

VARIANTE ALLA S.S. 1 "VIA AURELIA"
Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Via Aurelia - 3°Lotto
2° Stralcio Funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di San Venerio
COMPLETAMENTO

PRECEDENTI LIVELLI DI PROGETTAZIONE DELL'APPALTO INTEGRATO ORIGINALE

PD n°1861 del 09/07/03 aggiornato al 10/12/08 - Delibera CIPE n°60 del 02/04/08
PE n° 103 del 14/07/2011 - D.A. CDG-103321-P del 20/07/11
PVT n°112 del 21/01/16 aggiornata al 28/10/16 - D.A. CDG-92950-P del 21/02/17
Progetto Esecutivo Cantierabile Opere da Completare

PROGETTO ESECUTIVO

COD. GE266

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n. 1599

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Emiliano Paiella

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

STUDI, INDAGINI E RELAZIONI SPECIALISTICHE
GEOTECNICA
PARTE GENERALE
RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	CODICE ELAB.			
DPGE0266	E 20	T00GE00GETRE01		B	-
D					
C					
B	Emissione in seguito ad istruttoria DIV	Dicembre 2020			
A	Emissione	Luglio 2020	Ing.	Ing.	Ing.
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INTRODUZIONE	4
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA	5
4	ASSETTO GEOLOGICO DELL'AREA	6
5	CAMPAGNE INDAGINI PREGRESSE	8
5.1	RISULTATI DELLE PROVE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI DI PROGETTO DEFINITIVO	9
5.1.1	Prove pressiometriche tipo Menard	10
5.1.2	Prove di permeabilità	10
5.1.3	Prove di Laboratorio	11
5.2	RISULTATI PROVE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI DI PROGETTO ESECUTIVO	13
5.2.1	Prove spt in foro	13
5.2.2	Prove pressiometriche	13
5.2.3	Prove di permeabilità	14
5.2.4	Prove di laboratorio	14
5.3	RISULTATI DELLE PROVE DELLA CAMPAGNA INDAGINI ESEGUITA NEL 2014 - 2015	19
5.3.1	Prove in foro	19
5.3.2	Prove di laboratorio	26
6	RISULTATI INDAGINI INTEGRATIVE CAMPAGNA 2018-2019	30
6.1	RISULTATI DELLE PROVE IN FORO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019	31
6.1.1	Prove SPT (Standard penetration test)	31
6.1.2	Prove pressiometriche	32
6.1.3	Prove dilatometriche	33
6.1.4	Prove lugeon	34
6.2	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019	34
6.2.1	Analisi granulometriche (per setacciatura e aerometria)	36
6.2.2	Limiti di atterberg	39
6.2.3	Prova di taglio diretto (consolidata drenata)	39
6.2.4	Prova triassiale consolidata-drenata (CD)	40
6.2.5	Prova di taglio diretto su roccia	41

6.2.6	Point load test	42
6.2.7	Prova di compressione monoassiale su roccia	43
6.2.8	Prova di compressione triassiale su roccia	43
6.3	INDAGINI INDIRETTE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019	47
6.3.1	Metodo sismica a rifrazione	48
6.3.2	Metodo sismica a riflessione	48
6.3.3	Metodo della resistività elettrica	49
6.3.4	Risultati delle prove geofisiche	49
6.4	MISURE DEL LIVELLO DELLA FALDA	55
7	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	56
7.1	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO DEFINITIVO	56
7.2	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO ESECUTIVO	56
7.2.1	Terreni e Rocce tenere	56
7.2.2	Formazioni Litoidi	57
7.3	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA CAMPAGNA INDAGINI 2014 - 2015	58
7.4	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA ADOTTATA NEL PRESENTE STUDIO	58
7.5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI INCOERENTI	60
7.6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO	61
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	64
8.1	SISMICITÀ DEL SITO	64
8.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	65
8.3	TEMPO DI RITORNO	66
8.4	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	66
8.5	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	67
8.6	ACCELERAZIONE MASSIMA	68
8.7	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO	69
8.8	ZONA GALLERIA "FELETTINO I"	70
9	MODELLO GEOTECNICO-GEOMECCANICO DI RIFERIMENTO IN ASSE ALLA GALLERIA FELETTINO I	71
	ALLEGATO 1	73

1 PREMESSA

Il presente documento è redatto con principale riferimento allo studio per la definizione del Modello Geologico e del Modello Geotecnico di Riferimento del versante di Carozzo al piede del quale è ubicato il tracciato della galleria "Felettino I", opera facente parte della "Variante alla S.S. 1 Aurelia – Viabilità di Accesso all'hub portuale di La Spezia, Interconnessione tra i caselli della A-12 e il porto di La Spezia – Lavori di costruzione della Variante alla S.S. 1 Aurelia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale. Si precisa che i dati e le informazioni geologiche, geotecniche e geomeccaniche, derivano sia da precedenti studi e indagini, principalmente eseguiti nell'ambito delle diverse fasi progettuali della galleria "Felettino I", sia dall'ultima campagna indagini, realizzata tra la fine del 2018 e l'inizio del 2019, propedeutica a questo studio per acquisire informazioni alla scala del versante.

Nella nota sono descritte sia le precedenti campagne indagini sia la nuova campagna indagini 2018-2019 con i relativi principali dati acquisiti; in base a tali dati è successivamente fornita una sintesi della caratterizzazione geotecnica e del Modello Geotecnico di Riferimento adottati nel seguente studio.

Infine, nell'allegato 1 si riporta la caratterizzazione geotecnica della zona dello svincolo di San Venerio, valida per il progetto e la verifica delle strutture relative al viadotto "San Venerio I", alle opere di sostegno di linea ed alle opere minori.

Per la caratterizzazione geomeccanica della galleria naturale si rimanda all'elaborato T00GN01OSTRE01A.

2 INTRODUZIONE

Si pone l'accento sul fatto che il presente studio è stato eseguito approfondendo diversi temi nell'ambito della geologia, della geomorfologia, della geotecnica, delle indagini geognostiche e del monitoraggio geotecnico. L'analisi dei dati e la caratterizzazione eseguita nelle precedenti campagne indagini hanno, infatti, evidenziato una generale carenza nella caratterizzazione e nella ricostruzione geologico-strutturale, geotecnica e geomorfologica dell'area. Tale carenza è da attribuire, in buona parte, al particolare e complicato assetto geologico del versante che rende difficoltosa la formulazione di un modello di riferimento affidabile.

Allo scopo di comprendere meglio questo particolare assetto geologico, l'attuale studio è stato impostato ampliando il grado di dettaglio delle osservazioni e delle analisi dei diversi elementi geologici, approfondendo ed estendendo i rilievi geologico-strutturali e le diverse indagini, allo scopo di arrivare alla definizione di un modello geologico e geotecnico il più affidabile possibile e, conseguentemente, comprendere meglio il fenomeno gravitativo insistente sul versante e i meccanismi che regolano e influenzano il comportamento di tale dissesto.

Per tale motivo, al fine di meglio caratterizzare un versante in condizioni geologico-strutturali particolari, sono state progettate e realizzate una serie di nuove indagini dirette e indirette, avvalendosi di sofisticate tecnologie sia nel campo dell'esplorazione geologica di sottosuolo sia, soprattutto, nel campo del monitoraggio geotecnico.

Gli stessi rilievi geologici lungo il versante, come già anticipato e descritto nella relazione geologica, sono stati estesi su un'area più ampia rispetto quanto eseguito nei precedenti studi. I risultati così ottenuti hanno permesso di definire e meglio ricostruire l'assetto geologico e strutturale delle formazioni che costituiscono il versante di Carozzo, sul quale ricade l'area oggetto di studio.

Perciò, partendo con un'analisi alla scala del versante si è progressivamente passati alle analisi a scala minore, esaminando e caratterizzando strutture alla mesoscala riconosciute nelle carote dei sondaggi e, in seguito, quelle alla microscala, eseguendo osservazioni microscopiche su sezioni sottili (si veda anche elaborato "Relazione illustrativa dei risultati dello studio geologico").

Si è ottenuta in questo modo una visione più completa e una maggiore comprensione dell'assetto geologico e geotecnico dell'area, che ha inoltre permesso di interpretare meglio i dati derivanti dal monitoraggio geotecnico inclino-piezometrico il quale, come descritto, si è avvalso delle migliori tecnologie in fatto di misure in continuo e del massimo livello di sensibilità e integrazione strumentale attualmente disponibile sul mercato.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

L'area di studio è ubicata sul versante occidentale della dorsale, che divide il Golfo della Spezia dalla bassa Val di Magra, nei pressi dell'abitato di Carozzo, come mostrato in Figura 1. I territori interessati appartengono ai comuni di La Spezia e di Vezzano Ligure.

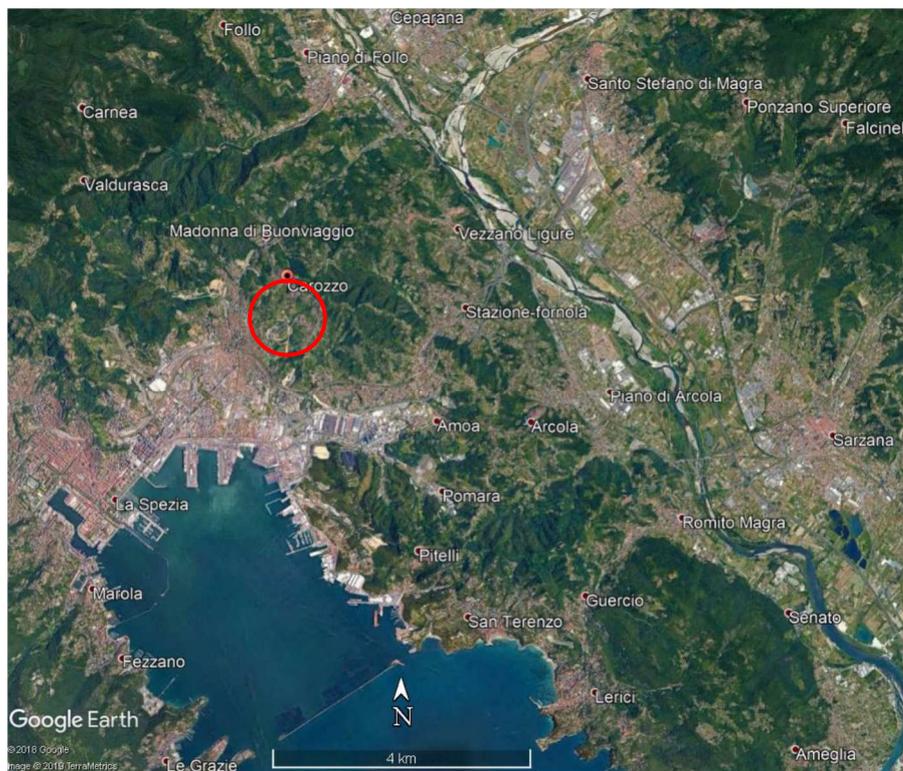


Figura 1: Ubicazione dell'area di studio

L'area di studio si sviluppa a quote comprese tra circa 30 e 210 m s.l.m. su di un versante esposto a SO, la cui porzione superiore risulta fortemente antropizzata in corrispondenza del sopracitato abitato, mentre la porzione sottostante, pur essendo meno antropizzata, è interessata da rimodellamento antropico sottoforma di terrazzamenti agricoli, attualmente in uso.

4 ASSETTO GEOLOGICO DELL'AREA

Di seguito sono brevemente descritti le Unità geologiche e i litotipi presenti nel settore di studio. Tuttavia, per la descrizione di dettaglio sia delle litologie, sia dell'assetto geologico-strutturale dell'area, si rimanda agli specifici elaborati geologici e in particolare alla "Relazione geologica descrittiva" nella quale è presentato il Modello Geologico.

Sul settore di versante oggetto di studio, sulla cui porzione medio inferiore ricade il tracciato della Galleria Felettino I, è possibile distinguere due unità tettoniche principali, denominate Unità Canetolo e Unità Bratica s.l..

L'**Unità Canetolo** è composta dalle Argille e Calcari di Canetolo (parte bassa della stratigrafia locale), al cui tetto si trova una lente abbastanza circoscritta di Calcari di Groppo del Vescovo. Le Argille e Calcari di Canetolo affiorano nell'area di studio prevalentemente sottoforma di argilliti foliate molto deformate in cui sono immersi sporadici livelli lentiformi di calcilutiti.

I Calcari di Groppo del Vescovo affiorano a Ovest di Villa Castagnola, e sono geometricamente posti al di sopra delle Argille e Calcari di Canetolo; gli affioramenti si presentano come calcari e calcari marnosi in cui si intercalano livelli più o meno spessi di argilliti.

L'**Unità Bratica s.l.** nell'area di studio (parte alta della stratigrafia locale) è suddivisibile in tre sub-unità, denominate uB1, uB2 e uB3, separate da contatti tettonizzati, nel dettaglio:

- L'unità **uB1** è quella geometricamente più bassa e poggia direttamente sulla sottostante Unità Canetolo. Essa è rappresentata prevalentemente da calcari marnosi, marne siltose e argilliti, spesso micacee.
- L'unità sovrastante **uB2** si presenta invece sottoforma di argilliti e siltiti subordinate, con intercalazioni più carbonatiche sottoforma di strati calcarei.
- L'unità più alta, **uB3**, rispecchia una facies prevalentemente silicoclastica sottoforma di siltiti, argilliti e arenarie fini, raramente anche a granulometria medio-grossolana, in strati da centimetrici a decimetrici.

Dal punto di vista geologico-strutturale, nell'area di studio, l'Unità Bratica s.l. è coinvolta da contatti tettonici riconducibili ai sistemi di faglie a basso angolo che interessano l'entroterra della Spezia. Il contatto basale le Arenarie di Bratica - Calcari di Canetolo, ne rappresenta localmente l'espressione di primo ordine, elidendo progressivamente verso nord-est la sub-unità basale uB1 e portando uB2 direttamente a contatto con l'Unità Canetolo. L'elisione tettonica si manifesta attraverso zone di taglio, di spessore pari a diversi metri, in cui il protolite originario viene profondamente deformato e disarticolato, producendo delle rocce di faglia maggiormente esposte all'alterazione chimico-fisica, già di per se molto spinta nei litotipi presenti nella zona.

Nell'Unità Bratica s.l. si riconosce, inoltre, una strutturazione in treni di pieghe asimmetriche mediamente vergenti verso NE con assi a direzione appenninica.

L'edificio strutturale descritto sarebbe segmentato da una generazione di faglie ad alto angolo con dire-

zione NNW-SSE, che tagliano tutte le strutture precedenti. I piani di faglia esposti in affioramento mostrano una strutturazione marcata con cataclasi, strie di movimento e zone di trascinamento. La presenza di numerose vene quarzifere, associate ai piani di faglia, indica anche una probabile circolazione di fluidi legata all'attività di queste strutture.

L'analisi dei campioni estratti dai sette sondaggi a carotaggio continuo eseguiti, tra ottobre 2018 e febbraio 2019, da SOCOTEC ITALIA Srl su incarico di ANAS Spa., ha permesso di chiarire ulteriormente il quadro geo-litologico dell'area. Una prima osservazione a riguardo è quella riguardante la forte predisposizione all'alterazione chimico-fisica delle rocce affioranti nella zona ed interessate dalle perforazioni, su cui inoltre gravano le importanti deformazioni tettoniche sopra descritte.

I litotipi riconosciuti nel corso dei sondaggi presi in esame sono rappresentati da sette terreni tipo:

- Copertura s.l. (depositi eluvio-colluviali/cappellaccio di alterazione del substrato roccioso);
- Limo argilloso sciolto;
- Calcari marnosi;
- Marne e marne siltose;
- Calcari marnosi con vene di calcite;
- Marne siltose e argilliti;
- Argilliti giallo-grigio-brunastre.

Questi litotipi sono stati ragionevolmente attribuiti all'Unità Bratica s.l., in particolare alla sub-unità basale, uB1.

5 CAMPAGNE INDAGINI PREGRESSE

Nell'area del versante a valle dell'abitato di Carozzo, sono state eseguite, nell'ambito degli studi e delle precedenti fasi progettuali, una serie di campagne indagini geognostiche, allo scopo di investigare e caratterizzare i terreni costituenti sia i terreni in prossimità della galleria "Felettino I" in progetto, sia il settore di versante entro cui quest'ultima s'inserisce.

In particolare, sono state realizzate 4 diverse campagne indagini:

- Campagna indagini geognostiche 2000-2001 (Progetto Definitivo);
- Campagna indagini geognostiche integrative 2007 (Progetto Definitivo);
- Campagna indagini geognostiche 2010-2011 (Progetto Esecutivo);
- Campagna indagini geognostiche 2014-2015.

Per quanto riguarda la fase di Progetto Definitivo, in corrispondenza del tracciato della galleria "Felettino I" è stata eseguita la campagna indagini 2000-2001, nel corso della quale sono stati realizzati 4 sondaggi.

Tabella 1: Sintesi delle indagini relative alla campagna geognostica 2000-2001

Sondaggio (cod.)	Profondità (m)	Prove in foro	Prove di laboratorio	Completamento foro
S17	20	si	si	-
S18	90	si	si	-
S19	25	si	si	Piezometro Casa-grande (cella a 25 m)
S20bis	25,40	si	si	Tubo inclinometrico

A integrazione delle precedenti indagini, sempre in ambito di Progetto Definitivo, è stata eseguita la campagna indagini 2007, nel corso della quale sono stati realizzati 7 sondaggi.

Tabella 2: Sintesi delle indagini relative alla campagna geognostica 2007

Sondaggio (cod.)	Profondità (m)	Prove in foro	Prove di laboratorio	Completamento foro
PZ6	50	-	-	Piezometro Casa-grande (Cella a 50 m)
PZ7	30	-	-	Piezometro Casa-grande (Cella a 30 m)
PZ8	30	-	si	Piezometro Casa-grande (Cella a 30 m)
PZ9	25	-	-	Piezometro Casa-grande (Cella a 25 m)
I6	50	-	-	Inclinometro
I7	30	-	-	Inclinometro
I8	55	si	si	Inclinometro
I9	50	-	-	Inclinometro

Per quanto riguarda la fase di Progetto Esecutivo, tra il 2010 e il 2011, è stata eseguita una specifica campagna geognostica lungo le diverse opere dell'intera tratta di progetto, nella quale 3 sondaggi sono stati realizzati nel settore della galleria "Felettino I".

Tabella 3: Sintesi delle indagini relative alla campagna geognostica 2010-2011 eseguite in corrispondenza del tracciato della galleria "Felettino I"

Sondaggio (cod.)	Profondità (m)	Prove in foro	Prove di laboratorio
206	40	-	si
301	30	si	si
303	30	si	si

Infine, nell'ambito dello studio realizzato da Geoequipe tra il 2014 e il 2015, sono stati eseguiti 10 sondaggi (di cui 6 a carotaggio continuo e 4 a distruzione di nucleo). Le perforazioni sono state eseguite nel periodo compreso tra dicembre 2014 e febbraio 2015.

Tabella 4: Sintesi delle indagini relative alla campagna geognostica 2014-2015

Sondaggio (cod.)	Profondità (m)	Prove in foro	Prove di laboratorio	Completamento foro
N1i	35	si	si	Inclinometro
N2i	60	si	si	Inclinometro
N2p	30	si	si	Piezometro Casa-grande (2 celle)
N2d	30.5	si	si	-
N3p	35	si	si	Piezometro TA
N4i	48	si	si	Inclinometro
N4p	36	si	si	Piezometro TA
N5i	35	si	si	Inclinometro
N5p	23	si	si	Piezometro TA
N6	60	si	si	-

5.1 RISULTATI DELLE PROVE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI DI PROGETTO DEFINITIVO

Nel Progetto Definitivo, la parametrizzazione è stata fatta per tutti i litotipi nella campagna del 2001, mentre nell'ambito della campagna integrativa del 2007 la determinazione dei parametri meccanici (angolo di resistenza al taglio e coesione efficace) ha interessato solamente i depositi alluvionali.

5.1.1 PROVE PRESSIOMETRICHE TIPO MENARD

Nelle due campagne indagini 2001 e 2007, sono state eseguite una serie di prove pressiometriche in foro, in particolare:

- Campagna indagini 2000-2001: sono state eseguite 8 prove pressiometriche tipo Menard a diverse profondità
- Campagna indagini 2007: sono state eseguite 2 prove pressiometriche tipo Menard a diverse profondità

I risultati delle prove, forniti in termini di modulo pressiometrico E_m , sono riepilogati nella tabella sottostante.

Tabella 5: Sintesi dei risultati delle prove pressiometriche in foro eseguite nei fori di sondaggi della campagna indagini 2000-2001 e 2007

Sondaggio (-)	Prova (-)	Litotipo	z prova (m)	z falda (m)	E_m (MPa)
<i>S17</i>	1	orizzonte di alterazione del substrato roccioso	8	7,5	65,1
	1	argilliti fratturate	60,5	10,7	114,6
<i>S18</i>	2	argilliti alterate	64,5	10,7	82
	3	argilliti frantumate	70,6	10,7	209,2
	4	argilliti frantumate	75,9	10,7	128,6
	5	argilliti frantumate	80,4	10,7	-
<i>S19</i>	1	argilliti frantumate	5,5	5,1	33,2
	2	argilliti frantumate	13,5	5,	138,2
<i>PZ8</i>	1	substrato alterato assimilabile a ghiaia limosa	15		14,186
	2	substrato alterato assimilabile a ghiaia limosa	20		23,215

5.1.2 PROVE DI PERMEABILITÀ

Nelle due campagne indagini 2001 e 2007, sono state eseguite prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc e Lugeon, in particolare:

- Campagna indagini 2000-2001: è stata eseguita una prova di permeabilità tipo Lefranc;
- Campagna indagini 2007: sono state eseguite 2 prove di permeabilità tipo Lugeon a diverse profondità.

I risultati delle prove, forniti in termini di permeabilità, sono riepilogati nella tabella sottostante.

Tabella 6: Sintesi dei risultati delle prove di permeabilità in foro eseguite nei fori di sondaggi della campagna indagini 2000-2001 e 2007.

Sondaggio	Tipo Prova	Prova	Prof. (m)	Litotipo	k (cm/s)
<i>S19</i>	LEFRANC	1	10 ÷ 11	Argilliti frantumate	$3,01 \times 10^{-3}$
	LUGEON	1	20 ÷ 22	Argilliti e calcari marnosi frantumati ridotti a ghiaia	$2,70 \times 10^{-4}$
<i>PZ8</i>	LUGEON	2	26 ÷ 28	Argilliti e calcari marnosi molto fratturati	$5,82 \times 10^{-5}$

5.1.3 PROVE DI LABORATORIO

Nelle due campagne indagini 2001 e 2007, sono state eseguite una serie di prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi, in particolare:

- Campagna indagini 2000-2001: nei fori di sondaggio sono stati prelevati 2 campioni indisturbati, 11 campioni disturbati, 3 campioni di roccia per prove Point Load a diverse profondità;
- Campagna indagini 2007: nei fori di sondaggio sono stati prelevati 3 campioni rimaneggiati a diverse profondità.

Essi si sono presentati in parte sottoforma di roccia fortemente alterata e disgregata, assimilabile a terreno sciolto, e in parte sottoforma di roccia integra.

Di seguito vengono ricapitolati i risultati principali, riferiti a campioni rocciosi e a campioni terrosi.

DATI GENERALI						PLT			ELL	
Sondaggio	Campione	z_i	z_f	Stato	γ_{nat}	Litotipo	Is(50)	σ_c	σ_c	E
		[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
S17	PLT1	13,3		Campione di roccia		argillite	5,881	133,114		
S18	PLT2	58,6		Campione di roccia		argillite	0,349	7,908		
S18	PLT3	51,1		Campione di roccia		argillite	0,757	17,134		

DATI GENERALI					CARATTERISTICHE FISICHE						GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM D 422-90)					TXUU	TXCU	TD	EDOMETRICA					
Sondaggio	Campione	z_i	z_f	Stato	W	γ_{nat}	γ_s	W_l	W_p	I_p	G	S	L	A	L+A	c_u	c'	ϕ'	c'	ϕ'	$\Delta\sigma$	Eed	cv	k
		[m]	[m]	[-]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	(Kpa)	(Mpa)	(cm2/sec)	(cm/sec)
S17	CI1	2,8	3,25	I	9,22	17,07					20,89	48,6	N.D.	N.D.										
S17	CD1	10,25	10,5	R	9,1	23,27	27,93	29	17	12	21,34	45,36	21,26	12,04	33,3	247,5					100-200	14,1	9,70E-04	6,80E-08
S18	CD1	69,4	69,6	R	5,98	23,97		39	21	18	9,54	40,81	N.D.	N.D.										
S18	CD2	81,1	81,3	R	9,8	20,78		29	15	14	26,76	49,58	N.D.	N.D.										
S18	CD3	89	89,2	R	8,32	24,32		29	13	16	10,93	59,79	N.D.	N.D.										
S19	CI1	4,7	5	I	13,88	20,76	27,23	36	23	13	18,14	35,24	N.D.	N.D.			9,3	33,5						
S19	CD1	3,1	3,4	R	19,53	19,32	27,18	36	21	15	19,23	32,71	N.D.	N.D.		36,9					100	3,3	7,90E-04	2,30E-07
S19	CD2	8,8	9	R	9,35	23,69	27,98	30	19	11	31,78	29,29	28,43	10,5	38,93			0,00	37,30					
S19	CD3	11,4	11,6	R	13,3	22,22	27,62	31	20	11	16,82	47,98	24,7	10,5	35,2	19,48								
S19	CD4	24,7	24,9	R	10,38	22,96	26,72	31	21	10	24,73	39,8	24,47	11	35,47			6,72	24,20					
PZ8	CR1	6,2	6,4	R				20,44	14,52	5,91	36,19	18,48	37,52	7,82	45,34									
PZ8	CR2	13,3	13,5	R				31,8	14,34	17,46	53,25	9,57	34,63	2,55	37,18									
PZ8	CR3	23	23,2	R				24,28	11,15	13,13	45,22	16,69	33,11	4,98	38,09									
S20bis	CD1	1	1,25	R	20,41	20,21					7,37	52,29	N.D.	N.D.				4,24	24,10					
S20bis	CD2	7,5	7,7	R	6,43	23,68		25	14	11	64,55	21,4	N.D.	N.D.										
S20bis	CD3	17,1	17,4	R	12,69	20,77		27	15	12	43,72	28,74	N.D.	N.D.				0,00	33,90					

Figura 2: Risultati prove di laboratorio geotecnico sui campioni delle campagne indagini 2000-2001 e 2007, rispettivamente su campioni rocciosi e campioni terrosi.

5.2 RISULTATI PROVE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI DI PROGETTO ESECUTIVO

5.2.1 PROVE SPT IN FORO

Al fine di fornire un'indicazione relativa al grado di addensamento e compattazione dei vari litotipi, là dove è risultato possibile, nell'ambito della campagna indagini di Progetto Esecutivo, sono state eseguite delle prove di resistenza dinamica in foro tipo SPT nel corso della perforazione. I risultati di tali prove sono stati di seguito tabellati e utilizzando opportune correlazioni, sono forniti i primi valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni. Le correlazioni descritte partono dal valore di N_{SPT} con i quali si stima la densità relativa per mezzo della correlazione Gibbs-Holtz. I valori di densità relativa stimati sono messi, in funzione della diversa granulometria, in relazione con l'angolo di attrito di picco ϕ' secondo la correlazione di Schmertmann.

Le risultanze delle prove penetrometriche tipo SPT eseguite nel settore della galleria "Felettino I" sono riportate nella Tabella 7.

Tabella 7: Sintesi delle indagini ubicate in prossimità della Galleria Felettino I relative alla campagna geognostica 2010-2011.

Sondaggio n°	303	303	303
S.P.T. n°	1	2	3
Profondità da m (p.c.)	3,00	6,00	9,00
Litotipo	C2	C2	C2
N° colpi 0 - 15 cm	6	5	40
N° colpi 15 - 30 cm	7	5	R (4 cm)
N° colpi 30 - 45 cm	9	8	
N_{SPT}	16	13	Rif.
Densità relativa (%)	44	41	95
Angolo resistenza al taglio di picco	34	34	40

5.2.2 PROVE PRESSIOMETRICHE

Nella campagna indagini 2010-2011, tra le varie prove in sito e in particolare tra le prove eseguite nei fori di perforazione sono state eseguite anche delle prove pressiometriche. I risultati di queste ultime sono riportati nella Tabella 8.

Tabella 8: Sintesi dei risultati delle prove pressiometriche in foro eseguite nei fori di sondaggi della campagna indagini 2010-2011.

Sondaggio (-)	Prova (-)	Litotipo (-)	z prova (m)	E_m (MPa)
301	1	marna calcarea molto fratturata	24,60	346,295
303	1	marna argillosa scagliosa	17,70	59,884
	2	marna argillosa scagliosa	24,80	39,765

5.2.3 PROVE DI PERMEABILITÀ

Per quanto riguarda la determinazione della permeabilità dei litotipi presenti, sono state eseguite delle prove di permeabilità a carico costante di tipo Lugeon.

Le prove di tipo Lugeon hanno interessato sempre la formazione delle Argille e Calcari di Canetolo. I valori della permeabilità k sono compresi tra 10^{-7} e 10^{-8} m/s, con i valori che rimangono circa costanti anche variando la profondità, che quindi non incide sul grado di permeabilità dello specifico litotipo delle Argille e Calcari.

5.2.4 PROVE DI LABORATORIO

Per meglio interpretarle, le prove di laboratorio sono state suddivise in funzione delle varie formazioni presenti nell'area. Di seguito sono riportati tutti i dati ricavati per ogni campione analizzato, suddividendoli in funzione della formazione di appartenenza.

Tabella 9: Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio per la Formazione delle Argille e Calcari di Canetolo.

CAMPIONE	S108R1	S203C1	S101R1	S101R2	S102R1	S102R2
Profondità metri	7.3 - 7.6	4.0 - 4.5	11.0 - 11.3	17.0 - 17.2	15.6 - 16.0	22.4 - 22.6
Prova E.L.L.						
Cu (kPa)	51.4	149.3	74.8	88.1	146.8	81.4
Eti (kPa)	3640	7015	6548	4208	9789	6747
Prova di taglio						
C (kPa)	4.6	2.4	8.9	10.7	17.2	46.7
ϕ (°)	29.5	32.4	30.5	29.5	27.0	24.0
Parametri fisici						
Peso volume naturale (kN/m ³)	20.8	20.5	22.8	23.1	23.5	23.2
Peso volume secco (kN/m ³)	17.7	17.2	21.1	21.3	21.9	21.5
Peso specifico dei grani (kN/m ³)	26.81	25.98	27.44	27.36	27.08	27.46
Indice dei vuoti	0.516	0.509	0.301	0.287	0.239	0.275
Grado di saturazione (%)	96.97	103.88	82.35	91.45	87.42	80.74
Limiti di Atterberg						
Umidità naturale (%)	17.19	23.65	7.96	23.46	7.34	7.61
Limite liquido (%)	34.1	42.3	27.7	31.3	24.8	31.3
Limite plastico (%)	22.4	25.8	23.3	16.5	16.2	23.0
Indice di plasticità (%)	11.7	16.6	4.4	14.8	8.6	8.3
Indice di consistenza	1.45	1.13	4.52	0.53	2.03	2.86
Indice di attività	0.42	0.76	0.25	0.73	0.37	0.54
Classificaz. Casagrande	CL	CL	ML-OL	CL	CL	CL
Granulometria						

Ghiaia (%)	20.3	41.5	24.2	27.8	38.8	33.9
Sabbia (%)	26.8	23.6	48.4	35.5	31.0	42.7
Limo (%)	33.4	25.5	19.1	25.2	20.1	16.7
Argilla (%)	19.5	9.4	8.3	11.5	10.0	6.7
Classificazione UNI 10006						
Gruppo	A6	A7-6	A2-4	A6	A2-4	A2-4
Indice di gruppo	5	2	0	2	0	0
Classe di qualità dei campioni	Q,4,	Q,5,	Q,4,	Q,4,	Q,4,	Q,4,
Tipo litologico	A	A	A	A	A	A
CAMPIONE						
	S103R1	S103R2	S104R1	S104R2	S108R4	S205R2
Profondità metri	11,0 - 11,2	18,0-18,3	7,8 - 8,0	12,8 - 13,0	25,7 - 26,0	19,8 - 20,0
Prova E,L,L,						
Cu (kPa)	30,6	77,7	78,68	175,0	107,2	139,8
Eti (kPa)	2266	1957	1957,29	20372	3918	74367
Prova di taglio						
C (kPa)	9,2	10.9	6.2	10.2	0.2	7.7
ϕ (°)	30.5	29.8	31.9	28.6	27.6	25.8
Parametri fisici						
Peso volume naturale (kN/m ³)	23.1	23.9	23.4	22.5	20.9	20.4
Peso volume secco (kN/m ³)	21.1	22.0	21.5	20.5	18.2	17.5
Peso specifico dei grani (kN/m ³)	27.48	27.29	23.93	27.33		
Indice dei vuoti	0.276	0.243	0.11	0.333		
Grado di saturazione (%)	80.66	103.98	132.88	80.84		°
Limiti di Atterberg						
Umidità naturale (%)	9.69	8.93	8.90	9.60	9.39	12.38
Limite liquido (%)	28.6	26.1	30.3	36.7	18.2	27.7
Limite plastico (%)	17.8	16.6	22.5	18.6	14.5	18.6
Indice di plasticità (%)	10.8	9.5	7.8	18.1	3.6	9.1
Indice di consistenza	1.75	1.80	2.76	1.50	2.43	1.68
Indice di attività	0.50	0.47	0.40	0.55	0.42	0.34
Classificaz. Casagrande	CL	CL	CL	CL	ML	CL
Granulometria						
Ghiaia (%)	35.3	28.8	35.1	34.3	16.3	42.0
Sabbia (%)	37.5	44.9	35.5	26.3	40.3	31.1
Limo (%)	18.1	17.4	20.9	22.2	37.3	16.8
Argilla (%)	9.2	8.9	8.5	17.2	6.1	10.1
Classificazione UNI 10006						

Gruppo	A2-6	A2-4	A2-4	A6	A4	A2-4
Indice di gruppo	0	0	0	3	2	0
Classe di qualità dei campioni	Q.4	Q.4	Q.4	Q.4	Q.4	Q.4
Tipo litologico	A	A	A	A	A	A

Tabella 10: Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio per la Formazione delle Arenarie di Ponte Bratica.

CAMPIONE	S201R1	S203R1	S402R1	S404R1	S405R1
Profondità metri	4.7-5.0	2.7-3.0	6.0-6.2	7.0-7.2	9.5-10
Prova E.L.L.					
Cu (kPa)	148.1	152.2	143.0	48.1	61.0
Eti (kPa)	7685	11875	6332	2630	1934
Prova di taglio					
C (kPa)	20.1	17.7	17.5	11.6	21.3
ϕ (°)	14.4	26.1	28.2	25.0	26.4
Parametri fisici					
Peso volume naturale (kN/m ³)	20.7	20.7	20.7	17.8	19.9
Peso volume secco (kN/m ³)	18.5	17.8	17.8	13.9	17.3
Peso specifico dei grani (kN/m ³)	27.43	26.77		27.28	26.90
Indice dei vuoti	0.484	0.494		0.869	0.551
Grado di saturazione (%)	68.25	94.71		74.94	72.91
Limiti di Atterberg					
Umidità naturale (%)	11.22	16.37	16.08	26.61	13.40
Limite liquido (%)	30.2	29.8	29.7	46.5	41.0
Limite plastico (%)	22.0	23.0	22.9	29.4	22.5
Indice di plasticità (%)	8.2	6.8	6.8	17.1	18.5
Indice di consistenza	2.31	1.97	2.01	1.16	1.49
Indice di attività	0.44	0.29	0.41	0.64	0.54
Classificazione Casagrande	CL	ML-OL	ML-OL	ML-OL	CL
Granulometria					
Ghiaia (%)	18.1	14.7	17.2	33.6	16.1
Sabbia (%)	49.4	33.8	26.6	30.4	24.2
Limo (%)	22.0	34.8	44.4	22.9	35.3

Argilla (%)	10.5	16.7	11.9	13.1	24.4
Classificazione UNI 10006					
Gruppo	A2-4	A4	A4	A7-6	A7-6
Indice di gruppo	0	4	5	2	9
Classe di qualità dei campioni	Q.4	Q.4	Q.4	Q.4	Q.4
Tipo litologico	A	A	A/T	A	A
Tipo litologico: Roccia (R); Alterazione (A); Terra (T)					

Successivamente sono stati anche diagrammati, per ogni formazione investigata, i valori della coesione e dell'angolo di attrito in relazione alla profondità.

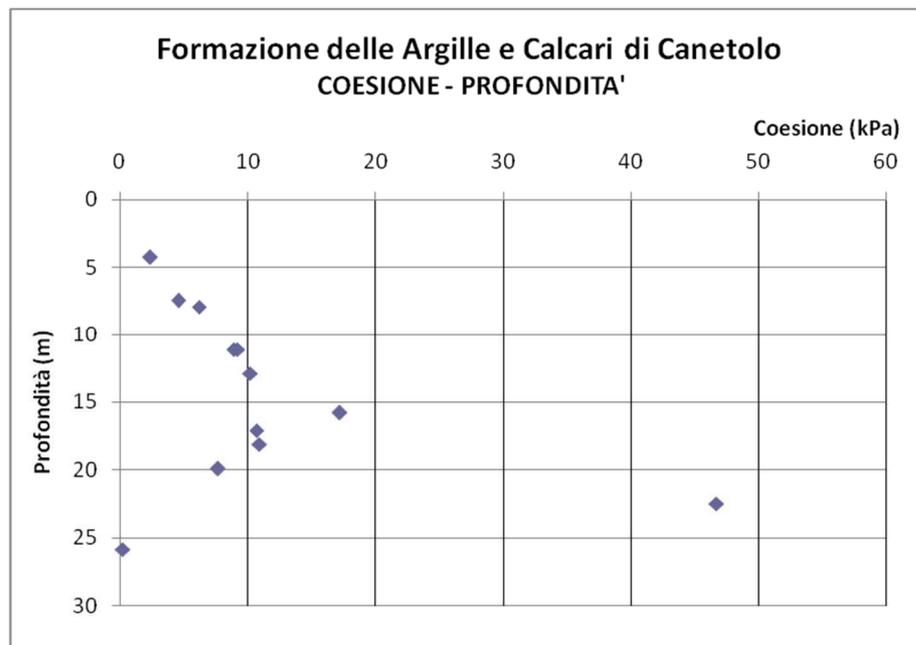


Figura 3: Diagramma Coesione-Profondità per la Formazione delle Argille e Calcari di Canetolo.

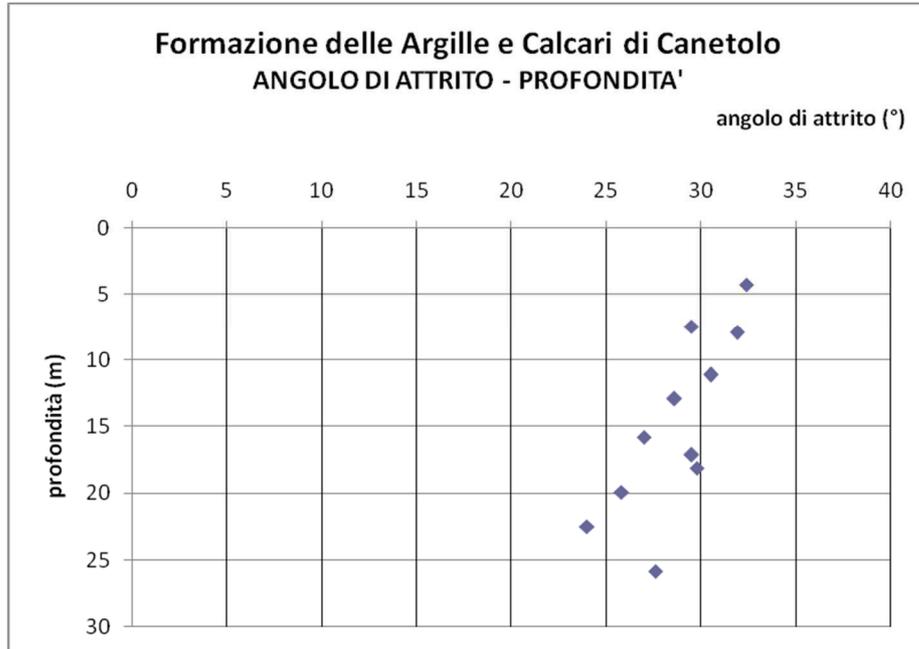


Figura 4: Diagramma Angolo di Attrito-Profondità per la Formazione delle Argille e Calcari di Canetolo.

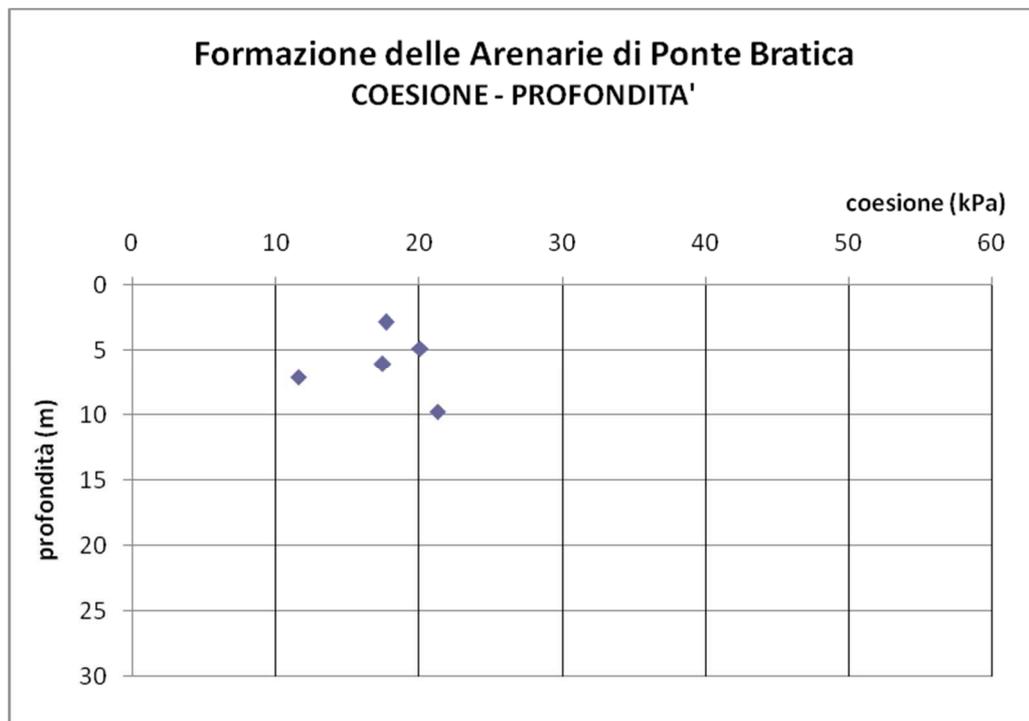


Figura 5: Diagramma Coesione-Profondità per la Formazione delle Arenarie di Ponte Bratica.

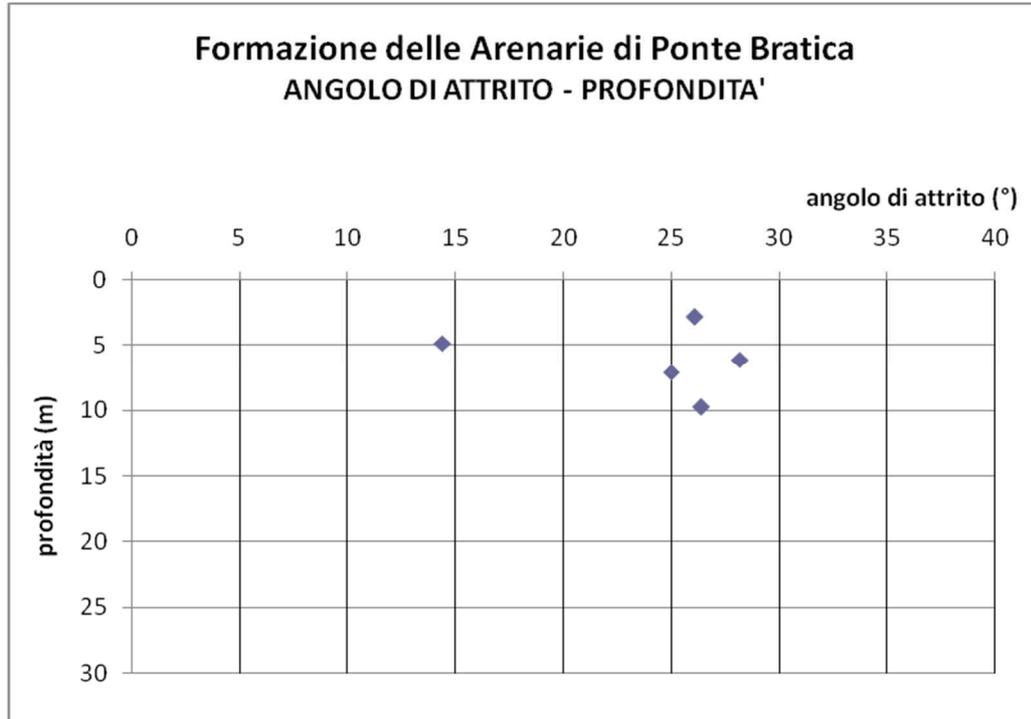


Figura 6: Diagramma Coesione-Profondità per la Formazione delle Arenarie di Ponte Bratica.

5.3 RISULTATI DELLE PROVE DELLA CAMPAGNA INDAGINI ESEGUITA NEL 2014 - 2015

5.3.1 PROVE IN FORO

L'elaborazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi realizzati nella campagna indagini 2014-2015, è stata condotta impiegando le correlazioni disponibili in letteratura per terreni coesivi caratterizzati dalla presenza di argille limose di media-bassa plasticità, così come ricavato dalla carta della plasticità di Casagrande.

Nelle tabelle seguenti sono state riportate le elaborazioni eseguite sulla base dei valori N_{SPT} misurati, al fine di applicare le correlazioni disponibili in letteratura per i materiali coesivi, finalizzate alla determinazione del valore della resistenza al taglio non drenata (C_u).

Tale operazione si basa sull'applicazione di correlazioni di carattere empirico proposte dai seguenti Autori:

- Bowles;
- Terzaghi & Peck;
- DM-7 (Design Manual for Soil Mechanics);
- Sanglerat;
- Shioi-Fukui.

Le correlazioni citate richiedono la determinazione del peso di volume del materiale indagato e la soggiacenza della falda idrica libera; il valore del peso di volume dei depositi analizzati è stato assunto pari a **22,2 kN/m³** e rappresenta la media dei valori determinati sulla base delle prove di laboratorio.

Per quanto concerne invece l'indicazione sulla soggiacenza della superficie di falda libera, per ogni sondaggio è stato assunto il valore minimo misurato.

Nelle figure seguenti sono stati riportati i risultati ottenuti dalle elaborazioni di tutte le prove SPT eseguite presso tutti i sondaggi; tale scelta è giustificata dalla presenza di una sola unità litologica indagata costituita dai depositi eluvio-colluviali argilloso-limosi e dall'alterazione del substrato litoide.

Tabella 11: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N1i.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_o' (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N1i	3.0	6	10	13	23	1.20	66.6	28	165	181	200	270	68
watertable	9.4	23	9	13	22	0.91	114.68	20	121	132	146	197	49
4.90	14.0	9	15	18	33	0.75	170.8	25	148	162	179	242	61
	18.0	10	18	24	42	0.66	219.6	28	166	182	201	272	68

Tabella 12: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N2p.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_o' (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N2p	4.6	2	2	3	5	0.97	102.12	5	29	32	35	47	12
watertable	7.8	5	8	10	18	1.00	95.16	18	108	119	131	177	44
4.90	12.4	10	17	21	38	0.80	151.28	30	181	199	219	296	74
	15.8	8	15	18	33	0.70	192.76	23	140	153	169	228	57

Tabella 13: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N3p.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_o' (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N3p	3.6	9	14	18	32	1.09	79.92	35	210	230	254	344	86
watertable	7.8	4	6	7	13	0.74	173.16	10	58	64	70	95	24
18.96	12.4	13	19	23	42	0.59	275.28	25	149	163	180	243	61
	18.4	22	37	44	81	0.48	408.48	39	235	258	285	385	96

Tabella 14: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N4i.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_{ov} (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N4i	3.4	8	12	15	27	1.13	75.48	30	182	200	221	298	75
watertable	6.0	10	15	18	33	0.85	133.2	28	168	184	203	274	69
	7.51	9	11	15	26	0.90	117.12	24	141	154	171	231	58
	14.0	11	17	20	37	0.75	170.8	28	166	182	201	272	68

Tabella 15: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N5i.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_{ov} (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N5i	2.4	1	2	2	4	1.81	29.28	7	43	48	52	71	18
watertable	5.5	8	15	18	33	1.19	67.1	39	237	259	286	387	97
	1.75	11	19	23	42	0.87	125.66	37	220	241	266	360	90
	15.9	14	18	20	38	0.70	193.98	27	160	175	194	262	65

Tabella 16: Elaborazioni dei dati SPT raccolti nel sondaggio N6.

Borehole	Depth	SPT seating drive	SPT 15cm	SPT 15cm	N-value	Adjust. Effect. Overburden Press., C_N	P_{ov} (KPa)	N'_{70}	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N6	4.0	7	10	12	22	1.04	88.8	23	137	150	166	224	56
watertable	7.6	20	29	33	62	1.02	92.72	63	378	414	457	618	154
	4.90	13	18	21	39	0.83	139.08	32	194	213	235	317	79
	19.5	11	18	22	40	0.63	237.9	25	152	167	184	249	62

Analizzando i valori di coesione non drenata (C_u) determinati da tutte le prove SPT eseguite, si può quindi osservare una notevole variabilità dei valori ricavati dalle diverse correlazioni utilizzate. In particolare i valori determinati con la correlazione maggiormente cautelativa (proposta da Shioi-Fukui) rappresentano il 25% dei valori ricavati con la correlazione maggiormente ottimistica (proposta da Sanglerat).

In generale analizzando l'andamento dei valori di C_u in funzione della profondità d'indagine è possibile osservare significative variazioni nei primi 10m analizzati, mentre in seguito i valori proposti dalle varie

correlazioni appaiono maggiormente regolari. Tale aspetto potrebbe essere collegato alle variazioni granulometriche osservate entro i depositi eluvio-colluviali analizzati, così come appurato dalle stratigrafie ricavate dai sondaggi realizzati per lo studio di Geoequipe.

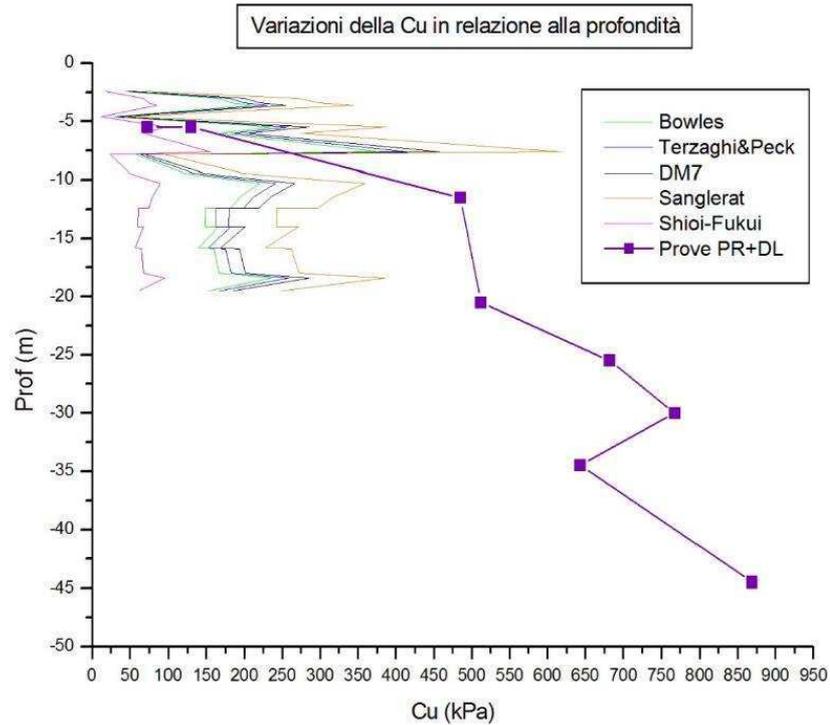


Figura 7: Andamento dei valori di C_u ricavati dalle prove SPT entro i depositi eluvio-colluviali analizzati presso l'area in esame. I valori ricavati dalle prove SPT sono stati confrontati con i valori di C_u ricavati dalle prove pressiometriche (PR) e dilatometriche (DL).

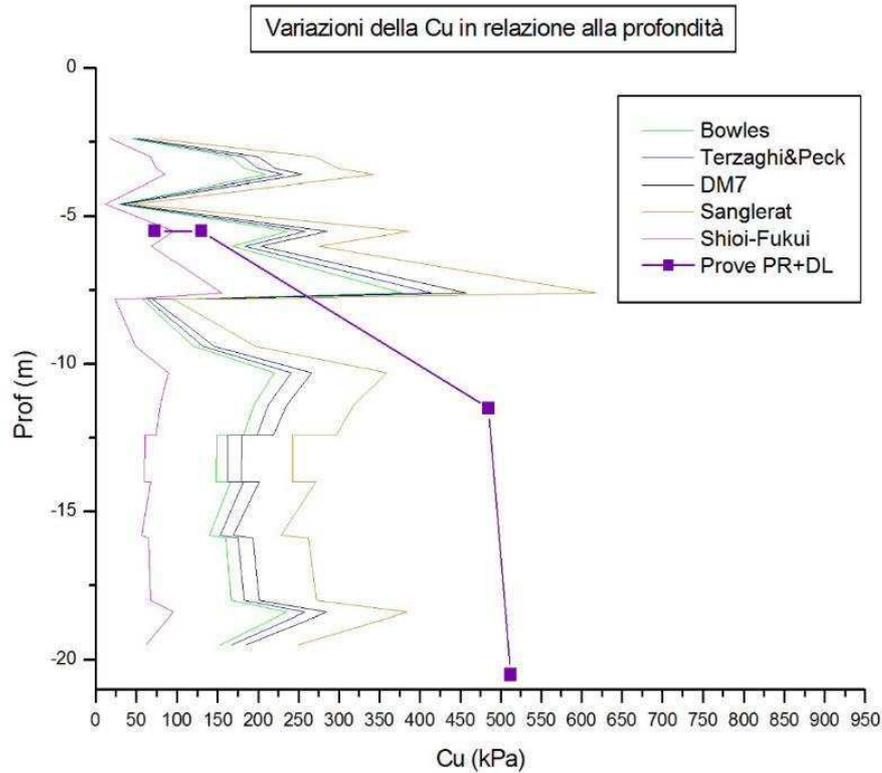


Figura 8: Dettaglio dei primi 20m al di sotto del piano campagna dell'andamento dei valori di C_u ricavati dalle prove SPT entro i depositi eluvio-colluviali analizzati presso l'area in esame riportato in Figura 7. I valori ricavati dalle prove SPT sono stati confrontati con i valori di C_u ricavati dalle prove pressimetriche (PR) e dilatometriche (DL).

Al fine di fornire un valore unico di riferimento per la C_u , sono state calcolate la media e la mediana dei valori ricavati dalle prove SPT e riportati in Tabella 17; tali valori sono stati calcolati per ogni correlazione impiegata e forniscono valori pressoché identici, segno di una bassa dispersione dei valori ricavati. Come si può quindi notare, i valori variano tra un minimo di 66 kPa (Shioi-Fukuni) ad un massimo di 265 kPa (Sanglerat).

Tabella 17: Valori numerici della coesione non drenata (C_u) ricavata dalle elaborazioni dei dati SPT eseguite ed ordinate in funzione della profondità di indagine

Borehole	Depth (m)	C_u [kPa] Bowles 1997	C_u [kPa] Terzaghi & Peck	C_u [kPa] DM7	C_u [kPa] Sanglerat	C_u [kPa] Shioi-Fukui
N5i	-2.4	43.4	47.5	52.5	70.9	17.7
N1i	-3.0	165.5	181.2	200.1	270.5	67.6
N4i	-3.4	182.5	199.8	220.7	298.2	74.6
N3p	-3.6	210.2	230.1	254.2	343.5	85.9

N6	-4.0	137.1	150.1	165.8	224.0	56.0
N2p	-4.6	29.1	31.8	35.1	47.5	11.9
N5i	-5.5	236.5	259.0	286.1	386.6	96.7
N4i	-6.0	167.9	183.8	203.1	274.4	68.6
N6	-7.6	378.0	414.0	457.2	617.9	154.5
N2p	-7.8	108.3	118.6	131.0	177.1	44.3
N3p	-7.8	58.0	63.5	70.2	94.8	23.7
N1i	-9.4	120.6	132.1	145.9	197.1	49.3
N4i	-9.6	141.1	154.5	170.6	230.6	57.6
N5i	-10.3	220.0	240.9	266.1	359.6	89.9
N6	-11.4	194.2	212.6	234.8	317.4	79.3
N2p	-12.4	181.4	198.6	219.4	296.5	74.1
N3p	-12.4	148.6	162.8	179.8	242.9	60.7
N1i	-14.0	148.3	162.4	179.3	242.3	60.6
N4i	-14.0	166.2	182.0	201.0	271.7	67.9
N2p	-15.8	139.6	152.8	168.8	228.1	57.0
N5i	-15.9	160.2	175.4	193.8	261.8	65.5
N1i	-18.0	166.4	182.2	201.3	272.0	68.0
N3p	-18.4	235.3	257.7	284.6	384.6	96.2
N6	-19.5	152.3	166.7	184.2	248.9	62.2
Media [kPa]		162.1	177.5	196.1	265.0	66.2
Mediana [kPa]		162.8	178.3	196.9	266.1	66.5

In Tabella 18 è stato inoltre proposto un confronto dei valori di C_u ricavati dalle prove SPT con i valori di C_u ricavati dalle prove pressiometriche (PR) e dilatometriche (DL) eseguite a varie profondità, insieme ai valori del modulo di Young (E) ricavati dalle medesime prove.

Tabella 18: Valori numerici del modulo di Young (E) e della coesione non drenata (C_u) ricavata dalle prove pressiometriche (PR) e dilatometriche (DL) eseguite ed ordinate in funzione della profondità di indagine.

Sondaggio	Tipologia prova	Profondità (m)	E = Modulo di Young (MPa)	Coesione non drenata C_u (kPa)
N2d	PR	-5.5	9	73
N2i	PR	-5.5	27	130
N2d	PR	-11.5	125	485
N2d	PR	-15.5	59	-
N2d	DIL	-20.5	415	512
N2d	DIL	-25.5	641	682
N2d	DIL	-30	532	768
N2i	DIL	-34.5	313	643
N2i	DIL	-40.5	599	-
N2i	DIL	-44.5	606	869

Analizzando l'andamento del valore di C_u ricavato dalle prove pressiometriche e dilatometriche si può osservare un vistoso e costante aumento di tale valore all'aumentare della profondità di indagine.

Tale aspetto è intrinseco della tipologia di prova e del parametro di resistenza al taglio non drenata (C_u), in quanto, esso dipende dalla profondità di indagine secondo una legge di proporzionalità diretta con essa.

I valori ricavati variano quindi tra un minimo pari a 73 kPa alla profondità di 5,5 m fino a raggiungere valori di circa 870 kPa alla profondità di 44,5 m.

Come anticipato le prove pressiometriche (PR) e dilatometriche (DL) eseguite hanno inoltre permesso di tracciare l'andamento del modulo di Young (E) dei depositi argilloso-limosi in relazione all'aumento della profondità di indagine.

Tali prove hanno interessato i depositi eluvio-colluviali e non dovrebbero aver interessato il substrato litoide.

Analizzandone quindi i risultati in rapporto alla profondità (vedi Figura 9) è possibile osservare che per profondità superiori a 20 m si osserva un significativo aumento dei valori del modulo di Young rispetto a quanto ricavato nei primi 20 m.

In dettaglio il valore medio dei primi 20 m è pari a 55 MPa, mentre il valore medio dei successivi 24,5 m è pari a 517 MPa, corrispondente ad un incremento pari a circa 9,4 volte tra i due valori.

Tale aspetto potrebbe essere tuttavia correlato con la differente tipologia di prova eseguita, in quanto, le prove pressiometriche (PR) sono state eseguite a profondità inferiori a 20 m, mentre successivamente sono state eseguite esclusivamente prove dilatometriche (DL).

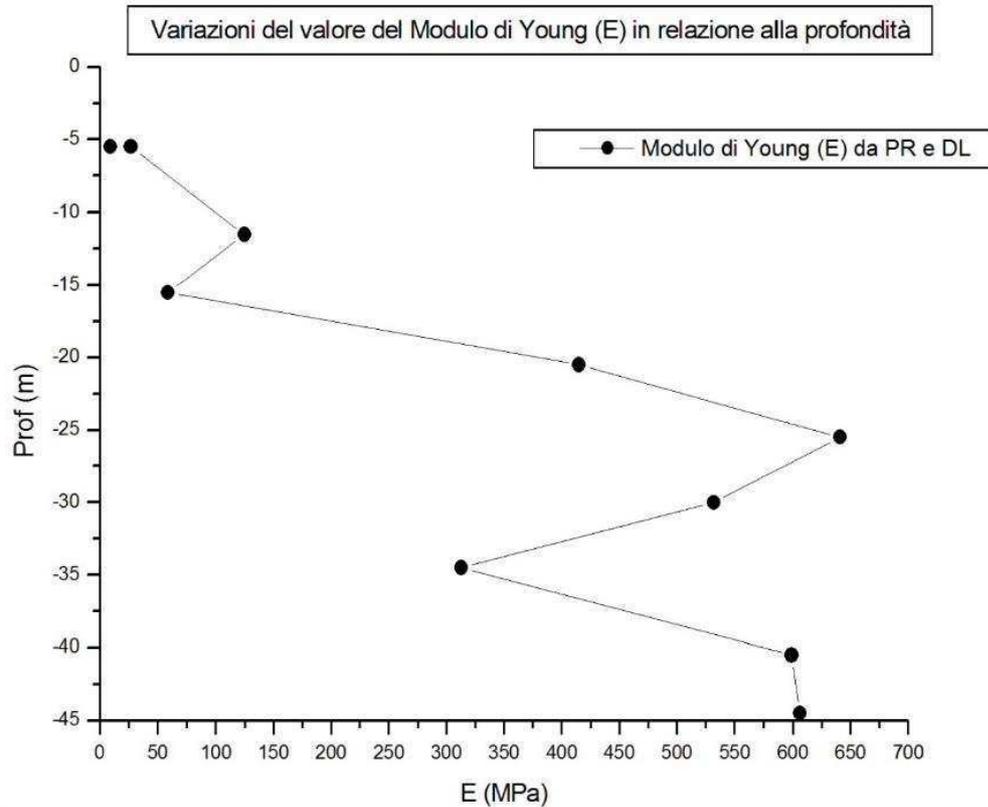


Figura 9: Andamento del modulo di Young (E) in funzione della profondità. Le prove pressiometriche (PR) sono state eseguite a profondità inferiori a 20m, mentre in seguito sono state eseguite esclusivamente prove dilatometriche (DL).

5.3.2 PROVE DI LABORATORIO

Durante la realizzazione della campagna d'indagini geognostiche 2014-2015 sono stati raccolti dei campioni (indisturbati e rimaneggiati) di depositi.

In seguito sui campioni indisturbati sono state eseguite le seguenti prove geotecniche di laboratorio:

- 9 determinazioni del contenuto d'acqua;
- 9 determinazioni della massa volumica umida;
- 6 determinazioni dei limiti di Atterberg (LL, LP ed IP);
- 4 prove di taglio anulare;
- 3 prove di estrusione in cella triassiale.

In Tabella 19 e Tabella 20 sono state sintetizzate le risultanze delle prove eseguite, ad eccezione delle prove di estrusione in cella triassiale (in quanto si tratta di una prova finalizzata a simulare in laboratorio il comportamento del fronte di scavo di una galleria in conseguenza dello scarico tensionale indotto dall'avanzamento dello scavo) e delle analisi chimiche di laboratorio sui campioni di acqua raccolti.

I risultati delle prove di estrusione in cella triassiale e le analisi chimico-batteriologiche sulle acque esulano infatti dalla caratterizzazione geotecnica dei materiali coinvolti nel dissesto in esame e, pertanto, non verranno trattati nel presente elaborato.

Tabella 19: Sintesi delle prove di laboratorio eseguite. Parte A.

Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Contenuto in acqua (%)	Limite liquido (LL) (%)	Limite plastico (LP) (%)	Indice di plasticità (IP) (%)
N1i	2	9-9.35	22.5	9.63	34.9	16.1	18.8
N2p	1	4-4.6	20.61	18.01	45.7	20.3	25.4
N2p	2	12-12.4	23.3	2.73	-	-	-
N4i	2	9-9.58	21.51	14.63	35.9	19.3	16.5
N6	2	7.2-7.57	22.51	9.99	-	-	-
N6	3	11-11.42	21.7	10	26.8	19.8	7
N6	4	15-15.45	22.74	12.59	-	-	-
N6	5	19-19.5	22.3	8.7	25.7	15.4	10.3

Tabella 20: Sintesi delle prove di laboratorio eseguite. Parte B.

Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Prova di taglio anulare				
			Tensione normale efficace (kPa)	Tensione tangenziale di picco (kPa)	Tensione tangenziale residua (kPa)	Angolo di resistenza al taglio di picco (Φ_p) (°)	Angolo di resistenza al taglio residuo (Φ_r) (°)
N1i	2	9-9.35	110	75	62	34.29	29.41
N2p	1	4-4.6	62	39	22	32.17	19.54
N2p	2	12-12.4	140	108	83	37.65	30.66
N4i	2	9-9.58	160	69	59	23.33	20.24
N6	2	7.2-7.57	-	-	-	-	-
N6	3	11-11.42	-	-	-	-	-
N6	4	15-15.45	-	-	-	-	-
N6	5	19-19.5	-	-	-	-	-
N6	6	24-24.48	-	-	-	-	-

Sulla base delle determinazioni del limite liquido LP e dell'indice di plasticità IP ricavati dalle determinazioni dei limiti di Atterberg è stato possibile classificare i terreni campionati ed analizzati in laboratorio (vedi Figura 10 e Figura 11).

Analizzando il grafico riportato in Figura 10 (nel quale tutti i campioni sono stati inclusi entro una singola unità geotecnica denominata UGa) è possibile osservare che tutti i campioni indisturbati analizzati ricadono nella categoria CL costituita da "Argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille limose o argille sabbiose"; tale definizione è in accordo con quanto osservato nei sondaggi eseguiti.

L'esecuzione delle prove di taglio anulare ha invece permesso di valutare l'angolo di resistenza al taglio residua delle argille limose campionate diffusamente presso il versante studiato.

Tale valore è particolarmente significativo per lo studio dei movimenti franosi in quanto descrive la resistenza al taglio minima del materiale indagato lungo una superficie di scivolamento; la prova raggiunge tale scopo in quanto simula l'annullamento del valore di coesione in seguito alla rottura lungo una superficie di scivolamento interna al campione.

Come riassunto in Tabella 20 le analisi condotte hanno quindi evidenziato un valore dell'angolo di resistenza al taglio residua (Φ_r) compreso tra 20-30°.

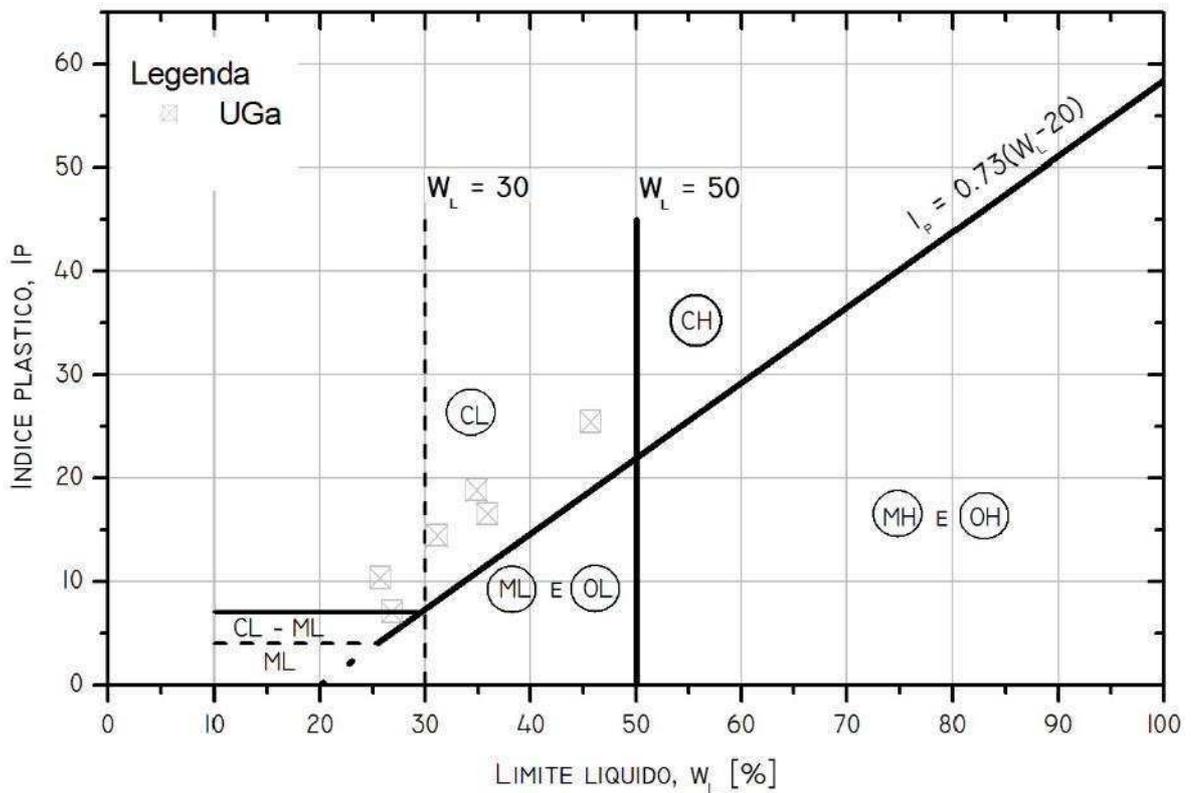


Figura 10: Carta della plasticità di Casagrande.

TERRENI A GRANA FINE (passante al vaglio n.200>=50%)	ARGILLE e LIMI	Limite Liquido LL<50	ML	Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose
			CL	Argille inorganiche di media-bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose
			OL	Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità
	ARGILLE e LIMI	Limite Liquido LL>=50	MH	Limi inorganici, limi argillosi
			CH	Argille inorganiche di alta plasticità
			OH	Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità

Figura 11: Sistema di classificazione delle terre proposto dall'USCS. Sigle riportate nella carta della plasticità di Casagrande.

6 RISULTATI INDAGINI INTEGRATIVE CAMPAGNA 2018-2019

Tra la fine dell'anno 2018 e l'inizio del 2019, con il fine di aggiornare e integrare il Modello Geologico e Geotecnico del versante a valle dell'abitato di Carozzo, ANAS S.p.a. ha commissionato la società SOCOTEC ITALIA Srl l'esecuzione di una nuova campagna d'indagini dirette e indirette. Le nuove indagini, di tipo geognostiche e geofisiche, sono state eseguite sia in prossimità del tracciato della galleria "Felettino I", sia sulla restante parte del versante a valle di Carozzo.

Le nuove indagini si sono composte di:

- 7 sondaggi a carotaggio continuo;
- 3 sondaggi a distruzione di nucleo;
- Installazione di 4 colonne inclino-piezometriche automatiche di tipo DMS;
- Installazione di 4 colonne inclino-piezometriche automatiche di tipo MUMS;
- Installazione di 1 tubo inclinometrico per la lettura con sonda manuale;
- Installazione di 1 piezometro a tubo aperto;
- 5 stendimenti di sismica a rifrazione (SRT, onde P ed Sh);
- 1 stendimento di sismica a riflessione;
- 5 indagini tomografiche di resistività elettrica (ERT);

Inoltre, nei diversi fori di sondaggio sono state eseguite una serie di prove in situ (prove tipo SPT, prove pressiometriche, prove Lugeon, prove dilatometriche) e sui campioni di terreno e roccia recuperati nelle perforazioni, sono state eseguite una serie di prove geotecniche di laboratorio.

Tabella 21: Sintesi dei sondaggi integrativi, relativi alla campagna 2018-2019

Sondaggio	Profondità (m)	Prove in foro	Prove di laboratorio	Completamento foro	Quota m slm
SA DMS	72,7	si	si	Sensori DMS inclino-piezometrici	67
SA MUMS	20	-	-	Sensori MUMS inclino-piezometrici	67,5
SB INCL	30,6	si	si	Inclinometro tradizionale	50,4
SB PZ	30	-	-	Piezometro	50,4
SC MUMS	50	si	si	Sensori MUMS inclino-piezometrici	74,9
SD DMS	31	si	si	Sensori DMS inclino-piezometrici	79,5
SE DMS	30	si	si	Sensori DMS inclino-piezometrici	93,9
SE bis	9	-	-	-	93,6
SF DMS	25	si	si	Sensori DMS inclino-piezometrici	107,7
SF MUMS	20	-	-	Sensori MUMS inclino-piezometrici	108
SG MUMS	21	si	si	Sensori MUMS inclino-piezometrici	105,7

6.1 RISULTATI DELLE PROVE IN FORO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019

6.1.1 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

L'elaborazione delle prove SPT, eseguite nei sondaggi realizzati nella campagna indagini 2018-2019, riportate nella tabella sottostante, sono state eseguite sulla base dei valori N_{SPT} misurati nelle prove in foro, al fine di fornire indicazioni riguardanti la determinazione dei vari parametri fisico-meccanici dei terreni. Questi ultimi sono stati definiti sulla base delle correlazioni disponibili in letteratura, applicabili ai materiali coesivi, finalizzate alla determinazione del valore della coesione non drenata (C_u).

Tale operazione si basa sull'applicazione di correlazioni di carattere empirico proposte dai seguenti Autori:

- Terzaghi & Peck;
- DM-7 (Design Manual for Soil Mechanics).

Le correlazioni citate richiedono la determinazione del peso di volume del materiale indagato, la soggiacenza della falda idrica libera e l' N_{SPT} . Il valore del peso di volume dei depositi analizzati è stato assunto pari a $20,5 \text{ kN/m}^3$ e rappresenta la media dei valori determinati sulla base delle prove di laboratorio. Per quanto concerne l'indicazione sulla soggiacenza della superficie di falda libera, per ogni sondaggio è stato assunto il valore minimo misurato. Infine, i valori di N_{SPT}' vengono stimati in funzione della pressione verticale e del numero dei colpi. I risultati delle prove tipo SPT eseguite sono riportati nella Tabella seguente.

Tabella 22: Sintesi dei risultati delle prove SPT in foro eseguite nei fori di sondaggi della campagna indagini 2018/2019

Sondaggio n°	SPT n°	Profondità da m (p.c.)	N_{SPT}	Cu [kPa] Terzaghi & Peck	Cu [kPa] av-Fac Design Manual, 1982 (Cestari, pag. 238) $N_{SPT}=0,268c_u$
SA DMS	1	1,40	18	108	67,1
SA DMS	2	5,00	29	174	106,7
SA DMS	3	9,40	R		
SB INCL	1	1,50	15	90	56,0
SB INCL	2	6,40	R		
SC MUMS	1	2	24	144	89,5
SD DMS	1	2,10	26	156	97,0
SD DMS	2	12,00	9	54	25,3
SE DMS	1	1,60	28	168	104,4
SE DMS	2	3,00	24	144	89,5
SF DMS	1	1,60	8	48	29,8
SF DMS	2	4,80	R		
SG MUMS	1	1,30	34	204	126,8

SG MUMS	2	4,90	20	120	74,6
SG MUMS	3	6,40	23	138	85,2
				Cu [kPa] Terzaghi & Peck	Cu [kPa] av-Fac Design Manual, 1982 (Cestari, pag. 238) $N_{SPT}=0,268cu$
Valore Minimo				48	25
Valore Medio				129	79
Valore Massimo				204	127
Dev St.				47	31

6.1.2 PROVE PRESSIOMETRICHE

Per le indagini pressiometriche, eseguite su terreni, è stata utilizzata una sonda pressiometrica cellulare del tipo Ménard-Apago (MPM). La prova pressiometrica MPM consiste nella misurazione delle dilatazioni, indotte da una cella, facente parte di una sonda tricellulare, calata alla profondità da investigare nel foro del sondaggio, realizzando preventivamente la tasca di prova per il pressimetro con un carotiere da 62 mm. Vengono pertanto misurate le deformazioni del terreno.

La sonda pressiometrica si compone di una sonda cilindrica ad espansione idraulica costituita da una cella centrale o cella di misurazione e da due celle di guardia laterali. Le misurazioni vengono effettuate sulla cella centrale che, posta in pressione dalla massa d'acqua iniettata all'interno, si espande radialmente. Le celle di guardia, dilatate dal gas, mantengono costante la geometria del sistema, impedendo che la cella centrale abbia deformazioni diverse da quelle radiali.

Essendo le pressioni di circuito lette in superficie in corrispondenza del manometro, a un'altezza di circa 0,75 m dal p.c., le pressioni al livello della cella differiscono da quelle misurate di una quantità pari all'altezza della colonna d'acqua nei tubi (correzione idrostatica). I risultati delle prove pressiometriche (MPM) eseguite, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 23: Sintesi dei risultati delle prove pressiometriche in foro, eseguite nei sondaggi nel corso della campagna indagini 2018-2019.

Sond.	Prof.	Litologia	Pres. Limite	Mod. Pressiom.	Coeff. di Poisson	Coeff. Reologico	Mod. di Young	Coes. non drenata
	(m)		Pl* (MPa)	Em (MPa)		α	E (MPa)	Cu (kPa)
SA DMS	4,4	Calcoliti fratturate/brecciate	0,96	11,39	0,31	0,37	30,79	77
SB INCL	7,4	Argillite alterata/argillificata	5,80	98,98	0,35	0,73	135,59	511
SC MUMS	3,5	Argillite alterata con livelli argillificati	1,30	11,90	0,35	0,50	23,80	111
	20,5	Argilliti scagliose-marnose	4,10	39,80	0,35	0,69	57,68	368

	36,5	Argilliti scagliose-mar-nose			0,35	0,69		382
SD DMS	3,4	Argilliti e siltiti marnose	0,92	6,57	0,35	0,50	13,14	82
	10,5	Limi argillosi	0,59	5,46	0,35	0,50	10,92	51
	21,5	Argilliti e siltiti marnose	1,50	25,68	0,35	0,69	37,22	123
SE DMS	16	Argilliti destrutturate e siltiti marnose	5,90	126,53	0,35	0,79	160,17	562
	28	Argilliti destrutturate e siltiti marnose	4,40	97,57	0,36	0,67	145,63	369
SE BIS	3,5	Argilliti scagliose alterate e destrutturate	0,93	9,98	0,35	0,50	19,96	87
SF DMS	4,2	Argilliti scagliose	3,10	30,74	31,00	0,80	38,43	293
SG MUMS	9,3	Argilliti scagliose	2,60	31,95	0,40	0,77	41,50	229
			PI (MPa)	Em (MPa)			E (MPa)	Cu (kPa)
Valore Minimo			0,59	5,46			10,92	51
Valore Medio			2,68	41,38			59,57	250
Valore Massimo			5,90	126,53			160,17	562
Dev St.			1,96	42,03			54,59	176

6.1.3 PROVE DILATOMETRICHE

La conoscenza delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso, riveste una grande importanza per una corretta progettazione opera in sotterranea. La prova dilatometrica è concettualmente simile ad una pressiometrica. Si esegue sulle pareti dei fori di sondaggio privo di rivestimento realizzando una tasca di prova sulle pareti del foro. Essa ha la finalità di determinare in situ il modulo di deformabilità statico dell'ammasso roccioso, uno dei parametri più importanti per il progetto delle strutture in roccia. Essa consiste nel mettere in pressione un tratto di foro della lunghezza di 1 m e misurarne le deformazioni diametrali mediante trasduttori di deformazione. Anche in questa prova la pressione viene esercitata in maniera uniforme grazie alla guaina flessibile della sonda.

La prova è stata eseguita con tre cicli completi di carico-scarico. La pressione massima raggiunta a ogni ciclo, viene raddoppiata in quello successivo, ripartendo da quest'ultima pressione.

In genere, le deformazioni che si inducono in una roccia durante una prova sono la somma di contributi elastici ed anelastici, dipendenti sia dalla profondità della prova che dalle caratteristiche geomeccaniche della roccia. Il ritorno di deformazione che si ottiene a breve termine rimuovendo progressivamente il carico è in gran parte elastico. Da questo fatto ha origine la distinzione tra modulo di deformabilità e modulo elastico della roccia. Il primo è il rapporto tra la variazione della sollecitazione applicata e la corrispondente variazione di deformazione indotte in una fase di carico [ISRM, 1975]; il secondo è riferito a fasi di scarico. I risultati della prova dilatometrica eseguita, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 24: Sintesi dei risultati della prova dilatometrica in foro, eseguita nei fori di sondaggi della campagna indagini 2018/2019.

Sond.	Prof. (m)	Litologia	Modulo Dilato- metrico (I Ciclo) E (MPa)	Modulo Dilato- metrico (II Ciclo) E (MPa)	Modulo Dilatome- trico (Scarico) E (MPa)
SA DMS	14	Calcilutiti e siltiti marnose alterate	723,80	3267,10	6728,60

6.1.4 PROVE LUGEON

Tali prove sono state eseguite immettendo acqua in pressione su tratte prestabilite all'interno del foro di sondaggio per valutare la permeabilità di ammassi rocciosi in termini di assorbimento di acqua nell'unità di tempo, in funzione della pressione di prova e della lunghezza del tratto di foro interessato.

La permeabilità della roccia così misurata viene generalmente espressa in unità Lugeon. Per l'esecuzione di tale prova, l'otturatore è stato calato nel foro dopo averne misurato il livello del fluido nel sondaggio con sonda piezometrica. L'otturatore sarà espanso fino a isolare il tratto finale del foro per una lunghezza massima di 5 m. Successivamente si procederà ad iniettare acqua nel tratto di prova, eseguendo 3 (o più) diversi gradini di pressione in salita e ripetendo gli stessi per i primi 2 m in discesa, misurando per ciascun gradino le portate assorbite. La scelta del valore dei gradini di pressione dipenderà dal tipo di ammasso roccioso, dalle sue condizioni e dagli specifici obiettivi progettuali delle prove. Non si supereranno comunque valori massimi di 1 MPa, solo nei casi di elevata resistenza meccanica della matrice rocciosa. In condizioni diverse è preferibile non superare pressioni di 0,3 MPa in rocce poco resistenti e di 0,5 MPa in rocce mediamente resistenti.

Le condizioni di prova nel sondaggio in oggetto, ubicato a scarsa profondità e in rocce poco resistenti, ammettono limiti massimi di pressione non superiori a 0,3 MPa. I risultati della prova Lugeon eseguita, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 25: Sintesi dei risultati della prova Lugeon in foro, eseguita nei fori di sondaggi della campagna indagini 2018/2019.

Sond.	Tipo di prova	Profondità iniziale della prova (m)	Profondità finale della prova (m)	Permeabilità media in Unità Lugeon	Valore di permeabi- lità (m/s)	Litologia
SA DMS	Lugeon	19,50	22,00	0,74	7,40E-08	Calcilutiti e siltiti marnose alterate

6.2 RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni raccolti nei sondaggi, sono strettamente complementari alle indagini in sito e rispettano le raccomandazioni A.G.I. 1977, ASTM D 1452, ASTM D 1586, ASTM D 1587, ASTM D 2113. Le indagini di laboratorio, eseguite sui campioni, sono sintetizzate nella Tabella seguente e sono state:

- Analisi granulometriche per setacciatura e per aerometria;
- Determinazione dei limiti di Atterberg;

SG MUMS	CR1	11,2-11,4						X	
SG MUMS	CR2	12,6-12,8					X		
SG MUMS	CR3	14,5-14,8						X	
SG MUMS	CR4	15,6-15,8							X
SG MUMS	CR5	17,0-17,3					X		

(CD): Prova Consolidata-Drenata

6.2.1 ANALISI GRANULOMETRICHE (PER SETACCIATURA E AEROMETRIA)

L'analisi granulometrica è stata condotta sui campioni per via "umida", secondo normativa ASTM D 2217, associata ad una preventiva fase di essiccazione, in forno per 16h a 110 °C, e quartatura del campione (per garantirne la significatività). Successivamente si è proceduti con bagno in soluzione 2g/l in esametafosfato di sodio, per scioglierne tutte le particelle. Il campione successivamente è stato lavato con il setaccio ASTM 200 (0,075 mm di maglia) ed essiccato ancora in forno, per 16h a 110 °C.

La scelta del metodo a "umido" è dipesa sostanzialmente dalla natura del materiale da investigare: trattandosi di un terreno con un'elevata frazione di fini, tale sistema consente di separare, dalla sabbia e dalla ghiaia, le particelle con diametri inferiori a 0,075 mm, rendendo così significativo un campione di 623 g (al contrario sarebbe stato più onerosa un'analisi a "secco" su un campione di almeno 2 kg di peso).

L'analisi granulometrica è stata condotta sul materiale secco mediante vibrosetacciatura elettrica con almeno 13 setacci UNI. In questa fase è possibile ricostruire la curva granulometrica fino al passante 0,075 mm e quindi al confine tra sabbie e limi. La parte terminale della curva, con granulometrie più fini, è stata determinata con l'analisi aerometrica, per decantazione in acqua, secondo la legge di Stokes, condotta in bagno termostatico per un tempo non inferiore a 16 h.

I parametri granulometrici determinati dalle prove sono riportati nella Tabella seguente, mentre per quanto riguarda le curve granulometriche si rimanda alla Figura 12.

Tabella 27: Sintesi dei risultati delle analisi granulometriche eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

Sond.	Cod. Camp.	Prof. (m)		Classificazione	Granulometria (%)					Grado di sat.	Porosità	Indice dei vuoti	Peso volume immer.	Peso volume saturo	Prova penetrome.	Prova scissometrica	Peso spec. dei grani	Cont.nat. d'acqua	Peso di volume	Peso di vol. secco	D60	D30	D10	Coeff. Uniformità	Coeff. Curvatura
		da	a		C	G	S	L	A																
Nome	Abbrev.			Litologia	C	G	S	L	A	Sr (%)	n (%)	e	Y' (kN/m ³)	Ysat (kN/m ³)	Qc (kPa)	Cu (kPa)	Ys (kN/m ³)	W(%)	Y (kN/m ³)	Yd (kN/m ³)	(mm)	(mm)	(mm)	(Cu)	(Cc)
SB INCL	SC1	3.4	3.8	LIMO CON ARGILLA E SABBIA, GHIAIOSO	0	15	28	29	28	86	33.9	0.51	11.03	20.83	284.4	55.9	26.5	16.4	20.38	17.5	0.175	0.0023			
SC MUMS	SC1	5	5.4	GHIAIA CON SABBIA LIMOSA E ARGILLOSA	0	37	28	17	18	69	34.5	0.53	10.94	20.75			26.5	13.5	19.71	17.4	1.6144	0.0153			
SE DMS	TC1	4.7	5.1	GHIAIA CON SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA	0	49	28	14	9	53	36.6	0.58	10.52	20.33			26.4	11.3	18.63	16.7	3.5318	0.3199	0.0025	1419	11.6

Curva Granulometrica

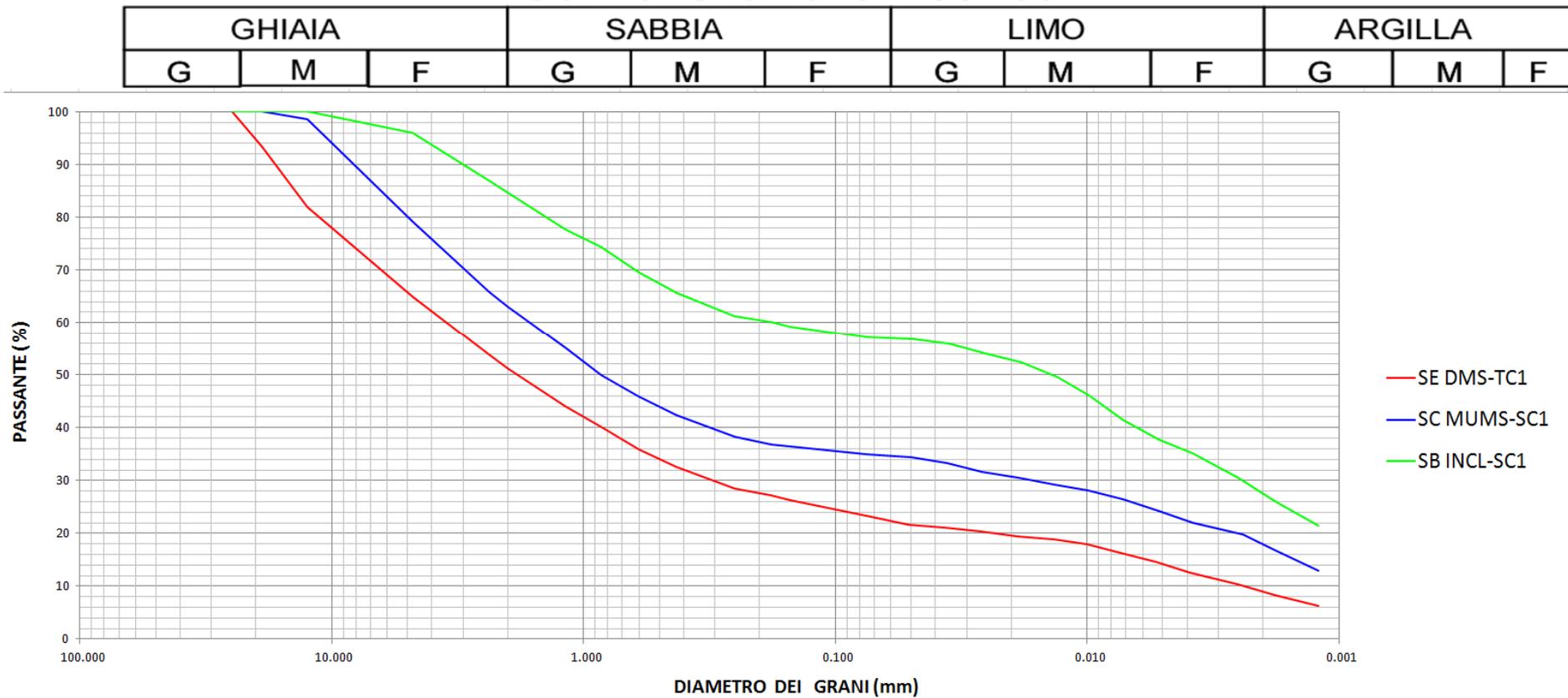


Figura 12: Curve granulometriche determinate sui campioni prelevati nei sondaggi 2018-2019.

6.2.2 LIMITI DI ATTERBERG

I risultati dei limiti di Atterberg determinati nel corso delle prove di classificazione sono riportati nella Tabella seguente.

Tabella 28: Sintesi dei risultati dei limiti di Atterberg, eseguiti su campioni della campagna indagini 2018/2019.

Sondaggio	Cod. Campione	Profondità (m)		Limiti di Atterberg					
		da	a	Umidità naturale	Indice di consistenza	Ind. di attività	Lim. Liquido	Lim. Plastico	Ind. di plasticità
				W_n (%)	I_c	I_a	L_L (%)	L_P (%)	I_P (%)
SB INCL	SC1	3,4	3,8	16	1,33	0,27	45	24	22
SC MUMS	SC1	5	5,4	13	1,42	1,09	41	22	19
SE DMS	TC1	4,7	5,1	11	1,45	1,53	31	17	14

I valori dei Limiti di Atterberg ottenuti sono stati plottati sul grafico di plasticità di Casagrande (Figura 13) dal quale si evince (nonostante l'esiguità dei valori disponibili) che tutti i campioni analizzati ricadono nel campo delle argille inorganiche di media plasticità.

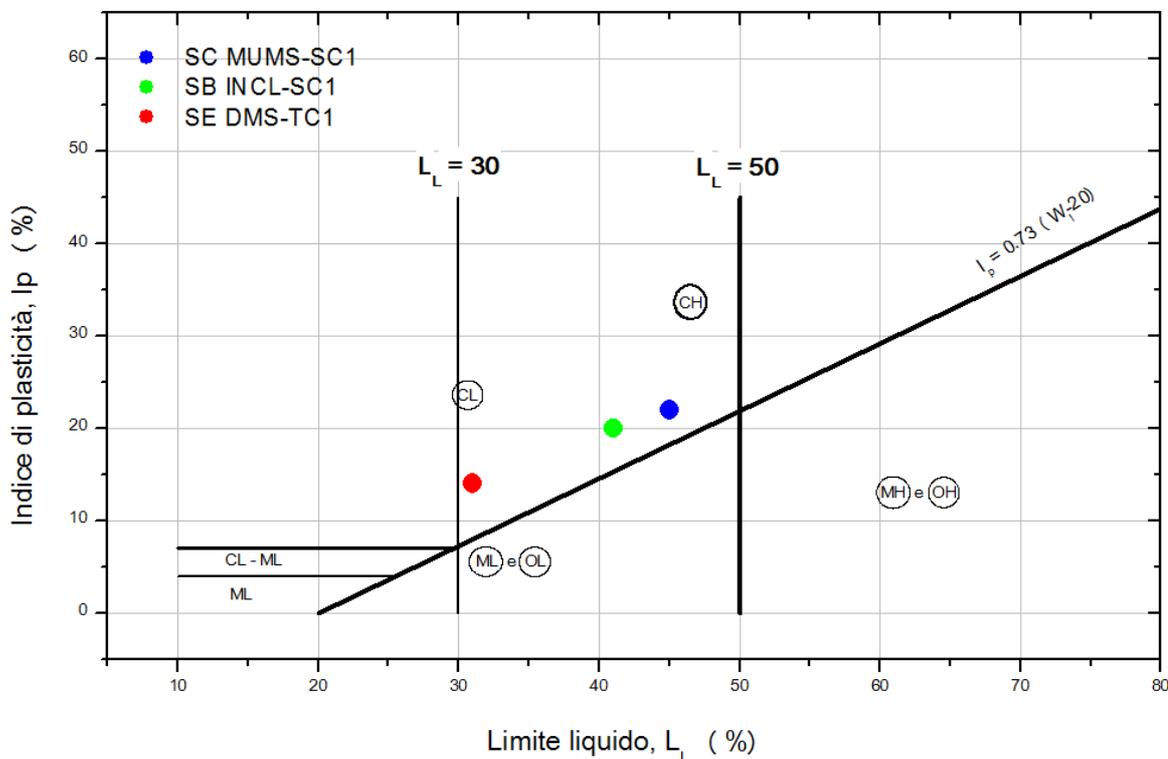


Figura 13: Grafico della carta di plasticità di Casagrande, dei campioni prelevati nei sondaggi eseguiti tra il 2018/2019.

6.2.3 PROVA DI TAGLIO DIRETTO (CONSOLIDATA DRENATA)

Lo scopo della seguente prova è quella di portare alla rottura per taglio, campioni di terreno, attraverso l'applicazione delle tensioni, in questa circostanza efficaci. La tensione viene applicata a velocità costante e le piastre porose consentono che il processo avvenga in condizioni drenate, consentendo l'annullamento delle sovrappressioni interstiziali attraverso il totale drenaggio del campione. Le variazioni di tensione efficace dipendono dall'incremento delle tensioni totali e sono accompagnate sia da deformazioni di volume che da deformazioni di taglio.

La prova di taglio diretto consolidata drenata (CD), è preceduta da una fase di consolidazione primaria a tre pressioni diverse: alla tensione efficace in sito, ad una tensione efficace doppia e ad una tensione efficace dimezzata rispetto a quella di campionamento. Finita la fase di consolidazione si passerà alla prova di taglio vera e propria imponendo una velocità di avanzamento che verrà desunta dai parametri di consolidazione e comunque non inferiore a 0,04 mm/min. I risultati saranno diagrammati in funzione dell'abbassamento verticale, dell'avanzamento orizzontale e dello sforzo di taglio che si oppone all'avanzamento. Nel quadro di sintesi dei risultati verrà diagrammata la retta interpolatrice dei tre punti rappresentativi della rottura a taglio dei campioni e verrà fornito il valore della coesione efficace e dell'angolo di attrito interno del materiale.

I risultati delle prove di taglio diretto eseguite, sono riportati nella Tabella seguente.

Tabella 29: Sintesi dei risultati delle prove di taglio diretto, eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

Sondaggio	Codice Campione	Profondità (m)		Taglio diretto	
		da	a	c' (kPa)	φ' (°)
SB INCL	SC1	3,40	3,80	-	-
SC MUMS	SC1	5,00	5,40	7,80	30,54
SE DMS	TC1	4,70	5,10	4,62	31,74
Valore Minimo				4,62	30,54
Valore Medio				6,21	31,14
Valore Massimo				7,80	31,74
Dev St.				2,25	0,85

6.2.4 PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA-DRENATA (CD)

La prova triassiale vuole riprodurre un determinato stato tensionale su un provino di terreno, valutando l'evoluzione delle tensioni efficaci attraverso la misura delle pressioni interstiziali, portando il campione fino alle condizioni di rottura per taglio.

Nelle condizioni drenate, otteniamo l'annullamento delle sovrappressioni interstiziali attraverso il totale drenaggio del campione. Le variazioni di tensione efficace dipendono dall'incremento delle tensioni totali e sono accompagnate sia da deformazioni di volume sia da deformazioni di taglio.

Nella prova consolidata-drenata (CD) durante la consolidazione si controllano la dissipazione delle pressioni interstiziali e le variazioni di volume fino al loro esaurimento, in modo che siano note le tensioni efficaci agenti sullo scheletro solido. Nella fase di rottura si applica una tensione verticale crescente fino alla resistenza massima del provino, la fase di rottura viene condotta in maniera sufficientemente lenta

da permettere la dissipazione delle pressioni interstiziali, misurando la variazione di volume del provino. Ripetendo le prove su diversi provini sottoposti in fase di consolidazione a stati tensionali diversi, è possibile correlare la resistenza al taglio con le tensioni efficaci applicate, per ottenere un diagramma noto come involucro di resistenza al taglio, attraverso i cerchi di Mohr-Coulomb. Questo consente di definire i parametri ϕ' e c' , denominati rispettivamente angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito interno e coesione, in termini di tensioni efficaci ($'$).

I risultati delle prove triassiali CD eseguite, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 30: Sintesi dei risultati delle prove triassiali CD, eseguite sui campioni della campagna indagini 2018-2019.

Sondaggio	Codice Campione	Profondità (m)		Prova triassiale (CD)	
		da	a	c' (kPa)	ϕ' (°)
SB INCL	SC1	3,40	3,80	15,4	25,1
SC MUMS	SC1	5,00	5,40	-	-
SE DMS	TC1	4,70	5,10	-	-
Valore Minimo				15,40	25,10
Valore Medio				15,40	25,10
Valore Massimo				15,40	25,10
Dev St.				-	-

6.2.5 PROVA DI TAGLIO DIRETTO SU ROCCIA

La prova consente di misurare la resistenza al taglio di un campione roccioso attraverso una linea di debolezza oppure di discontinuità, come ad esempio piani di stratificazione, piani di scistosità clivaggio, interfaccia suolo-roccia.

I risultati delle prove di taglio diretto eseguite, sono riportati nella Tabella seguente.

Tabella 31: Sintesi dei risultati delle prove di taglio diretto, eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

SONDAGGIO	CODICE CAMPIONE	PROFONDITA' (m)		LITOLOGIA:	MASSA VOL. APP. DEL PROVINO	MASSA VOL. REALE DEL PROVINO	PORO. APERTA DEL PROVINO	POROSITÀ TOT. DEL PROVINO	PROVA DI TAGLIO DIRETTO						
		da	a						σ_n	t_p	t_r	c_p	c_r	ϕ_p	ϕ_r
	Abbrev				(kN/m ³)	(kN/m ³)	%	%	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(°)	(°)
SA DMS	CR2	11.3	11.8	Calcilutite	24.2	26.7	3.56	9.28	1.196	0.945	0.511	0.29	0.06	28.9	20.7
SB INCL	CR5	29.2	29.6	Calcarea	26.7	27.1	0.74	1.36	1.195	1.376	0.619	0.48	0.14	36.9	22

SC MUMS	CR3	12.5	12.7	Argillite	25.4	27.2	2.21	6.57	1.195	0.691	0.292	0.16	0.01	23.9	13.1
SE DMS	CR2	18.6	19.4	Argillite	26.9	27.6	0.96	2.43	1.192	1.298	0.666	0.31	0.16	39.8	23.1
SG MUMS	CR2	12.6	12.8	Argillite	26.9	27.4	0.89	2.04	1.194	1.223	0.562	0.34	0.11	36.4	20.6
SG MUMS	CR5	17	17.3	Argillite	26.9	27.4	0.94	1.76	1.197	1.239	0.538	0.33	0.12	37.4	19
Valore Minimo					24,2	26,7	0,4	0,6	0,1	0,0	0,3	0,0	0,0	23,9	13,1
Valore Medio					26,3	27,3	1,5	3,4	0,9	0,9	0,5	0,2	0,1	33,2	19,7
Valore Massimo					28,1	28,3	3,7	9,3	1,2	1,4	0,7	0,5	0,2	39,8	23,1
Dev St.					0,9	0,3	0,9	2,4	0,5	0,5	0,1	0,2	0,1	5,3	3,5

6.2.6 POINT LOAD TEST

La prova per la determinazione della resistenza al punzonamento intende fornire un indice di resistenza per la classificazione del materiale roccioso. I provini di roccia, che possono essere: spezzoni di carota (prove diametrali e assiali), blocchi tagliati (prova su blocco), sono rotti tramite l'applicazione di un carico concentrato applicato tramite punzoni conici con la punta sferica. Dalla prova si ottiene l'indice di Point Load (I_s) dal quale si può risalire, tramite relazione empirica, alla resistenza a compressione.

I risultati delle prove PLT eseguite, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 32: Sintesi dei risultati delle PLT, eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

SONDAGGIO	CODICE CAMPIONE	PROFONDITA' (m)		LITOLOGIA:	Point Load Test				
		Ab- brev.	da		a	$I_{s50} //$ (MPa)	$I_{s50} \perp$ (MPa)	I_{a50} (MPa)	$\sigma //$ (MPa)
SA DMS	CR3	18	18,5	Calcilutite	0,75	0,84	1,13	18	20,16
SA DMS	CR4	20	20,5	Calcilutite	0,82	0,92	1,12	19,68	22,08
SA DMS	CR5	35	35,8	Calcilutite	0,4	0,5	1,24	9,6	12
SB INCL	CR2	21,5	21,9	Calcarea	1,73	2,05	1,18	41,52	49,2
SC MUMS	CR2	10	10,3	Siltite marnosa	0,41	0,81	1,98	9,84	19,44
SC MUMS	CR4	35	35,4	Argillite	0,19	0,29	1,48	4,56	6,96
SC MUMS	CR5	38,5	39	Calcarea marnoso	2,09	3,07	1,47	50,16	73,68
SC MUMS	CR6	39	39,6	Calcarea marnoso	2,2	3,13	1,42	52,8	75,12
SD DMS	CR2	27	27,4	Siltite marnosa	0,15	0,51	3,4	3,6	12,24
SF DMS	CR1	8	8,7	Argilloscisto	0,19	0,33	1,69	4,56	7,92
SG MUMS	CR4	15,6	15,8	Argillite	0,34	1,14	3,33	8,16	27,36
Valore Minimo					0,2	0,3	1,1	3,6	7,0

Valore Medio	0,8	1,2	1,8	20,2	29,7
Valore Massimo	2,2	3,1	3,4	52,8	75,1
Dev St.	0,8	1,0	0,8	18,8	25,0

6.2.7 PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE SU ROCCIA

Questo metodo è rivolto alla classificazione della resistenza e alla caratterizzazione della roccia costituita da campioni dalla geometria regolare. La prova permette di determinare in laboratorio la resistenza monoassiale non confinata della roccia (o resistenza a compressione semplice), nonché le componenti elastiche: il modulo di Young (E) e il coefficiente di Poisson (ν). Il test si realizza su un cilindro (o cubetto) di roccia a cui si applica gradualmente una forza assiale fino a quando si produce la rottura.

I risultati delle prove di compressione monoassiale eseguite, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 33: Sintesi delle prove di compressione monoassiale, eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

SONDAGGIO	CODICE CAMPIONE	PROFONDITA' (m)		LITOLOGIA:	MASSA VOLUMICA APPARENTE DEL	MASSA VOLUMICA REALE DEL PROVINO	COMPRESSIONE MONOASSIALE					
							Pv	σ	Esec	Etan	Vsec	Vtan
							(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
	Abb.	da	a		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
SA DMS	CR1	8.5	8.7	Calclutite	24.2	26.7	23.93	6.76	7032	6816	0.24	0.26
SA DMS	CR6	68.1	68.4	Calclutite	26.4	27.1	26.32	21	25612	25128	0.23	0.24
SB INCL	CR4	28.5	28.8	Calcere	26.7	27.1	26.41	65.31	49465	48423	0.24	0.24
SD DMS	CR1	25.2	25.4	Siltite marnosa	26.9	27.4	26.41	16.18	13718	15498	0.25	0.24
SE DMS	CR1	17.6	18	Siltite marnosa	26.9	27.5	26.83	14.08	12527	11868	0.24	0.25
SE DMS	CR3	22	22.7	Siltite marnosa	26.9	27.5	26.64	10.39	8542	8098	0.25	0.24
SG MUMS	CR1	11.2	11.5	Argillite	26.9	27.5	26.73	6.7	4381	3851	0.26	0.24
SG MUMS	CR3	14.5	14.8	Argillite	26.9	27.5	26.27	4.49	2970	3760	0.25	0.23
Valore Minimo							23,9	4,5	2970	3760	0,2	0,2
Valore Medio							26,2	18,1	15531	15430	0,2	0,2
Valore Massimo							26,8	65,3	49465	48423	0,3	0,3
Dev St.							0,9	19,9	15439	15088	0,0	0,0

6.2.8 PROVA DI COMPRESSIONE TRIASSIALE SU ROCCIA

Un campione di roccia cilindrico è posizionato in una cella triassiale (cella di Hoek). In una prima fase il carico assiale e la pressione di confinamento sono aumentati progressivamente fino a un valore prefissato. In una seconda fase viene incrementato il solo carico assiale, mantenendo costante la pressione di

confinamento, fino a raggiungere le condizioni di rottura del campione. Più provini sottoposti alla prova con diverse pressioni di confinamento consentono di determinare l'involuppo di rottura nel piano $\sigma_1 - \sigma_3$ e quindi l'angolo di attrito interno (φ) e la coesione apparente (c').

I risultati delle prove triassiali eseguite, sono riportate nella Tabella seguente.

Tabella 34: Sintesi dei risultati delle prove triassiali, eseguite su campioni della campagna indagini 2018-2019.

SONDAGGIO	CODICE CAMPIONE		PROFONDITA' (m)		LITOLOGIA:	MASSA VOLUMICA AP- PARENTE DEL PRO- VINO	MASSA VOLUMICA REALE DEL PROVINO	COMPRESSIONE TRIASSIALE						
								Pv	σ_1	σ_3	Esec	Etan	Vsec	Vtan
	Ab- brev	da	a		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)
SB INCL	CR1	9.3	9.7	Cal- care	25.6	27	25.55	41.06	1	28876	26483	0.28	0.26	
							25.59	48.15	2.5	30550	32726	0.27	0.26	
							25.36	59.64	5	35432	33322	0.27	0.26	
SB INCL	CR3	24.7	25.2	Cal- care	28.1	28.3	27.61	60.13	1	39993	41706	0.26	0.26	
							27.64	67.84	2.5	48820	52660	0.24	0.25	
							27.54	84.18	5	62310	62445	0.24	0.25	
SB INCL	CR6	29.6	30	Cal- care	27.5	27.8	27.14	49.6	1	38653	35672	0.24	0.27	
							27.22	57.69	2.5	44967	45646	0.26	0.24	
							27.34	72.16	5	52514	53646	0.26	0.24	
Valore Minimo							25,4	41,1	1,0	28876	26483	0,2	0,2	
Valore Medio							26,8	60,1	2,8	42457	42701	0,3	0,3	
Valore Massimo							27,6	84,2	5,0	62310	62445	0,3	0,3	
Dev St.							1,0	13,3	1,8	10829	11823	0,0	0,0	

Tabella 36: Sintesi dei risultati di coesione, angolo d'attrito e compressione monoassiale ottenute dalle prove geotecniche di laboratorio 2018-2019.

CODICE CAMPIONE	PROFONDITA' (m)		PROVA DI TAGLIO (CD)		PROVA DI TAGLIO DIRETTO DI PICCO		PROVA DI TAGLIO DIRETTO RESIDUA		PROVA TRIASSIALE (CD)		PROVA TRIASSIALE		PROVA MONOASSIALE	POINT LOAD TEST				
	da	a	c (kPa)	φ (°)	c_p (MPa)	φ_p (°)	c_r (MPa)	φ_r (°)	c (kPa)	φ (°)	c (MPa)	φ (°)	σ (MPa)	$I_{s50} //$ (MPa)	$I_{s50} \perp$ (MPa)	I_{a50} (MPa)	$\sigma //$ (MPa)	$\sigma \perp$ (MPa)
Abbrev.																		
SA CR1	8,5	8,7											6,8					
SA CR2	11,3	11,8			0,29	28,86	0,06	20,66										
SA CR3	18	18,5											0,75	0,84	1,13	18	20,16	
SA CR4	20	20,5											0,82	0,92	1,12	19,68	22,08	
SA CR5	35	35,8											0,4	0,5	1,24	9,6	12	
SA CR6	68,1	68,4											21					
SB SC1	3,4	3,8							15,36	25,14								
SB CR1	9,3	9,7									8,4	40,8						
SB CR2	21,5	21,9											1,73	2,05	1,18	41,52	49,2	
SB CR3	24,7	25,2									11	46,1						
SB CR4	28,5	28,8											65,3					
SB CR5	29,2	29,6			0,48	36,91	0,14	22,01										
SB CR6	9,3	9,7									9,5	44,6						
SC SC1	5	5,4	7,8	30,54														
SC CR1	7,4	7,7																
SC CR2	10	10,3											0,41	0,81	1,98	9,84	19,44	
SC CR3	12,5	12,7			0,16	23,94	0,01	13,09										
SC CR4	35	35,4											0,19	0,29	1,48	4,56	6,96	
SC CR5	38,5	39											2,09	3,07	1,47	50,16	73,68	
SC CR6	39	39,6											2,2	3,13	1,42	52,8	75,12	
SD CR1	25,2	25,4											16,2					
SD CR2	27	27,4											0,15	0,51	3,4	3,6	12,24	
SE TC1	4,7	5,1	4,62	31,74														
SE CR1	17,6	18											14,1					
SE CR2	18,6	19,4			0,31	39,76	0,16	23,06										
SE CR3	22	22,7											10,4					
SF CR1	8	8,7											0,19	0,33	1,69	4,56	7,92	
SG CR1	11,2	11,5											6,7					
SG CR2	12,6	12,8			0,34	36,43	0,11	20,61										
SG CR3	14,5	14,8											4,5					
SG CR4	15,6	15,8											0,34	1,14	3,33	8,16	27,36	
SG CR5	17	17,3			0,33	37,37	0,12	19,03										
			PROVA DI TAGLIO (CD)		PROVA DI TAGLIO DIRETTO DI PICCO		PROVA DI TAGLIO DIRETTO RESIDUA		PROVA TRIASSIALE (CD)		PROVA TRIASSIALE		PROVA MONOASSIALE	POINT LOAD TEST				
			c (kPa)	φ (°)	c_p (MPa)	φ_p (°)	c_r (MPa)	φ_r (°)	c (kPa)	φ (°)	c (MPa)	φ (°)	σ (MPa)	$I_{s50} //$ (MPa)	$I_{s50} \perp$ (MPa)	I_{a50} (MPa)	$\sigma //$ (MPa)	$\sigma \perp$ (MPa)
Minimum value			4,6	30,5	0,2	23,9	0,0	13,1	15,4	25,1	8,4	40,8	4,5	0,2	0,3	1,1	3,6	7,0
Average value			6,2	31,1	0,3	33,9	0,1	19,7	15,4	25,1	9,6	43,8	18,1	0,8	1,2	1,8	20,2	29,7
Maximum value			7,8	31,7	0,5	39,8	0,2	23,1	15,4	25,1	11,0	46,1	65,3	2,2	3,1	3,4	52,8	75,1
Dev St.			2,2	0,8	0,1	6,1	0,1	3,5	-	-	1,3	2,7	19,8	0,8	1,0	0,8	18,8	25,0

6.3 INDAGINI INDIRETTE ESEGUITE NELLA CAMPAGNA INDAGINI 2018-2019

Nell'ambito della campagna indagini 2018-2019, ad integrazione delle indagini geognostiche descritte in precedenza, sono state eseguite una serie di indagini indirette di tipo geofisico, costituite essenzialmente da:

- 5 stendimenti di sismica a rifrazione (SRT, onde P e Sh);
- 1 stendimento di sismica a riflessione;
- 5 tomografie di resistività elettrica (ERT).

L'ubicazione degli stendimenti è riportata nella Figura seguente (le tracce degli stendimenti ERT e SIS sono sovrapposte tra loro).



Figura 14: Ubicazione Indagini geofisiche eseguite nella campagna indagini 2018-2019.

Tabella 37: Coordinate estremi stendimenti SIS, ERT e RIFL, con relativa lunghezza.

Coordinate UTM-WGS 84 - Fuso 32					
Id. linea	A		B		Lunghezza
SIS 1	568422.0407 mE	4886554.701 mN	568576.0737 mE	4886560.851 mN	165 m
SIS 2	568462.8125 mE	4886648.1857 mN	568581.9452 mE	4886579.0007 mN	144 m
SIS 3	568587.9014 mE	4886796.611 mN	568540.8239 mE	4886670.998 mN	144 m
SIS 4	568564.49 mE	4886808.011 mN	568634.74 mE	4886744.761 mN	96 m
SIS 5	568529.9898 mE	4886670.2903 mN	568444.7877 mE	4886508.4872 mN	192 m
RIFL 1	568422.0407 mE	4886554.701 mN	568576.0737 mE	4886560.851 mN	165 m
ERT 1	568423.0186 mE	4886554.658 mN	568579.4688 mE	4886561.132 mN	168 m
ERT 2	568463.5636 mE	4886647.708 mN	568580.8951 mE	4886579.9014 mN	142 m
ERT 3	568587.2746 mE	4886795.6969 mN	568541.3486 mE	4886671.9673 mN	142 m
ERT 4	568565.082 mE	4886807.47 mN	568633.972 mE	4886745.587 mN	94 m
ERT 5	568529.2727 mE	4886669.8606 mN	568445.1347 mE	4886508.9417 mN	190 m

6.3.1 Metodo sismica a rifrazione

Le indagini indirette, ed in particolare quella a rifrazione (SIS), permettono la ricostruzione bidimensionale delle geometrie e degli spessori dei depositi di copertura, fino ad investigare la parte sommitale del substrato (entro i limiti di penetrazione superficiale del metodo), e la verifica di eventuali discontinuità laterali. Il metodo di sismica a rifrazione si basa sul concetto della birifrazione delle onde elastiche a seguito di un'energizzazione, solitamente una massa battente. Data una sorgente di onde elastiche e uno stendimento di geofoni lungo un profilo, giungeranno in superficie ai geofoni onde dirette, onde riflesse e birifratte, in particolare queste ultime (*head wave*). I contrasti di impedenza possono essere legati a cause stratigrafiche, strutturali o idrogeologiche.

6.3.2 Metodo sismica a riflessione

Le indagini di sismica a rifrazione (RIFL) consentono di definire, lungo un profilo o un'area (sismica 3D), le unità litologiche presenti a grandi profondità, la loro geometria (spessori e superfici di contatto) e rapporti stratigrafici.

Utilizzata da oltre 60 anni nell'esplorazione sismica profonda per la ricerca petrolifera, la sismica a riflessione consente la ricostruzione delle strutture geologiche, ma operando con frequenze maggiori (10-500 Hz), rispetto alla sismica d'esplorazione, consente di investigare minori profondità (di regola non superiori ai 1000 m), ma ne incrementa l'elevata risoluzione laterale e verticale del dato (da qualche decimetro a qualche metro).

6.3.3 Metodo della resistività elettrica

Le indagini geoelettriche (ERT), sono tra i metodi geofisici più utilizzati per lo studio del sottosuolo. Lo scopo è quello di ricavare informazioni riguardanti la geometria e la localizzazione di elementi sepolti geologici (e non) alla luce delle loro proprietà elettriche. In particolare il metodo della resistività si realizza attraverso la misura della differenza di potenziale elettrico in diversi punti della superficie del terreno, a seguito di un'energizzazione del terreno con una batteria. L'obiettivo è ricostruire modelli di resistività del sottosuolo attraverso un processo di inversione dei dati acquisiti in campagna. Questa tipologia di rilievi non invasivi si basano sui principi che descrivono la conduzione elettrica attraverso un mezzo: più una sostanza si lascia attraversare da portatori di carica, più essa viene definita conduttiva; viceversa essa è definita resistiva.

Per realizzare misure di resistività si utilizzano 2 elettrodi conduttivi (chiamati convenzionalmente A e B) che, a contatto con il terreno, permettono l'immissione della corrente elettrica e altri due elettrodi (chiamati convenzionalmente M e N), viene misurata la differenza di potenziale (ΔV). Questa configurazione è chiamata quadripolo, ed a seconda della distanza tra A e B, con M e N fissati, si possono raggiungere differenti profondità, ottenendo infine un modello 2D di resistività del sottosuolo chiamato "tomografia elettrica". La metodologia di acquisizione può variare a seconda di come vengono posizionati sul terreno gli elettrodi di corrente e di potenziale: le configurazioni più comuni sono chiamate Wenner, Schlumberger, polo - dipolo e dipolo - dipolo.

6.3.4 Risultati delle prove geofisiche

L'analisi combinata delle diverse prove indirette, ha in generale messo in evidenza una buona correlazione tra le diverse indagini, in particolare sia tra le stesse geofisiche nelle varie tipologie eseguite, sia tra queste e le indagini geognostiche, consentendo in tal modo un perfezionamento della visione d'insieme dei dati a disposizione.

Nelle figure che seguono, sono riportati alcuni esempi dei risultati relativi alle sezioni tomografiche ottenute attraverso le diverse tecniche di indagini geofisiche adottate.

È necessario premettere che, sia attraverso le indagini indirette sia tutte le precedenti indagini eseguite (di terreno e geognostiche) è emersa una notevole complessità del versante studiato, complessità legata a un'articolata storia evolutiva testimoniata anche dalla presenza di diverse microstrutture riconosciute nell'analisi delle carote dei sondaggi (si veda anche "Relazione geologica illustrativa").

Tale assetto complesso, unitamente alla tenera natura del substrato roccioso presente nell'area, influenzano considerevolmente l'interpretazione dei risultati delle indagini indirette, in particolare nella determi-

nazione della posizione in profondità del substrato sano. Pertanto, in considerazione dello stato di alterazione e tettonizzazione di quest'ultimo, riconosciuto anche nei sondaggi, e della sua intrinseca relativa resistenza, un limite netto di tale contatto non è sempre di facile determinazione.

Nonostante ciò, a livello generale le indagini hanno permesso di definire alcuni elementi abbastanza attendibili tra i quali la presenza di un orizzonte relativamente superficiale attribuibile sia ai depositi eluvio colluviali prodottisi a spese del substrato roccioso alterato, sia dal cappellaccio di alterazione del substrato tenero che nella parte superficiale è appunto intensamente alterato, allentato e parzialmente destrutturato. Questo primo orizzonte, in base alle diverse velocità delle onde sismiche e della resistività elettrica risulta avere uno spessore massimo variabile da circa 10-12 m nella parte occidentale dell'area, a circa 25 m nel settore orientale, evidenziando pertanto un trend di inspessimento verso est e, conseguentemente, un approfondimento, verso questa direzione, del substrato roccioso più "saldo" (Figura 15 e Figura 16).

Le indagini hanno inoltre evidenziato una complicata strutturazione dell'ammasso roccioso in profondità. In particolare, la sismica a riflessione (RIFL1), ha consentito una maggiore profondità d'investigazione rispetto alle altre due tipologie d'indagini, mettendo in luce la presenza di strutture, verosimilmente, sia di tipo duttile (piegamenti e/o ondulazione dei contatti) sia di tipo fragile (faglie e contatti tettonici). Tale strutturazione è in generale accordo con quanto identificato nei sondaggi e in particolare con i dati geologici di superficie raccolti nel corso del rilevamento (si rimanda a riguardo anche a quanto descritto nell'elaborato "Relazione geologica illustrativa").

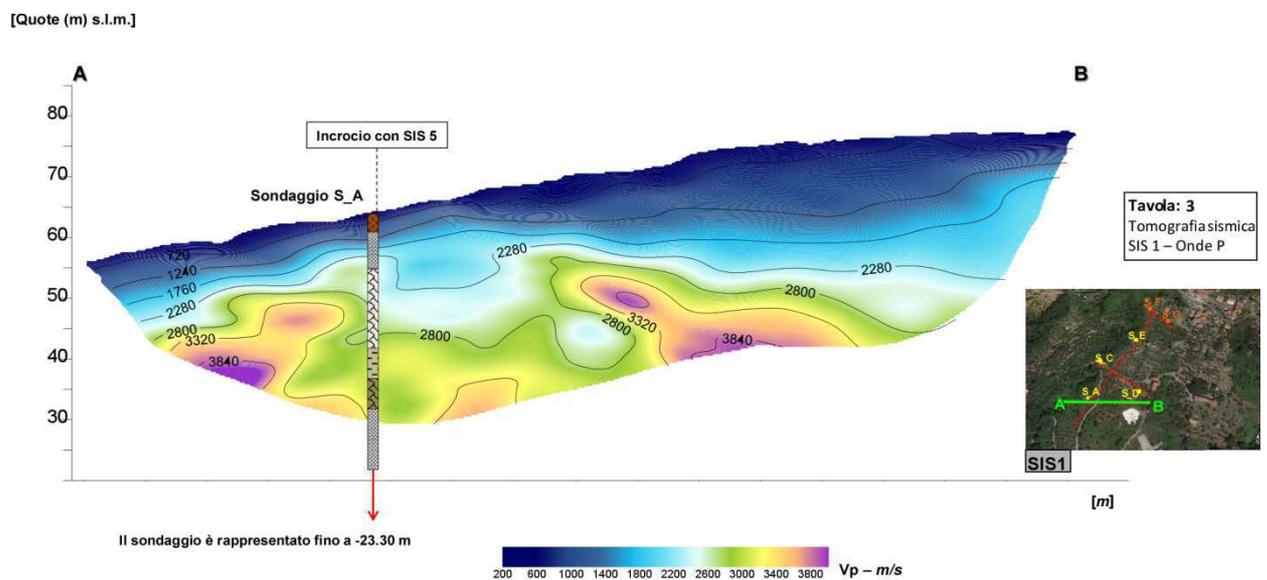


Figura 15 Tavola della Tomografia sismica SIS 1 (Onde P).

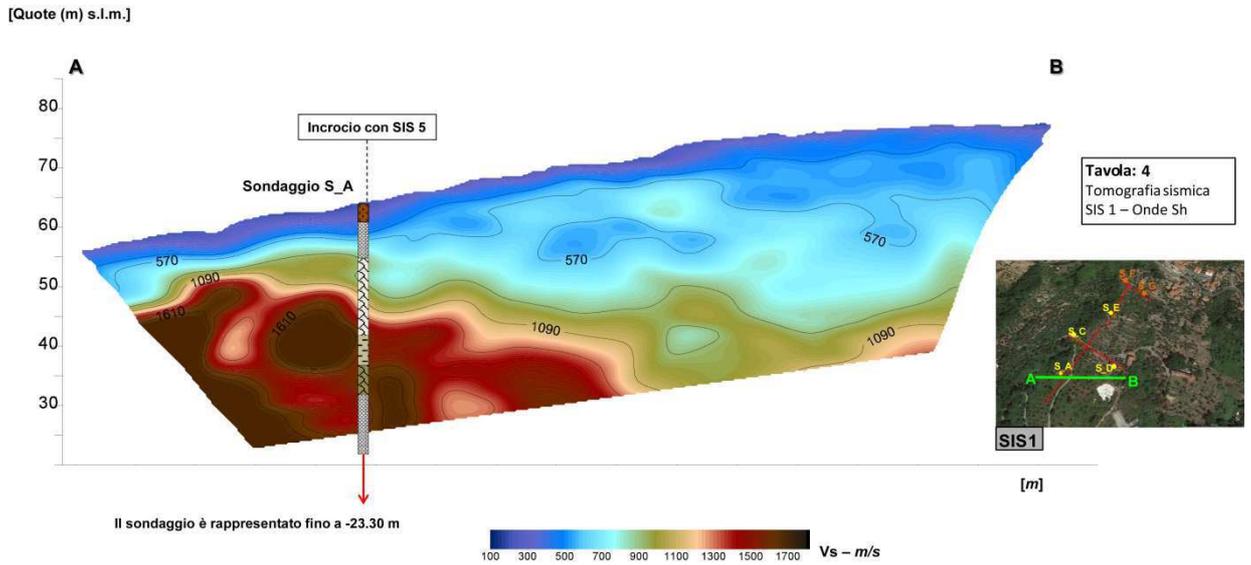


Figura 16: Tavola della Tomografia sismica SIS 1 (Onde Sh).

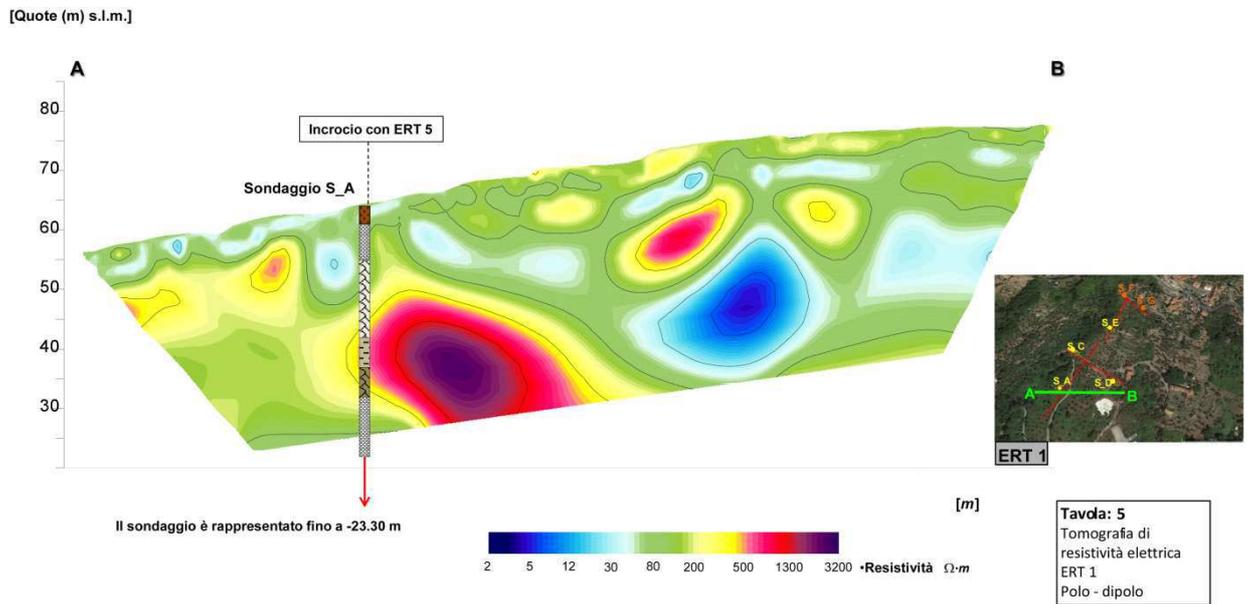


Figura 17: Tavola della Tomografia di resistività geoelettrica ERT 1 (Polo - dipolo).

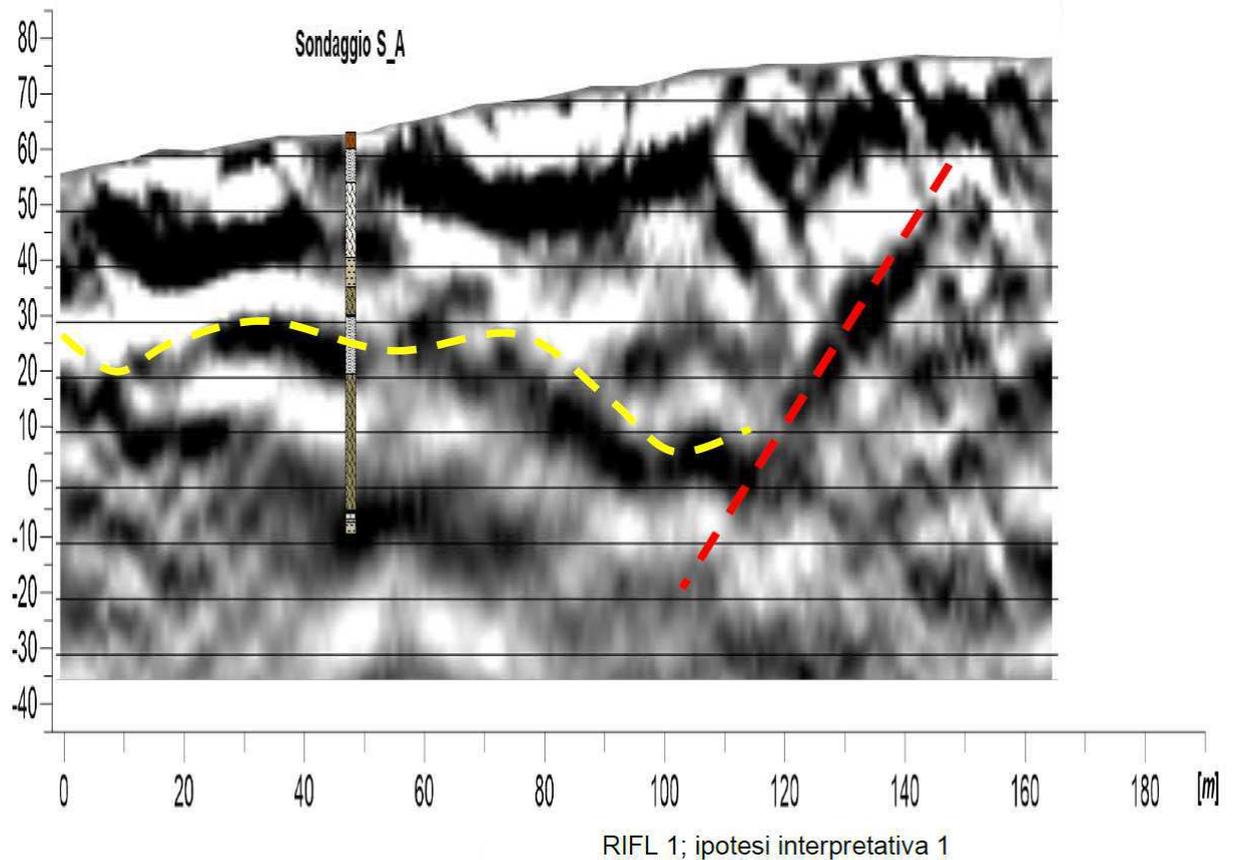


Figura 18: Tavola della Tomografia sismica RIFL 1.

Per una migliore comprensione globale dell'area di studio, sono state inoltre rappresentate in 3D le tomografie sismiche delle onde di volume P, quelle delle onde Sh e le tomografie geoelettriche (Figura 19, Figura 20 e Figura 21).

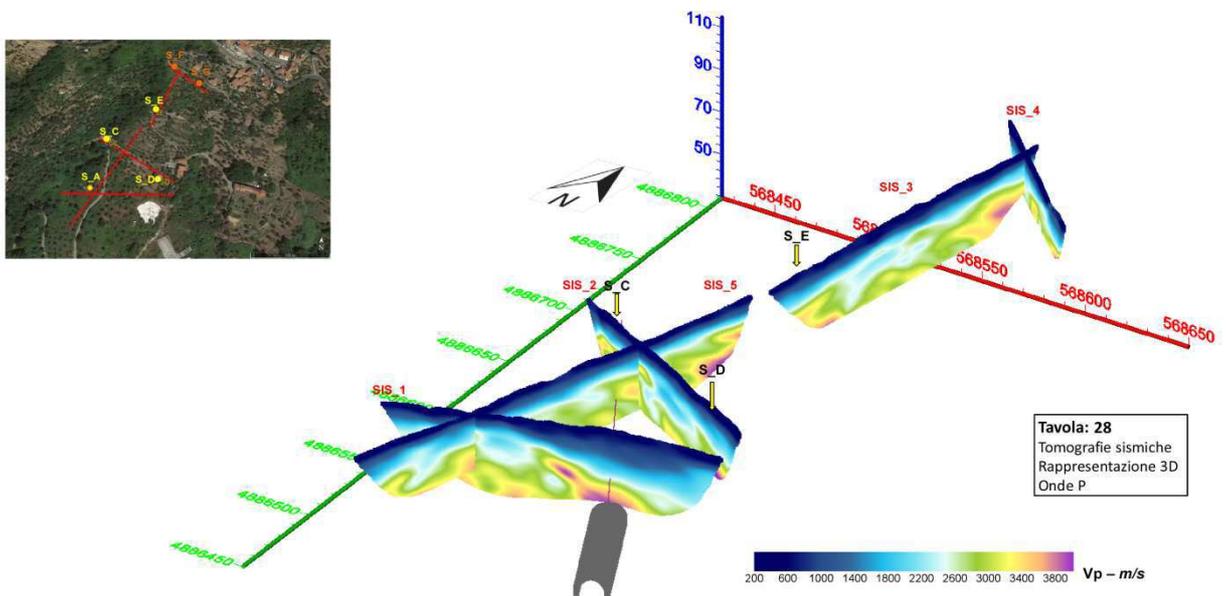


Figura 19: Tavola delle Tomografie sismiche Onde P (Rappresentazione 3D), dell'intero versante.

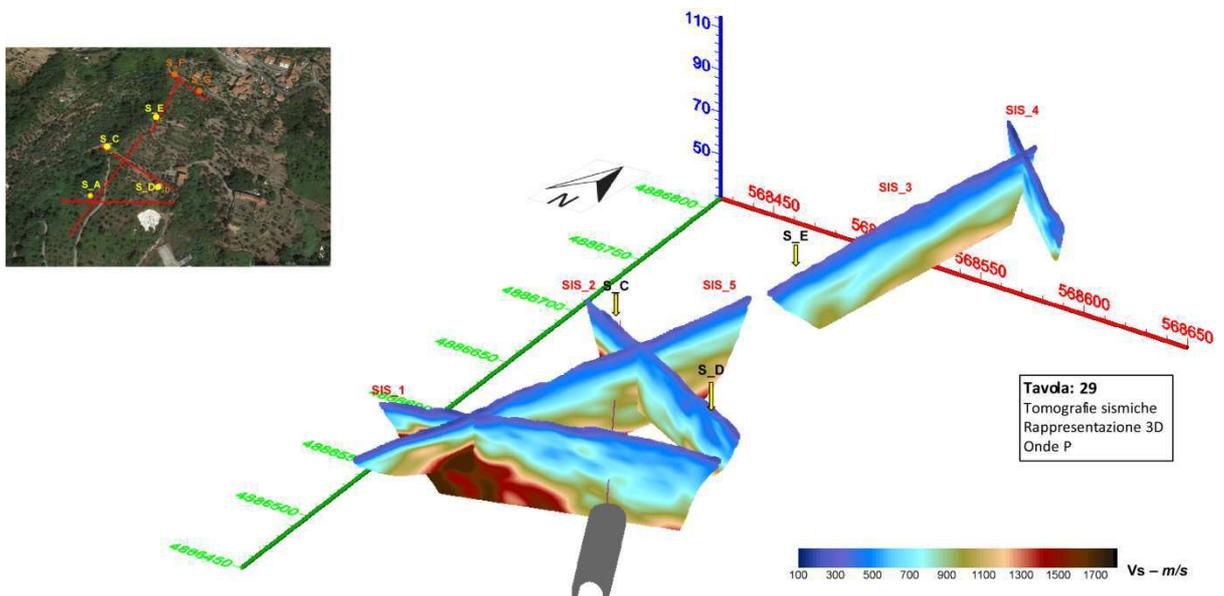


Figura 20: Tavola delle Tomografie sismiche Onde Sh (Rappresentazione 3D), dell'intero versante.

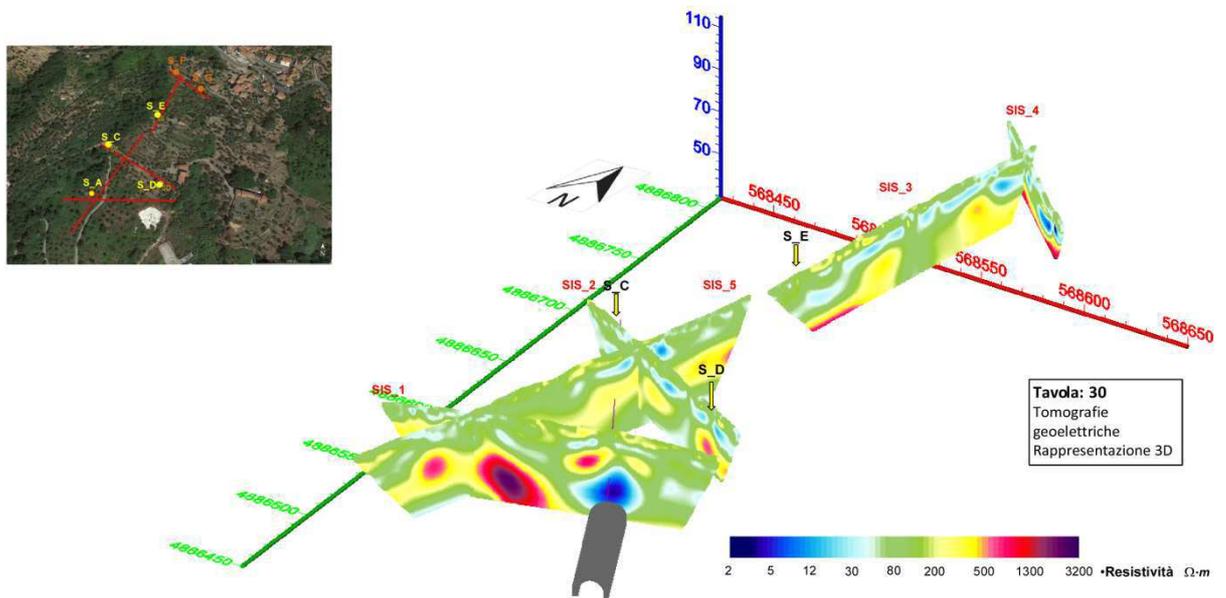


Figura 21: Tavola delle Tomografie geoelettriche (Rappresentazione 3D), dell'intero versante.

6.4 MISURE DEL LIVELLO DELLA FALDA

Nel corso della campagna indagini 2018-2019 è stato eseguito un monitoraggio piezometrico nei sondaggi attrezzati con piezometri.

Delle verticali disponibili, la maggior parte è equipaggiata con sensori piezometrici inseriti, a diverse quote, con le colonne inclinometriche automatiche di tipo DMS e MUMS; una è stata attrezzata con piezometro a tubo aperto.

Inoltre, insieme ai fori di nuova esecuzione, il monitoraggio piezometrico è stato condotto anche su alcuni piezometri (a tubo aperto e con celle piezometriche) installati nel corso delle precedenti campagne indagini, tuttora accessibili e misurabili.

Nella Tabella 38 è riportata la sintesi del monitoraggio del livello della falda, relativamente le misure della soggiacenza da p.c. e delle quote assolute.

Per maggiori dettagli relativamente le misure piezometriche, le oscillazioni della falda e il confronto con le precipitazioni registrate nel periodo di monitoraggio si rimanda anche all'elaborato "Relazione di analisi del monitoraggio eseguito".

Tabella 38: Sintesi delle misure della soggiacenza della falda eseguite nel corso del monitoraggio piezometrico 2018-2019.

MONITORAGGIO PIEZOMETRICO									
DATA	SOGGIACENZA FALDA DA PIANO CAMPAGNA (m)								
	SA DMS	SA MUMS	SB PIEZ	N4 P	N2 P		SF DMS	SF MUMS	SG MUMS
					CELLA -12 m	CELLA - 30 m			
23/11/2018	-	-	-	-7,75	-4,46	-4,53	-	-	-
26/11/2018	-	-	-	-6,65	-4,41	-4,45	-	-	-
29/11/2018	-	-	-	-6,98	-4,35	-4,38	-	-	-
04/12/2018	-	-	-	-7,43	-4,35	-4,38	-	-	-
12/12/2018	-	-	-	-7,35	-4,63	-4,64	-	-	-
19/12/2018	-	-	-	-7,41	-4,63	-4,64	-	-	-
12/01/2019	-	-	-	-7,62	-4,66	-4,64	-	-	-
25/01/2019	-12,48	-7,9	-	-7,65	-4,8	-4,7	-	-	-
05/02/2019	-12,54	-8,1	-9,98	-7,58	-4,53	-4,4	-	-	-
25/02/2019	-12,64	-8,14	-10,1	-7,6	-4,85	-4,8	-	-	-2,9
05/03/2019	-12,82	-8,23	-10,15	-7,8	-4,95	-4,9	-2,05	-1,4	-3,4
08/04/2019	-	-	-10,05	-7,15	-4,09	-3,82	-	-	-
10/05/2019				-7,1	-4,25	-4,17			
11/05/2019			-9,3						

QUOTA PIEZOMETRICA ASSOLUTA (m s.l.m.)									
DATA	SA DMS	SA MUMS	SB PIEZ	N4 P	N2 P		SF DMS	SF MUMS	SG MUMS
					CELLA -12 m	CELLA - 30 m			
	23/11/2018	-	-	-	59,46	70,37	70,3	-	-
26/11/2018	-	-	-	60,56	70,42	70,38	-	-	-
29/11/2018	-	-	-	60,23	70,48	70,45	-	-	-
04/12/2018	-	-	-	59,78	70,48	70,45	-	-	-
12/12/2018	-	-	-	59,86	70,2	70,19	-	-	-
19/12/2018	-	-	-	59,8	70,2	70,19	-	-	-
12/01/2019	-	-	-	59,59	70,17	70,19	-	-	-
25/01/2019	54,56	59,62	-	59,56	70,03	70,13	-	-	-
05/02/2019	54,5	59,42	40,38	59,63	70,3	70,43	-	-	-
25/02/2019	54,4	59,38	40,26	59,61	69,98	70,03	-	-	102,77
05/03/2019	54,22	59,29	40,21	59,41	69,88	70,03	105,98	106,27	102,27
08/04/2019	-	-	40,31	60,06	70,74	71,01	-	-	-
10/05/2019				60,11	70,58	70,66			
11/05/2019			41,06						

7 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

In base alle diverse prove eseguite e sopra descritte, in ciascuna fase progettuale e di studio è stata eseguita una parametrizzazione geotecnica dei terreni (depositi), della parte più terrigena e disgregata delle formazioni litoidi e, in taluni casi, degli ammassi prettamente litoidi.

7.1 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO DEFINITIVO

Si riportiamo di seguito i dati relativi alla formazione maggiormente affiorante e analizzate nella campagna indagini del 2001 di Progetto Definitivo. Di seguito sono riportati i valori medi dei parametri meccanici (angolo di attrito e coesione) determinati per le Argille e Calcari di Canetolo.

Tabella 39: ARGILLE E CALCARI DI CANETOLO

φ (°)	29,5
c (kPa)	2,7

Nell'ambito del Progetto Definitivo, le prove di laboratorio legate alle prove 2001 presentano dei valori, ottenuti da specifiche prove di taglio e da triassiali, di coesione molto bassa. Contemporaneamente, i risultati delle prove del 2001 presentano dei valori dell'angolo di attrito generalmente concordanti con quelli determinati con le successive prove di laboratorio di Progetto Esecutivo.

7.2 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO ESECUTIVO

7.2.1 TERRENI E ROCCE TENERE

Di seguito viene fornita, per le formazioni interessanti la galleria "Felettino I", una parametrizzazione che considera i vari passaggi litologici delle formazioni stesse. I dati forniti si riferiscono generalmente alla parte più terrigena di ogni singolo litotipo; infatti, tali dati scaturiscono prevalentemente dalle prove di laboratorio e che, come tali, derivano dai campioni prevalentemente terrigeni ed aventi meno strati litoidi o meno clasti grossolani.

Nel dettaglio, in sede di Progetto Esecutivo, per le formazioni di Canetolo e Ponte Bratica vengono definite tre distinte facies:

- C1/B1: facies detritica
- C2/B2: facies allentata
- C3//B2: facies compatta

Tabella 40: ARGILLE E CALCARI DI CANETOLO

	C1	C2	C3
γ (kN/m ³)	21-22	22-23	22-24
φ (°)	26-28	28-29	28-32
c (kPa)	10-20	30-50	90-130

Tabella 41: ARENARIE DI PONTE BRATICA

	B1	B2	B3
γ (kN/m ³)	19-20	20-21	20-22
φ (°)	26-28	27-29	28-30
c (kPa)	5-10	20-35	70-100

7.2.2 FORMAZIONI LITOIDI

I rilievi geomeccanici eseguiti nell'ambito del Progetto Esecutivo hanno interessato le varie formazioni presenti nell'area e per mezzo di tali indagini è stato possibile poter evidenziare e attribuire i vari parametri che permettono la classificazione geomeccanica di Bieniawski. Tali dati sono stati integrati con i numerosi elementi emersi con la realizzazione dei sondaggi geognostici.

Di seguito si riporta una sintesi, per le formazioni presenti nel settore della galleria "Felettino I", dei valori di RQD, della spaziatura delle discontinuità, della resistenza della roccia intatta, e inoltre le condizioni delle discontinuità e le condizioni idrauliche. Il range dei valori riportati è relativo alle variazioni presenti all'interno della stessa formazione ed in particolare si fa riferimento ai livelli che interagiscono con il progetto in esame.

In conseguenza di quanto sopra riportato, anche l'indice conclusivo della classificazione di Bieniawski, cioè l'RMR viene indicato con un range comprendente le diverse caratteristiche del litotipo in esame.

Tabella 42: Sintesi dei parametri geomeccanici della Formazione delle Argille e Calcarei di Canetolo

Resistenza della roccia intatta	30-100 MPa
RQD	0-40 %
Spaziatura delle discontinuità	5-30 cm
Condizioni delle discontinuità	4-5 classe
Condizioni idrauliche	Asciutte
RMR	27-50

Tabella 43: Sintesi dei parametri geomeccanici della Formazione delle Arenarie di Ponte Bratica

Resistenza della roccia intatta	25-50 MPa
RQD	0-15 %
Spaziatura delle discontinuità	5-15 cm
Condizioni delle discontinuità	4-5 classe
Condizioni idrauliche	Asciutte
RMR	27-40

In aggiunta, considerato che tali depositi risultano parzialmente coinvolti nel dissesto in atto presso il versante in esame, la scelta di istituire una sola unità geotecnica permette di valutare i parametri geotecnici medi di tutto il corpo di frana.

7.3 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA CAMPAGNA INDAGINI 2014 - 2015

Sulla base delle prove di laboratorio geotecnico e delle prove in situ eseguite è stato possibile fornire i parametri geotecnici relativi ai depositi eluvio-colluviali presenti diffusamente nell'area in esame e coinvolti direttamente nel dissesto gravitativo. Tali depositi, sebbene caratterizzati da eterogeneità litologiche, sono stati quindi inseriti entro l'unità geotecnica omogenea "UGa", in quanto al loro interno non sono state individuate delle variazioni stratigrafiche sufficientemente continue e correlabili lateralmente in modo da giustificare la definizione di ulteriori unità geotecniche.

In aggiunta, considerato che tali depositi risultano parzialmente coinvolti nel dissesto gravitativo in atto presso il versante in esame, la scelta di istituire una sola unità geotecnica permette di valutare i parametri geotecnici medi di tutto il corpo di frana.

Tabella 44: Parametri geotecnici ricavati per l'unità geotecnica "UGa"

Unità geotecnica	Peso di volume (kN/m ³)	Coesione non drenata c _u (kPa)	Angolo di resistenza al taglio residuo φ _r (°)	Modulo di Young E (MPa)
UGa	22,2	66	20-30	55 (fino a 20 m) e 500 (da 20 m a 47 m)

Per quanto concerne i valori riportati in Tabella 44:

- il valore del peso di volume è stato assunto mediando tutte le determinazioni di laboratorio eseguite;
- Il valore di coesione non drenata è stato assunto considerando la media dei valori ricavati dalla correlazione di Shioi-Fukui, in quanto essa ha fornito i valori maggiormente cautelativi;
- L'angolo di resistenza al taglio residuo è stato ricavato dalle prove di taglio anulare;
- Il valore del modulo di Young è stato suddiviso entro valori fino a 20 m (ottenuto da prove pressiometriche) e valori superiori a 20 m (ottenuto da prove dilatometriche) sebbene tali dati presentino delle incertezze di interpretazione.

Per quanto concerne il substrato roccioso, costituito dalle Argille e calcari di Canetolo (ACC), durante le indagini eseguite nel corso della campagna indagini 2014-2015 non sono state realizzate prove geotecniche di laboratorio ed in situ, pertanto per esso non ne è stata fornita una caratterizzazione geotecnica.

7.4 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA ADOTTATA NEL PRESENTE STUDIO

In seguito ai dati acquisiti nell'ambito dell'ultima campagna indagini (2018-2019), i cui risultati sono stati descritti in precedenza, è stato possibile caratterizzare sotto il profilo geotecnico i terreni indagati nell'area di studio.

Di seguito è fornita la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei diversi orizzonti geotecnici individuati i quali, verosimilmente rappresentano la chiave di lettura della presenza del dissesto e della sua evoluzione in profondità.

Rispetto alle precedenti fasi progettuali, nell'attuale fase di studio l'ammasso roccioso non è stato differenziato su base litologica e/o formazionale, ma unicamente in base alle caratteristiche geologico-geotecniche riscontrate e alla loro distribuzione. In particolare, sono state distinte 3 principali Unità Geotecniche in grado di descrivere il comportamento geotecnico medio del sottosuolo indagato, nel dettaglio:

- **Unità UG1:** a sua volta suddivisa in due sotto unità, l'**UG1a:** rappresentata dall'orizzonte più superficiale, costituito da depositi eluvio-colluviali e dalla porzione superiore del substrato roccioso, intensamente alterato e parzialmente destrutturato; l'**UG1b:** costituita dagli stessi termini dell'UG1a e interessata da processi gravitativi.
- **Unità UG2:** orizzonte intermedio, costituito dal substrato roccioso indifferenziato, con ammasso roccioso generalmente di aspetto litoide, di debole resistenza, costituito da Argilliti, Calcari, Calcari marnosi, Marne siltose e Siltiti, da fratturato a molto fratturato, con porzioni da poco consistenti a inconsistenti.
- **Unità UG3:** orizzonte più profondo, costituito da ammasso roccioso in maggioranza tettonizzato, da molto disturbato a parzialmente destrutturato-brecciato.

Come accennato in precedenza, l'insieme degli ultimi dati acquisiti e il loro confronto hanno permesso di definire i principali parametri geotecnici, in particolare:

- i valori di peso di volume sono stati definiti dalle prove di laboratorio geotecnico;
- i valori di modulo sono stati principalmente ricavati dai dati derivanti dalle prove in foro (in particolare dalle prove pressiometriche) e per mezzo di analisi eseguite con i criteri di rottura di *Hoek&Brown* e *Mohr-Coulomb*;
- i valori di coesione e di angolo di resistenza al taglio sono stati definiti per mezzo delle prove di laboratorio, dalla *back-analysis* attraverso le verifiche di stabilità (per l'UG1b) e per mezzo di analisi eseguite con i criteri di rottura di *Hoek&Brown* e *Mohr-Coulomb*;
- i valori di coesione non drenata sono stati definiti per mezzo delle prove pressiometriche e delle prove SPT attraverso l'utilizzo di opportune correlazioni;
- i valori di resistenza a compressione semplice sono stati ricavati dalle prove di laboratorio, in particolare dalle prove di compressione monoassiale e dalle prove di PLT (*Point Load Test*);
- i valori di GSI sono stati stimati in base alle evidenze di terreno e alle carote dei sondaggi.

Il modello geotecnico sopra descritto è presentato in Figura 22 attraverso la sezione geotecnica 5-5', eseguita lungo il versante in corrispondenza della direzione di massima pendenza e ubicata in posizione centrale al corpo di frana. Si rimanda inoltre agli specifici elaborati grafici per le altre sezioni e profili geotecnici realizzate in questo studio.

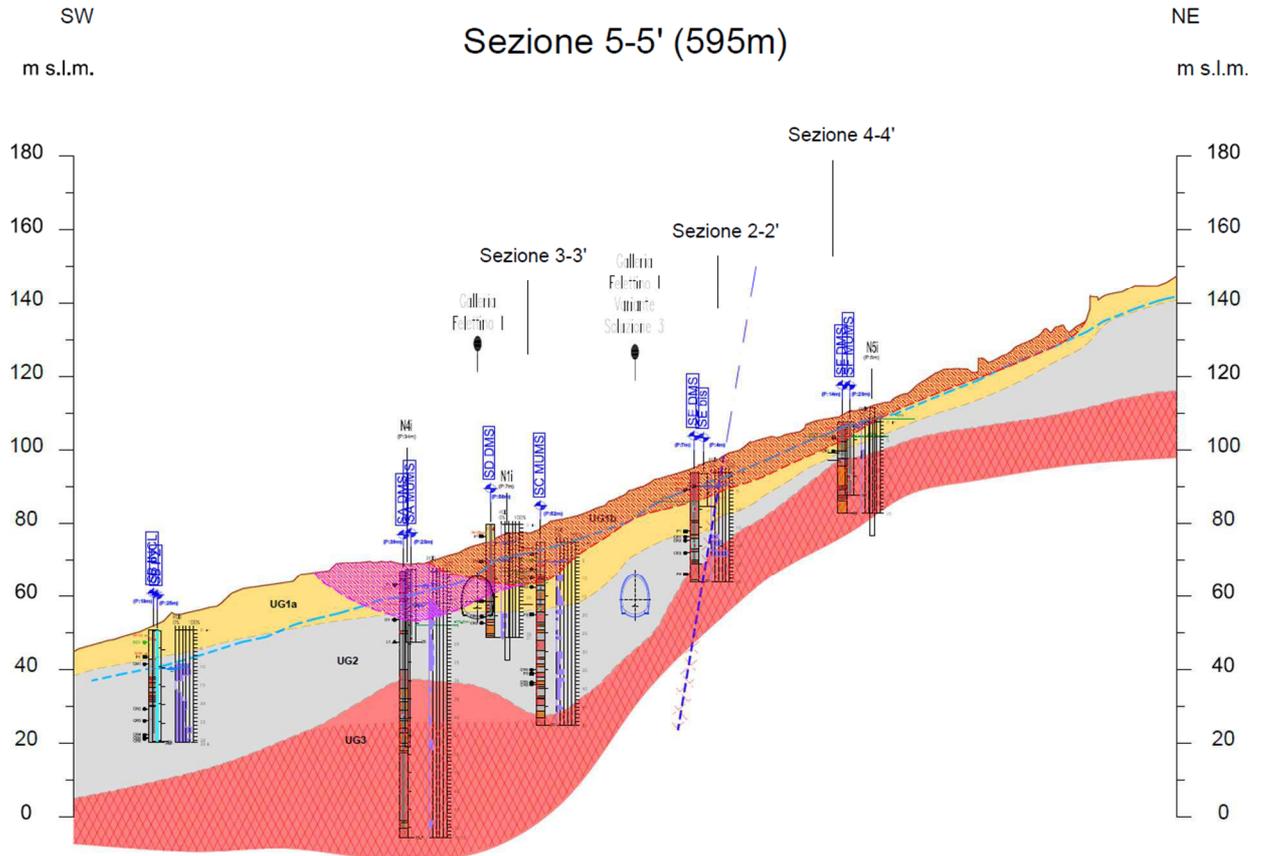


Figura 22: Sezione geotecnica 5-5', ricostruita lungo la massima pendenza del versante nel settore identificato in frana. Con la campitura puntinata rossa è indicata l'area in frana riconosciuta come certa, con la campitura puntinata magenta l'area in frana riconosciuta come incerta, entrambe ricadenti nell'unità UG1b, in giallo l'unità UG1a (non in frana), in grigio l'unità UG2 e in rosso l'unità UG3.

7.5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI INCOERENTI

I depositi incoerenti o parzialmente sciolti costituiscono l'orizzonte più superficiale definito come Unità UG1. Quest'orizzonte è costituito da depositi di copertura dell'ammasso roccioso, in generale rappresentati da una coltre detritico eluvio-colluviale, originatisi a spese delle porzioni più alterate e degradate del substrato roccioso, oltre che da porzioni di quest'ultimo, ancora in parte riconoscibile, parzialmente destrutturate, intensamente alterate e talora argillificate. Tale unità, a livello geologico, è stata anche genericamente descritta come "coperture s.l.".

Come già accennato, quest'unità è parzialmente coinvolta nei processi gravitativi presenti nell'area di studio, in essa, infatti, si localizzano le superfici di scivolamento i cui movimenti sono stati rilevati per mezzo della strumentazione inclinometrica installata nei fori di sondaggio e dal monitoraggio eseguito a partire dalla fine del 2018 e tutt'ora in corso (si veda anche l'elaborato "Relazione di analisi del monitoraggio eseguito").

Gli intervalli dei parametri geotecnici, attribuiti a questi depositi, sono i seguenti:

Tabella 45: Parametri geotecnici ricavati per l'unità geotecnica "UG1"

Unità Geotecnica	Tipologia	Peso di volume	Coesione	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di Young	Coesione non drenata
		γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	E (MPa)	Cu (kPa)
UG1	UG1a Depositi eluvio-col-luviali e substrato intensamente alterato	20÷21	10÷15	22÷25	30÷135	100÷200
	UG1b Settori di UG1a in frana	20÷21	0÷5	19	10÷20	50÷100

Per la definizione dei valori del peso di volume sono stati utilizzati i dati delle prove di laboratorio; per i valori di modulo e di coesione non drenata sono stati utilizzati i valori ricavati dalle prove pressiometriche e dalle correlazioni attraverso l'elaborazione delle prove SPT; per la definizione dei valori di coesione e angolo d'attrito sono state in parte utilizzate le prove di laboratorio e, come già anticipato, per le porzioni coinvolte dai movimenti gravitativi si è scelto di utilizzare i valori ricavati dalla *back-analysis* (Per la descrizione dettagliata delle *back-analyses 3D* si rimanda allo specifico elaborato (T00OM00GETRE02A_Relazione di calcolo modello 3D-Versante Carozzo), sia poiché fornisce risultati più cautelativi, oltre che verosimili, sia per la limitata rappresentatività statistica dei dati provenienti dalle prove di laboratorio, poiché eseguite su soli 3 campioni.

7.6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'ammasso roccioso presenta carattere flyschoidale, è principalmente costituito da Argilliti, Calcari, Calcari marnosi, Marne siltose e Siltiti, in generale è rappresentato da un ammasso roccioso finemente stratificato, talvolta caotico e deformato, con comportamento disomogeneo, a seconda della percentuale di frazione argillitica e calcarea, sul quale sovente si sovrappone un disturbo tettonico che tende a conferire all'ammasso qualità geomeccaniche generalmente da scadenti a molto scadenti.

Dal punto di vista geotecnico, l'ammasso roccioso è stato suddiviso e distinto in due principali unità geotecniche (UG2 e UG3).

L'unità UG2 è rappresentativa dalle porzioni di ammasso caratterizzato dalle principali porzioni litoidi, sebbene generalmente di mediocre qualità, di debole resistenza e alternato con livelli alterati e parzialmente destrutturati.

L'unità UG3 è rappresentativa delle porzioni di ammasso più tettonizzato, alterato e parzialmente destrutturato, principalmente coinvolto nei diversi cinematismi tettonici fragili, che sviluppano in taluni casi brecce di faglia.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri geomeccanici attribuiti alle due unità in questione, si è scelto di utilizzare principalmente i dati provenienti dalla campagna indagini 2018-2019, in quanto specificatamente eseguita per questo studio e modellazione. Inoltre, i precedenti studi attribuivano l'ammasso roccioso a una diversa formazione litologica, quella delle Argille di Canetolo, per lo più rappresentata da Argille e Calcari. Diversamente, nell'ambito di questo studio geologico e geotecnico, i rilievi di superficie e le indagini hanno permesso di stabilire che l'area in esame è caratterizzata dall'unità di Bratica s.l. e più specificatamente dalla sub-unità costituita da argilliti, calcari, calcari marnosi, marne siltose e siltiti, pertanto rappresentativa di un ammasso maggiormente disomogeneo.

I range dei parametri, rappresentativi delle due unità geotecniche in cui è stato suddiviso l'ammasso, sono i seguenti:

Tabella 46: Parametri geotecnici ricavati per le unità geotecniche "UG2 e UG3"

Unità geotecnica	Tipologia	Peso di volume	Coesione	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di deformazione	Compressione monoassiale	GSI
		(kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E _m (MPa)	σ_c (MPa)	-
UG2	Substrato da litoidi a parzialmente alterato-destrutturato	24÷26	100÷200	19÷28	250÷1000	5÷20	30÷50
UG3	Ammasso tettonizzato, parzialmente destrutturato-brecciato	24÷26	80-140	17-22	60÷100	5÷10	20÷30

Per la definizione dei valori del peso di volume e per i valori di compressione monoassiale sono stati rispettivamente utilizzati i dati derivanti dalle prove di laboratorio, dei quali sono stati considerati maggiormente rappresentativi i valori minimi e medi, scartando i valori massimi; per i valori di modulo, di coesione e di angolo d'attrito si sono presi a riferimento quelli ricavati con i criteri di rottura di *Hoek&Brown* e *Mohr-Coulomb* nei quali, per ciascuna unità geotecnica, sono stati impiegati come dati di input i valori minimi di resistenza ricavati dalle prove di laboratorio ed i valori minimi e massimi di GSI stimati sugli affioramenti e sulle carote dei sondaggi (Figura 23).

Tale approccio è consistente in quanto, per l'unità UG2, i soli valori ricavati dalle prove di laboratorio non possono essere considerati indicativi del generale comportamento dell'ammasso, ma sono invece in buona parte rappresentativi delle porzioni di ammasso di migliore qualità; diversamente, come già ricordato, l'ammasso roccioso dell'unità UG2 è in generale caratterizzato da mediocre qualità, di debole resistenza e sovente interessato da livelli alterati e parzialmente destrutturati.

Lo stesso approccio è stato utilizzato per l'unità UG3, per la quale, tra l'altro, non erano disponibili dati di laboratorio relativamente i valori di modulo, di coesione e di angolo d'attrito.

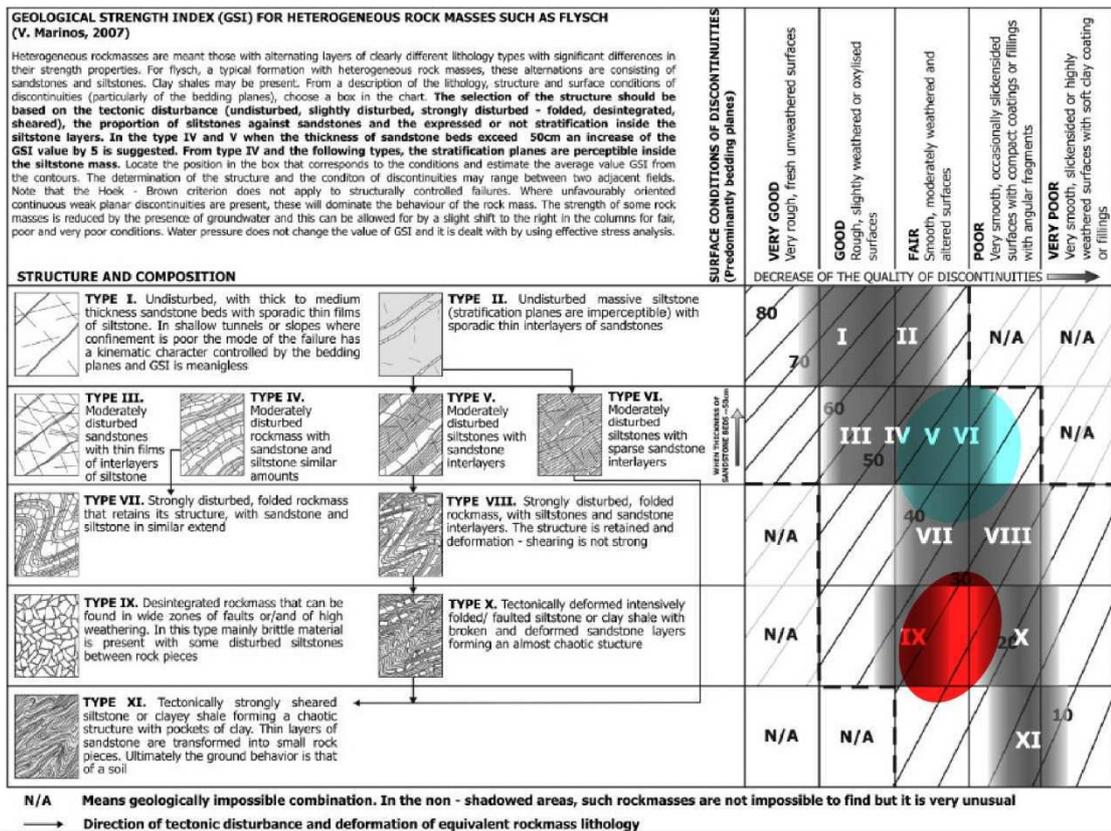


Figura 23: Diagramma relativo alla classificazione dell'indice GSI (*Geological Strength Index*) per gli ammassi rocciosi eterogenei (V. Marinos, 2007), con indicati il campo di variazione dell'unità UG2 (in ciano) e il campo di variazione dell'unità UG3 (in rosso).

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

8.1 SISMICITÀ DEL SITO

Come prescritto dal D.M. 17 Gennaio 2018, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base dal sito di costruzione; determinando, per il caso in oggetto, l'accelerazione orizzontale attesa di progetto, a_g , e non più considerando, come nelle NTC 2008, la classificazione per zone sismiche.

Nella Figura 24 è riportata la carta della pericolosità sismica di base in termini di accelerazione al suolo estrapolata dal sito ufficiale dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

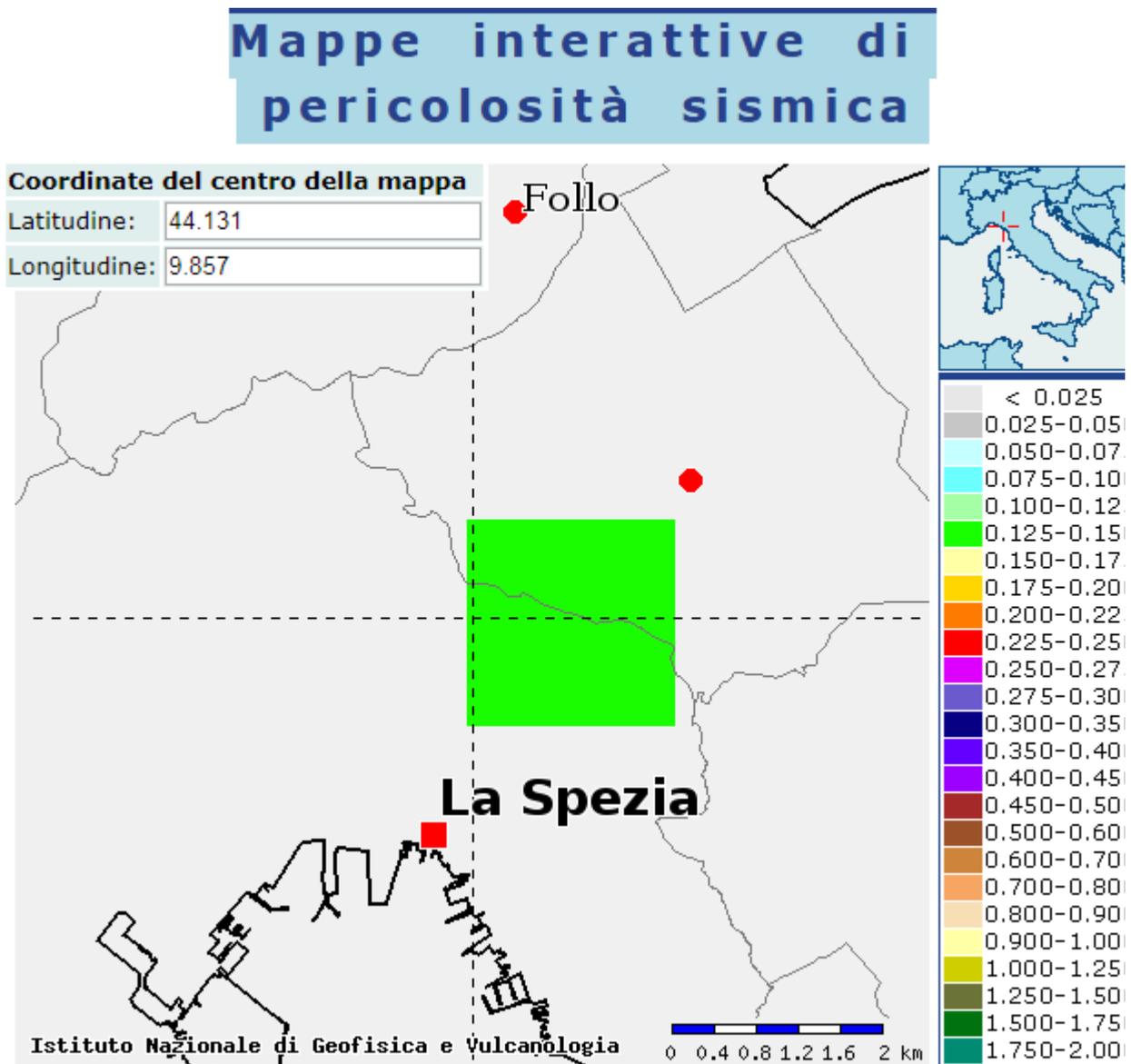


Figura 24: Mappa interattiva estratta tramite sito INGV, dell'accelerazione massima attesa (a_g) dell'area del Comune di La Spezia.

Nei paragrafi seguenti si definisce la caratterizzazione sismica del sito in accordo alla metodologia prevista dalle "Norme tecniche per le costruzioni" – NTC 2018 e alla Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" n. 7 del 21 Gennaio 2019. .

8.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Le NTC 2018 hanno introdotto un sisma di progetto non più per ogni comune (OPCM 3274 e s.m.i. e NTC-05, peraltro questa ultima abrogata), ma per ogni punto del territorio (punti di ancoraggi nodali di un reticolo di 4 km di lato).

Le coordinate geografiche del sito in oggetto, come in Tabella 44, sono espresse in gradi sessadecimali e riferite al sistema di riferimento WGS 84, sono riportate nella Tabella 47.

Tabella 47: Coordinate geografiche ED50 dei poli di riferimento per il sito in oggetto. Tabella 48: Coordinate geografiche ED50 dei poli di riferimento per il sito in oggetto.

SITO	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	18262	44,1272	9,7987	4770,198
Sito 2	18263	44,1293	9,8683	821,593
Sito 3	18041	44,1793	9,8653	5396,332
Sito 4	18040	44,1771	9,7957	7153,730

e sono riferite al baricentro dell'area di interesse, che ha coordinate:

- latitudine: 44,1300°
- longitudine: 9,8572°

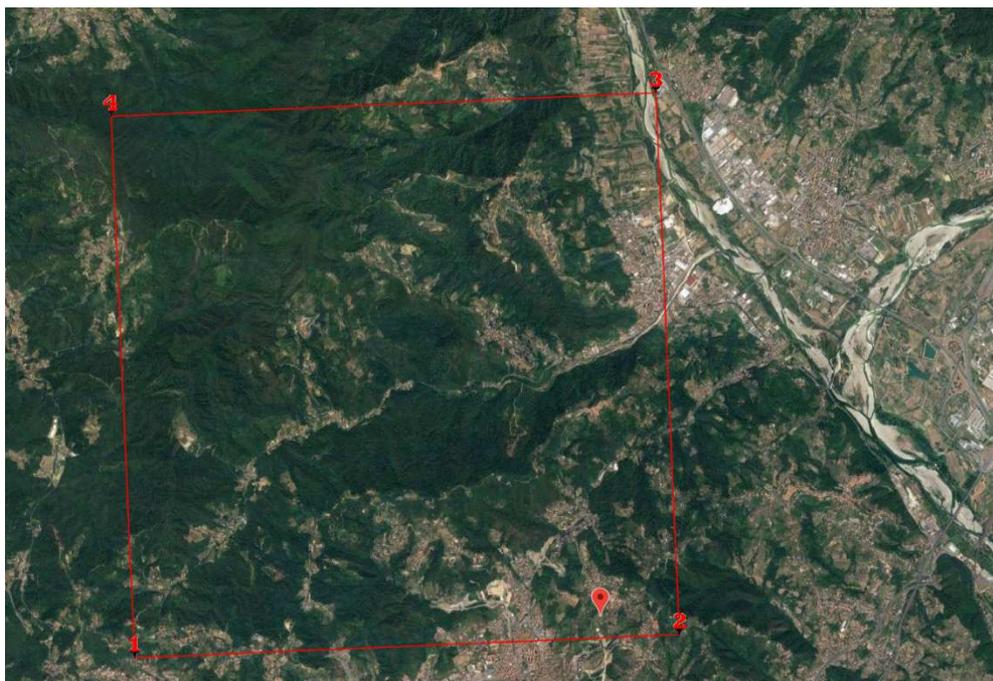


Figura 25: Mappa dei vertici di riferimento (punti nodali di ancoraggio) della maglia di appartenenza per il sito in oggetto. L'area in studio è indicata dal segneposto di colore rosso.

Tabella 48: Coordinate geografiche ED50 dei poli di riferimento per il sito in oggetto.

SITO	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	18262	44,1272	9,7987	4770,198
Sito 2	18263	44,1293	9,8683	821,593
Sito 3	18041	44,1793	9,8653	5396,332
Sito 4	18040	44,1771	9,7957	7153,730

8.3 TEMPO DI RITORNO

Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della probabilità di superamento P_{VR} in un dato tempo di ritorno T_R . Queste due grandezze sono correlate tra loro secondo la seguente relazione:

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

dove:

- T_R è il tempo di ritorno,
- V_R è il periodo di riferimento dell'opera,
- P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , per ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente Tabella 49:

Tabella 49: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

	Stati limite	P_{VR}
Stati limite di servizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per le strutture sotterranee in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte principalmente facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), con P_{VR} , pari al 10%.

Nella Tabella 50 si riportano i valori della probabilità di superamento e del rispettivo tempo di ritorno relativamente alla stabilità del versante.

Tabella 50: Valori di probabilità di superamento, tempo di ritorno e coefficienti relativi allo stato SLV

Tipo di opera	V_N [anni]	C_u	V_R	P_{VR}	T_R
2	50	1	50	10%	475

8.4 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, come indicato nelle NTC 2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

L'area in esame, sulla base delle descrizioni delle tipologie di sottosuolo, può essere identificata con la categoria di sottosuolo di tipo "A", come da indicazioni della Tabella 51.

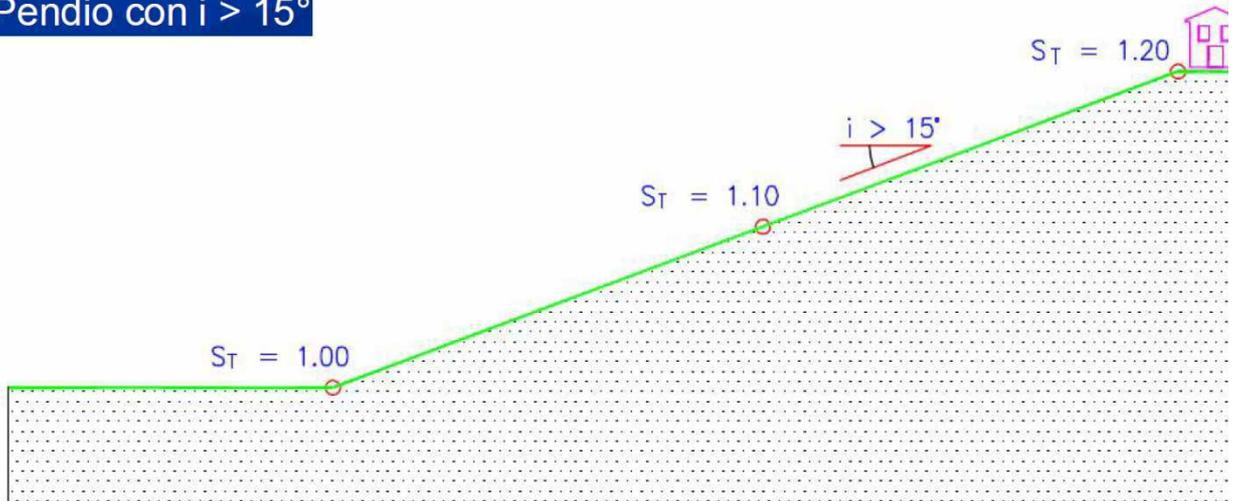
Tabella 51: Categorie di sottosuolo di riferimento

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

8.5 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tabella 52. L'area in esame è caratterizzata da una categoria topografica di tipo "T2", ovvero con pendii aventi inclinazione al di sopra dei 15°, come mostrato in Figura 26.

Pendio con $i > 15^\circ$



Categoria Topografica = T2

Figura 26: Caratteristiche grafiche della categoria topografica ipotizzata ai sensi delle NTC 2018.

Tabella 52: Categorie topografiche.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

8.6 ACCELERAZIONE MASSIMA

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel DM 17/01/2018, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del DM 17/01/2018).

L'area in oggetto ricade nel comune di La Spezia ed è situata all'interno del reticolo tra i nodi definiti in Tabella 48; tali nodi sono i più prossimi al sito stesso.

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali (a_g, F_0, T_c^*) dei quattro nodi mediante la seguente formula:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

P valore del parametro nel sito in esame;

P_i valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;

di distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.

Qualora nel reticolo non siano riportati i valori dei parametri spettrali per il tempo di ritorno richiesto, è possibile ricavare i parametri di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono il tempo di ritorno voluto:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

T_R è il periodo di ritorno richiesto corrispondente al periodo di riferimento ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite considerato;

T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone del generico parametro P.

Nella Tabella 53 si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T_c^*) per lo SLV ed il rispettivo tempo di ritorno.

Tabella 53: Accelerazione massima al suolo e parametri spettrali

Stato limite	Località	Opera	P_{VR}	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLV	Carozzo-La Spezia	Tipo 2	10%	475	0,130	2,407	0,290

8.7 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia e alla conformazione topografica sono messi in conto rispettivamente mediante i parametri S_S ed S_T .

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche è stato possibile classificare i terreni presenti come appartenenti alla categoria di sottosuolo A; corrispondente secondo quanto riportato nella Tab.3.2.V del DM 17/01/2018 ad $S_S=1,0$.

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tabella 54: Accelerazione massima del sito e coefficienti sismici secondo le NTC 2018

e derivanti dalla Tab.3.2. VI del DM 17/01/2018. Per il caso in esame si assume $S_T=1,2$.

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è dunque calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione topografica (S_T) e stratigrafica (S_S):

$$a_{max} = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

L'accelerazione massima orizzontale relativa al sito in oggetto, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è riportato nella seguente Tabella 54.

Tabella 54: Accelerazione massima del sito e coefficienti sismici secondo le NTC 2018

Stato limite	S_s [-]	C_c [-]	S_T [-]	Kh [-]	K_v [-]	a_{max} [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,0	1,0	1,2	0,010	0,005	0,499	0,200
SLD	1,0	1,0	1,2	0,013	0,006	0,625	0,200
SLV	1,0	1,0	1,2	0,042	0,021	1,531	0,270

SLC	1,0	1,0	1,2	0,054	0,027	1,971	0,270
-----	-----	-----	-----	-------	-------	-------	-------

8.8 ZONA GALLERIA "FELETTINO I"

Con l'esecuzione delle prove di superficie di tipo sismico MASW e delle prove in foro di tipo carotaggio sismico down-hole vengono forniti i valori di V_s (calcolato da p.c.) per la definizione della categoria di suolo ed i moduli elastici dinamici. In considerazione dei risultati ottenuti possiamo affermare che l'area interessata dalla galleria "Felettino I" presenta terreni che ricadono in Classe A. L'utilizzo di tale classificazione sarà prevalentemente da utilizzare nelle due zone di imbocco.

Infine la registrazione HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratios) eseguita nell'area dell'imbocco nord ha definito la frequenza fondamentale del sito che risulta 13 Hz.

9 MODELLO GEOTECNICO-GEOMECCANICO DI RIFERIMENTO IN ASSE ALLA GALLERIA FELETTINO I

Sulla base delle considerazioni espone nei capitoli precedenti, è stato possibile definire il Modello Geotecnico-geomeccanico di Riferimento in asse al tracciato della tratta in artificiale della galleria "Felettino I" (pk da 2+308 a 2+444.1).

Nella figura seguente è illustrato il profilo geotecnico-geomeccanico longitudinale in asse al tracciato.

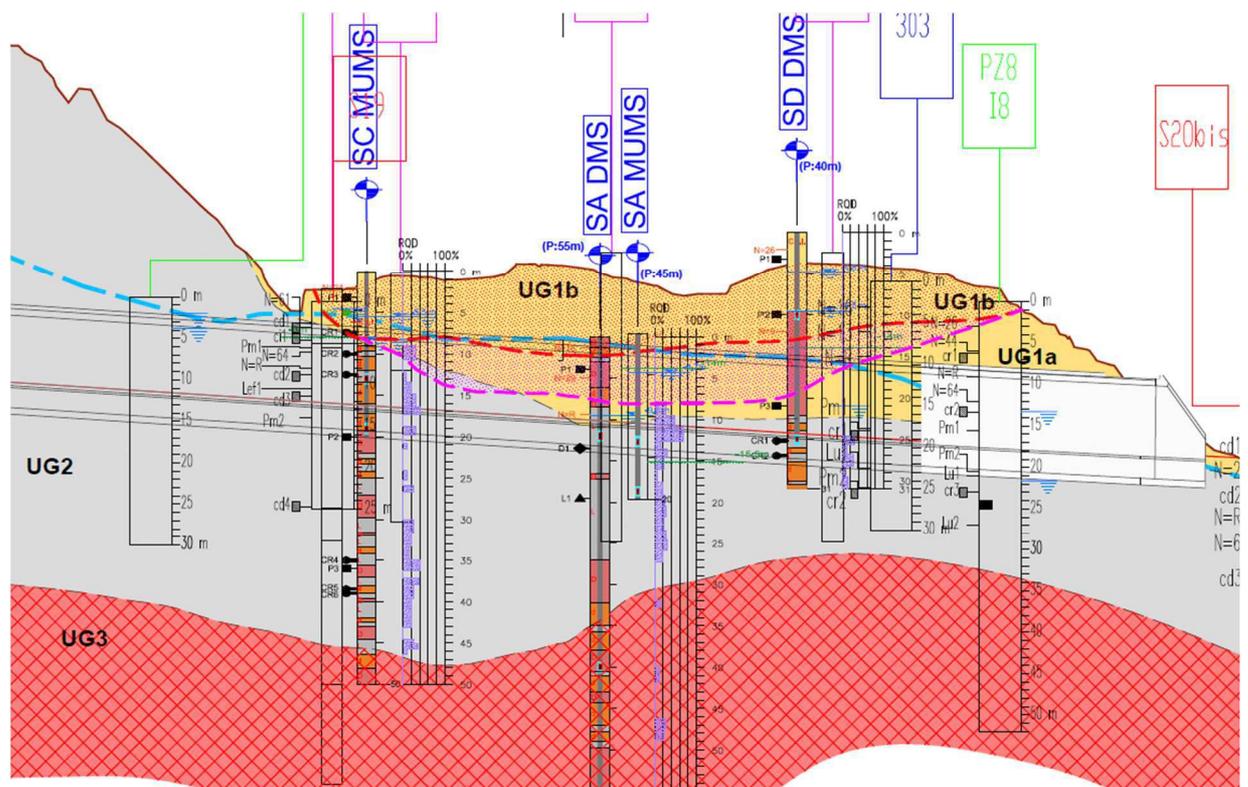


Figura 27: Stralcio del Profilo Geotecnico in asse al tracciato della tratta in artificiale della Galleria Felettino I (non in scala), il settore di galleria in bianco evidenzia i tratti in cui lo scavo è già stato realizzato.

Dal punto di vista geomeccanico, alle quote dell'opera, nel settore compreso tra le progressive pk 2+461-2+320 circa (imbocco Sud), è presente un fronte misto, interessato, nella parte medio alta, da depositi sciolti di origine eluvio-colluviali e dalle porzioni più superficiali, intensamente alterate e incoerenti, del substrato roccioso (Unità Geotecnica UG1), parzialmente interessati e mobilizzati da fenomeni franosi; nella porzione inferiore dal substrato, costituito dai calcari marnosi, dalle marne siltose e dalle argillite dell'unità del Bratica s.l. (Unità Geotecnica UG2), di aspetto da semilitoide a litoide, molto fratturate e allentate, parzialmente alterate e degradate.

Il successivo tratto di galleria, compreso tra pk 2+320÷1+986 (fronte attuale lato nord), sarà scavato interamente all'interno dell'Unità Geotecnica UG2, in particolare entro le litologie calcareo-marnose, marnoso-siltose e argillitiche dell'unità del Bratica s.l.. L'ammasso roccioso presenterà struttura per lo più stratificata, in taluni casi caotica, ed in generale risulterà di aspetto da semilitoide a litoide, da allentato a

molto fratturato e deformato da piegamenti, parzialmente alterato e degradato.

Pur non essendoci evidenze in superficie, non si esclude che lungo tale tratto si possano intercettare delle faglie, in corrispondenza delle quali si potrà avere un generale peggioramento delle condizioni dell'ammasso roccioso e possibili venute d'acqua in galleria.

In questo tratto l'ammasso dovrebbe presentare qualità variabile, in particolare si possono stimare intervalli di indice GSI tra 30÷50 nei tratti di ammasso più "sano" ed una generale diminuzione della qualità dell'ammasso roccioso in corrispondenza dei settori interessati da eventuali strutture fragili, alle quali si accompagna un aumento della fratturazione e un detensionamento dell'ammasso, lungo i quali il campo di variazione di GSI è entro gli estremi 20 e 30.

ALLEGATO 1

Il presente allegato riguarda la caratterizzazione geotecnica del viadotto e dello svincolo di San Venerio.

Nella fattispecie, nella zona in esame non state eseguite nuove indagini geotecniche; pertanto, nel seguito si ripropone la caratterizzazione geotecnica individuata in sede di progettazione esecutiva.

I risultati delle indagini in sito ed in laboratorio sono illustrati e schematizzati nel paragrafo 5.2 della presente relazione.

Viadotto "San Venerio I"

Le opere fondazionali del viadotto poggeranno, fino circa alla progressiva 2+620 km sulla Formazione delle Argilliti e Calcari di Canetolo compatte (C2). Al crescere della progressiva è presente uno spessore variabile, dell'ordine mediamente di alcuni metri, di Arenarie di Ponte Bratica in facies allentata (B2) sempre con sotto le Argilliti e Calcari di Canetolo (C2).

Per le fondazioni delle pile e delle spalle del viadotto si prevede la realizzazione di fondazioni profonde, costituite da micropali.

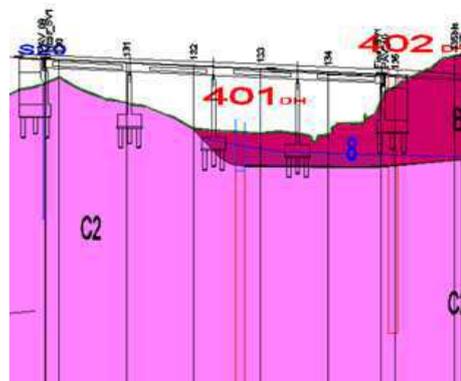
Per ciò che riguarda la parametrizzazione dei litotipi di seguito si riportano le principali caratteristiche fisiche-meccaniche. Per maggiori dettagli si rimanda la profilo geotecnico (Tav. P00VI01GETFG01B).

ARGILLE E CALCARI DI CANETOLO

	C1	C2	C3
γ (kN/mc)	21-22	22-23	22-24
ϕ (°)	26-28	28-29	28-32
C (kPa)	10-20	30-50	90-130

ARENARIE DI PONTE BRATICA

	B1	B2	B3
γ (kN/mc)	19-20	20-21	20-22
ϕ (°)	26-28	27-29	28-30
C (kPa)	5-10	20-35	70-100

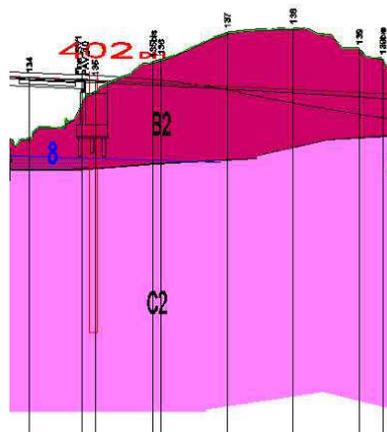


Profilo geotecnico viadotto "San Venerio I"

Svincolo di San Venerio

Esso interesserà principalmente la formazione delle Arenarie di Ponte Bratica qui presenti in facies allentata (B2) e caratterizzate da elevato grado di deformazione a piccola scala. Alcune opere fondazionali potrebbero però oltrepassare lo spessore di Arenarie di Ponte Bratica che è dell'ordine di alcuni metri e raggiungere le sottostanti Argilliti e Calcari di Canetolo compatte (C2) che affiorano sul fondo del fosso presente nella zona di realizzazione dello svincolo.

Per maggiori dettagli si rimanda al profilo geotecnico (Tav. P00VI01GETFG01B).



Profilo geotecnico svincolo San Venerio

Caratterizzazione sismica – Zona San Venerio

In considerazione dei risultati ottenuti si può affermare che l'area interessata dal viadotto e dallo svincolo di San Venerio sia caratterizzata da terreni che ricadono in Classe A

Le prove geofisiche in foro tipo Down-Hole hanno permesso di calcolare i moduli elastici dinamici in sito in funzione dei valori di velocità delle onde di taglio.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive dei risultati delle prove geofisiche.

DOWN-HOLE 401

Litotipo	Profondità	densità	V _P	V _{SH}	coeff. Poisson ν	modulo taglio dinamico G	modulo Young E	modulo bulk K
	m	(kN/m ³)	m/s	m/s		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
Arenarie di ponte Bratica	0 - 2	18.0	461	219	0.35	8.80E+04	2.38E+05	2.73E+05
Argille e Calcari di Canetolo	2 - 4	20.5	1056	356	0.44	2.65E+05	7.61E+05	1.98E+06
Argille e Calcari di Canetolo	4 - 8	21.0	2271	707	0.45	1.07E+06	3.10E+06	9.61E+06
Argille e Calcari di Canetolo	8 - 13	21.0	2632	976	0.42	2.04E+06	5.79E+06	1.21E+07
Argille e Calcari di Canetolo	13 - 30	21.0	3199	1510	0.36	4.88E+06	1.32E+07	1.54E+07
Argille e Calcari di Canetolo	30 - 39	21.0	3779	2042	0.29	8.93E+06	2.31E+07	1.87E+07

DOWN-HOLE 402

Litotipo	Profondità	densità	V _p	V _{SH}	coeff. Poisson ν	modulo taglio dinamico G	modulo Young E	modulo bulk K
	m	(kN/m ³)	m/s	m/s		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
<i>Terreno di riporto</i>	0 - 2	18.0	461	222	0.35	9.04E+04	2.44E+05	2.69E+05
<i>Arenarie di ponte Bratica</i>	2 - 4	20.5	1056	356	0.44	2.65E+05	7.61E+05	1.98E+06
<i>Argille e Calcari di Canetolo</i>	4 - 8	21.0	2554	787	0.45	1.33E+06	3.84E+06	1.22E+07
<i>Argille e Calcari di Canetolo</i>	8 - 13	21.0	2750	1167	0.39	2.92E+06	8.11E+06	1.23E+07
<i>Argille e Calcari di Canetolo</i>	13 - 30	22.0	3165	1620	0.32	5.89E+06	1.56E+07	1.46E+07
<i>Argille e Calcari di Canetolo</i>	30 - 39	22.0	3992	2338	0.24	1.23E+07	3.04E+07	1.94E+07

Infine le registrazioni HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratios) hanno definito la frequenza fondamentale del sito risulta compresa tra 8 e 12 Hz.