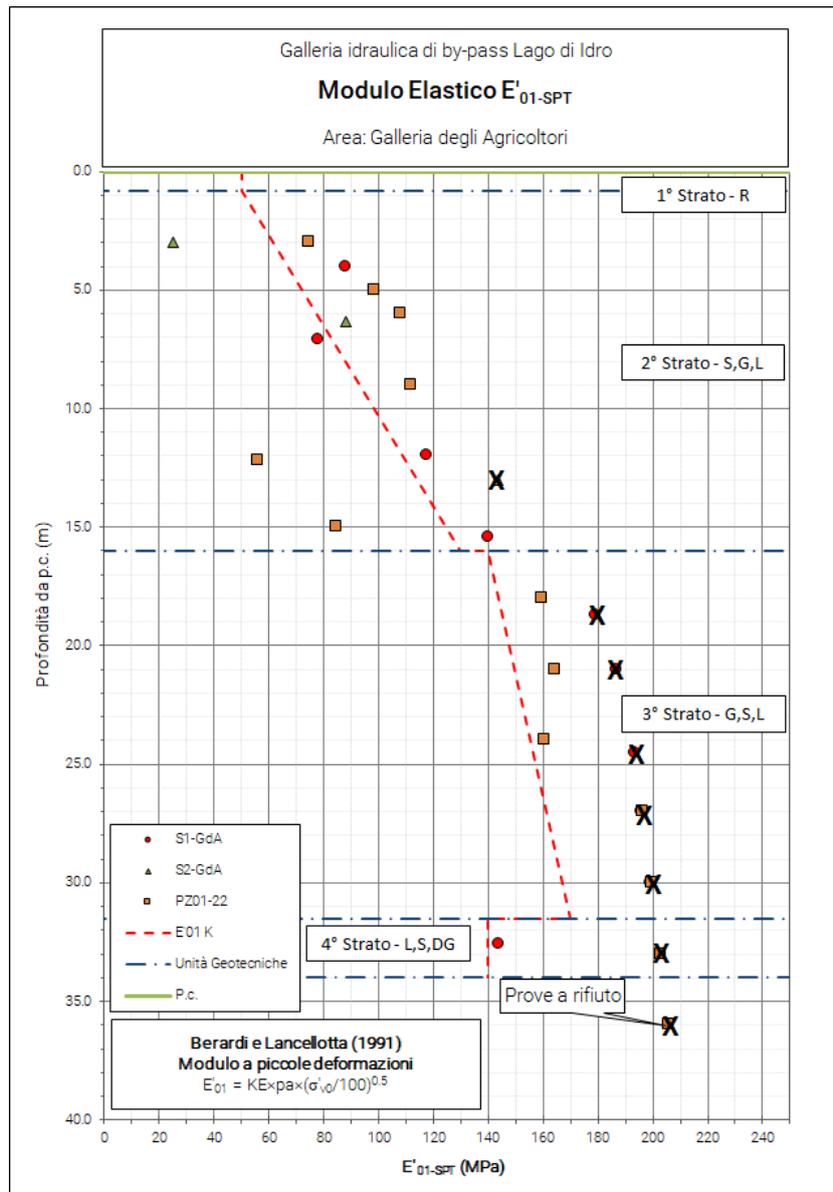


Figura 65 – Modulo elastico secante per piccole deformazioni (Berardi & Lancellotta, 1991). I valori contrassegnati con la “X” corrispondono alle prove a rifiuto e che non sono state prese in considerazione per la definizione dei parametri fisici e meccanici del deposito, così come i valori influenzati dalla probabile presenza di un ciottolo

Modulo elastico operativo E_{OP}

Il modulo elastico operativo E_{OP} è stato definito utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowsky (1988) relativo al caso di terreni normal consolidati:

$$E_{OP} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT}$$

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 66**

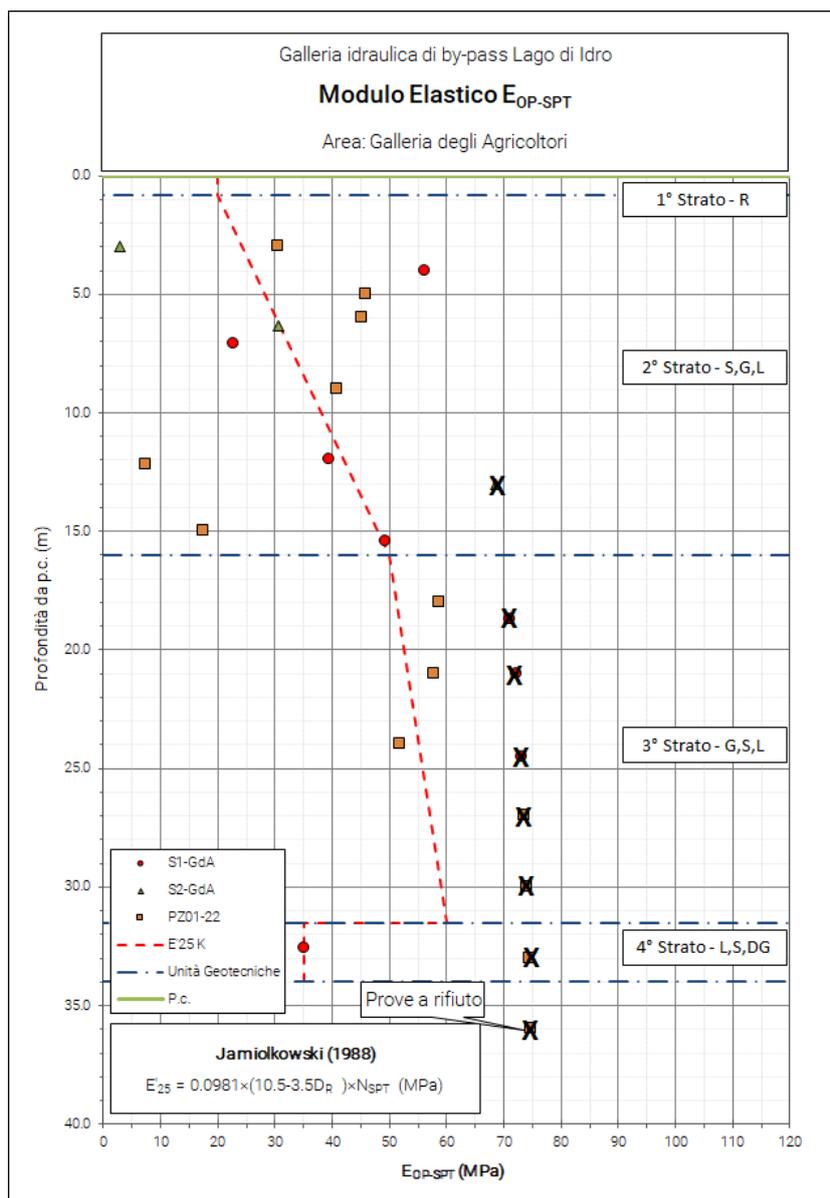


Figura 66 – Modulo Elastico Operativo.

Coefficiente di permeabilità

Sulla base delle prove di permeabilità eseguite durante la campagna d'indagini del Progetto Esecutivo del 2022 e nello specifico nel foro di sondaggio PZ01-22, è stato ricavato un range di variabilità del coefficiente di permeabilità nei tratti investigati. (**Figura 67**)

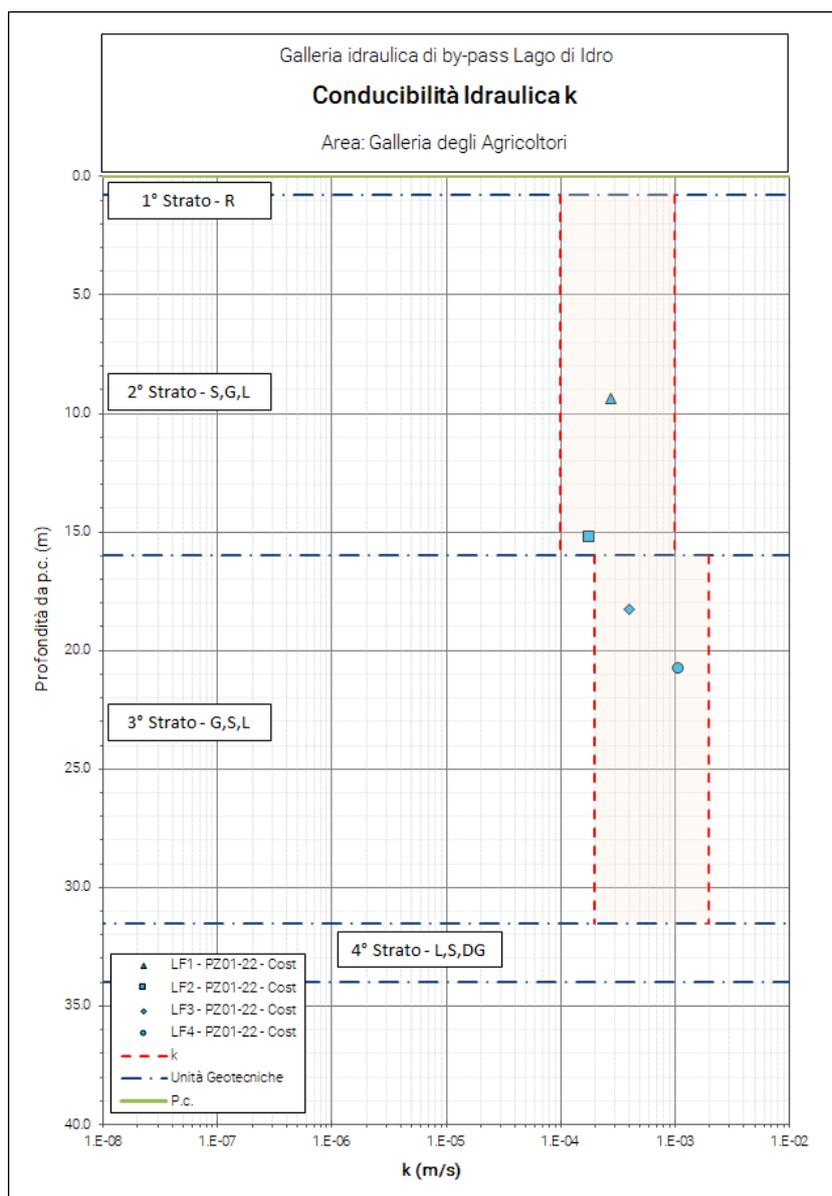


Figura 67 – Coefficiente di permeabilità. In evidenza i range di permeabilità considerati

Frazioni granulometriche

Sulla base delle prove granulometriche, per setacciatura e sedimentazione, eseguite sui campioni prelevati nelle cassette catalogatrici del sondaggio, è stata ricostruita la distribuzione delle granulometrie lungo la verticale d'indagine.

I risultati delle elaborazioni ed i valori assunti nella caratterizzazione sono mostrati in **Figura 68**.

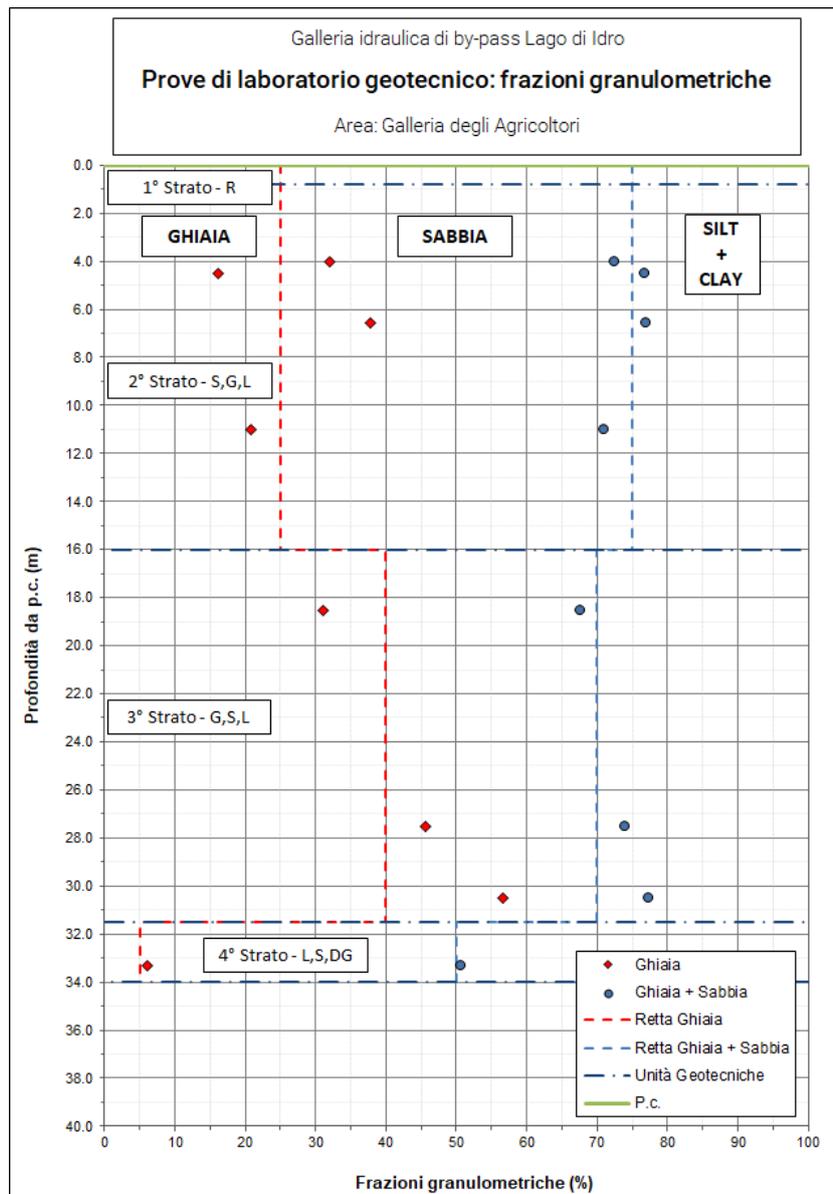


Figura 68 – Frazioni granulometriche

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Verranno di seguito riportate le caratterizzazioni geotecniche dei depositi sciolti riscontrati nelle diverse aree omogenee riportate al §3.

7.1 Lato Idro: Imbocco (a valle della SS237)

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nel Modello Geologico di Riferimento (rif. (11)), dalle indagini geofisiche eseguite, dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e dalle prove di laboratorio geotecnico integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento. Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 1.5 m: depositi costituiti prevalentemente da riporti antropici costituiti da ghiaie sabbiose limose;
- Da 1.5 a 14.0 m: depositi costituiti da ghiaie grossolane in matrice sabbiosa debolmente limosa moderatamente addensate;
- Da 14.0 a 15.0 m: depositi costituiti da sabbie e ghiaie medio-fine in matrice limosa da poco a moderatamente addensate;
- Da 15.0 a 30.0: depositi costituiti da ghiaie grossolane in matrice sabbiosa debolmente limosa da moderatamente a ben addensate.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	R	0.0	1.5	19.5	25÷35	26	14	12
Strato 2	G,S,DL	1.5	14.0	20.5				
Strato 3	S,G,L	14.0	15.0	20.0				
Strato 4	G,S,DL	15.0	30	20.5				

Tabella 18 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	R	0.0	1.5	65	41	0	50	20	
Strato 2	G,S,DL	1.5	14.0	65	41	0	50÷95	80	1E ⁻⁵ ÷5E ⁻⁴
Strato 3	S,G,L	14.0	15.0	45	39	0	70	15	
Strato 4	G,S,DL	15.0	30	80	42	0	120÷155	170	1E ⁻⁵ ÷1E ⁻⁴

Tabella 19 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.2 Lato Idro: Imbocco (a monte della SS237)

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nella relazione geologica e dal relativo Modello Geologico (rif. §1), dalle indagini geofisiche eseguite, dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e dalle prove di laboratorio geotecnico integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento.

Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 1.5 m: depositi costituiti prevalentemente da riporti antropici costituiti da ghiaie sabbiose limose;
- Da 1.5 a 6.0 m: depositi costituiti da ghiaie in matrice sabbioso-limosa moderatamente addensate;
- Da 6.0 a 25.0 m: depositi costituiti da ghiaie sabbiose debolmente limose moderatamente addensate;
- Da 25.0 a >25.0: depositi costituiti da ghiaie sabbiose debolmente limose da moderatamente a ben addensate.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	R	0.0	1.5	19.5	4÷14	20	14	6
Strato 2	G,S,L	1.5	6.0	20.5				
Strato 3	G,S,DL	6.0	25.0	20.5				
Strato 4	G,S,DL	25.0	>25.0	20.5				

Tabella 20 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	R	0.0	1.5	60	40.5	0	60	60	
Strato 2	G,S,L	1.5	6.0	60	40.5	0	60	90	
Strato 3	G,S,DL	6.0	25.0	70	41	0	70÷210	130	
Strato 4	G,S,DL	25.0	>25.0	80	41÷42	0	-	170	

Tabella 21 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.3 Lato Lavenone: Sbocco

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nel Modello Geologico di Riferimento (rif. (11)), dalle indagini geofisiche eseguite, dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e dalle prove di laboratorio geotecnico integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento.

Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 5.0 m: depositi costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose limose moderatamente addensate;
- Da 5.0 a 6.1 m: depositi costituiti da ghiaie sabbiose limose da poco a moderatamente addensate;
- Da 6.1 a >20.0: depositi costituiti da ghiaie sabbiose debolmente limose da moderatamente a ben addensate.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	G,S,L	0.0	5.0	18.0	-	26	14	12
Strato 2	G,S,L	5.0	6.1	19.5	-	26	14	12
Strato 3	G,S,DL	6.1	>20.0	20.0	-	30	16	14

Tabella 22 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	G,S,L	0.0	5.0	60	36	0	45	25	-
Strato 2	G,S,L	5.0	6.1	40	34	0	50	80	-
Strato 3	G,S,DL	6.1	>20.0	65	41	0	75÷95	80÷160	-

Tabella 23 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.4 Lato Lavenone: Canale di restituzione

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nel Modello Geologico di Riferimento (rif. (11)), dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e dalle prove di laboratorio geotecnico integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento.

Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 3.8 m: depositi costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose ben addensate;
- Da 3.8 a 8.5 m: depositi costituiti da ghiaie sabbiose limose ben addensate
- Da 8.5 a 15.0 m: depositi costituiti da sabbie ghiaiose limose ben addensate
- Da 15.0 a 15.7 m: depositi costituiti da sabbie limose debolmente ghiaiose moderatamente addensate
- >15.7: depositi costituiti da ghiaie sabbiose ben addensate.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	G,S	0.0	3.8	18.0	-	-	-	-
Strato 2	G,S,L	3.8	8.5	18.0	-	21	15	6
Strato 3	S,G,L	8.5	15.0	20.5	-	-	-	-
Strato 4	S,L,DG	15.0	15.7	21.0	-	-	-	-
Strato 5	G,S	15.7	>15.7	21.0	-	-	-	-

Tabella 24 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	G,S	0.0	3.8	90	42	0	75	30	$5E^{-5} \div 1E^{-4}$
Strato 2	G,S,L	3.8	8.5	90	42	0	90	30	-
Strato 3	S,G,L	8.5	15.0	80	42	0	90	40	-
Strato 4	S,L,DG	15.0	15.7	45	39	0	70	15	-
Strato 5	G,S	15.7	>15.7	80	42	0	90	40	-

Tabella 25 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.5 Località Pieve Vecchia: Nuova traversa di sbarramento

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nel Modello Geologico di Riferimento (rif. (11)), dalle indagini geofisiche eseguite, dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e dalle prove di laboratorio geotecnico integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento. Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 2.0 m: depositi costituiti prevalentemente riporti antropici caratterizzati da ghiaie sabbiose limose moderatamente addensate;
- Da 2.0 a 20.0 m: depositi costituiti da ghiaie sabbiose argilloso-limose moderatamente addensate;
- Da 20.0 a 23.0: depositi costituiti da limi argillosi sabbiosi poco addensati.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	R	0.0	2.0	19.0	25÷35	-	-	-
Strato 2	G,S,AL	2.0	20.0	19.5	20÷30	-	-	-
	Livelli L,A,S			20.5	15÷25	31	17	14
Strato 3	L,A,S	20.0	23.0	20.5	15÷25	48	29	19

Tabella 26 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	R	0.0	2.0	50	34	0	40	20	-
Strato 2	G,S,AL	2.0	20.0	50	40	0	40÷100	20÷80	2E ⁻⁵ ÷2E ⁻⁴
	Livelli A,L,S			-	34	-	-	-	-
Strato 3	L,A,S	20.0	23.0	-	28	35	-	20	4E ⁻⁸ ÷4E ⁻⁹

Tabella 27 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.6 Opere esistenti: Galleria degli Agricoltori

Il Modello Geotecnico di Riferimento per l'area in esame è stato definito a partire dalle informazioni riportate nel Modello Geologico di Riferimento (rif. (11)), dai dati ottenuti con le indagini geognostiche effettuate in sito e integrate con dati bibliografici relativi ai siti prossimi a quello in oggetto e/o depositi analoghi per caratteristiche granulometriche e di addensamento.

Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 0.8 m: depositi costituiti prevalentemente riporti antropici caratterizzati da ghiaie sabbiose limose moderatamente addensate;
- Da 0.8 a 16.0 m: depositi costituiti da sabbie ghiaiose limose moderatamente addensate;
- Da 16.0 a 31.5: depositi costituiti da ghiaie sabbiose limose da moderatamente a ben addensate;
- Da 31.5 a 34.0: depositi costituiti da limi sabbiosi debolmente ghiaiosi moderatamente addensati.

Quanto riportato sopra viene riassunto nelle tabelle di seguito

Stratigrafia		Profondità		Proprietà fisiche				
				γ_N	w_N	w_L	w_P	I_p
		da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[-]
Strato 1	R	0.0	0.8	19.5	-	-	-	-
Strato 2	S,G,L	0.8	16.0	19.5	-	-	-	-
Strato 3	G,S,L	16.0	31.5	20.5	-	-	-	-
Strato 4	L,S,DG	31.5	34.0	20.5	-	-	-	-

Tabella 28 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche

Stratigrafia		Profondità		Proprietà meccaniche e idrauliche					
				D_R	ϕ'_{SPT}	c'	E_{01}	E_{OP}	k
		da [m]	a [m]	[%]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[m/s]
Strato 1	R	0.0	0.8	65	41	0	50	20	-
Strato 2	S,G,L	0.8	16.0	65	41	0	50÷130	20÷50	1E ⁻⁴ ÷1E ⁻³
Strato 3	G,S,L	16.0	31.5	75	42	0	140÷170	50÷60	2E ⁻⁴ ÷2E ⁻³
Strato 4	L,S,DG	31.5	34.0	55	40	0	140	35	-

Tabella 29 – Tabella riassuntiva delle proprietà meccaniche ed idrauliche

7.7 Opere esistenti: Traversa

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in cui sorge la traversa esistente si è fatto riferimento alla documentazione redatta da uno degli scriventi (Studio Griffini) a seguito dell'incarico ricevuto da ARPA Lombardia per la modellazione geotecnica ed individuazione delle soglie di criticità relative alla frana di Idro (rif. 15) con particolare riguardo ai sondaggi ubicati immediatamente a monte della traversa (IN8IDR, IN11IDR, IN1IDR, IN4-NIDR, PZ11A/B, PZ4A/B)).

Ubicata in sponda sinistra, dagli studi condotti, presenta un cinematismo per scivolamento traslativo pseudo-traslazionale, con movimenti che si sviluppano lungo una serie di superfici di taglio coalescenti tra loro e interessa la traversa esistente ubicata al piede della stessa.

Nel documento sopracitato la caratterizzazione dei depositi è stata eseguita utilizzando i risultati delle diverse campagne di indagini e prove eseguite a partire dal 2005 al 2013.

Le analisi per la definizione dei valori dei parametri geotecnici sono state condotte sia utilizzando i parametri delle prove in sito sia i risultati delle prove di laboratorio; in particolare, i valori dei parametri di resistenza e deformabilità della banda di taglio sono stati definiti principalmente sulla base dei risultati delle prove di laboratorio eseguite nel corso della campagna del 2012-2013 sui campioni prelevati nel sondaggio e sono stati calibrati confrontando i risultati della modellazione numerica a differenze finite con le misure di spostamento rilevate nell'inclinometro I9 a profondità di 48÷49 m da p.c., in corrispondenza della superficie di taglio.

Sulla base di quanto sopra, è stata definita la successione stratigrafica delle unità geotecniche presenti in sito:

- Da 0.0 a 7.0 m: depositi di paleofrana a matrice prevalentemente sabbioso-ghiaiosa con elementi relitti dell'unità delle Arenarie di Val Sabbia (AVS);
- Da 7.0 a 43.0 m: depositi di paleofrana a matrice prevalentemente limoso-argillosa con elementi relitti dell'unità delle Arenarie di Val Sabbia (AVS);
- Banda di taglio;

In **Tabella 30** sono sintetizzati i parametri caratteristici di ciascuna unità geotecnica utilizzati per le verifiche numeriche.

Stratigrafia		Profondità		Parametri fisici		Parametri meccanici		
						Resistenza		Rigidezza
				γ_N	k	ϕ'	c'	E_{OP}
da [m]	a [m]	[kN/m ³]	[m/s]	[°]	[kPa]	[MPa]		
Strato 1	S,G	0.0	7.0	19.0	1.0E-4	34	6.0	30.0
Strato 2	L,A	7.0	43.0	19.0	1.0E-6	28	8.0	20.0
Strato 3	Banda di taglio	-		20.0	1.0E-6	25	0.0	6.0

Tabella 30 – Tabella riassuntiva delle proprietà fisiche e meccaniche

In sponda destra, non sono disponibili indagini dirette specifiche. Tuttavia, sino alla profondità delle fondazioni della vecchia traversa sono presenti materiali di riporto messi in posto a più riprese per la realizzazione e la manutenzione della SS 237. A tergo e alla base dei depositi antropici è verosimile presumere che i depositi presenti siano del medesimo tipo e che presentino le medesime caratteristiche fisiche e meccaniche di quelli ubicati in sponda sinistra.

8 ALLEGATI