

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	TOOGE00GETRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB. TOOGE00GETRE01	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

GEOTECNICA - Elaborati generali RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Sommario

1.	PREMESSA	3
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3.	BIBLIOGRAFIA	5
4.	CENNI DI INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
5.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
5.1	Descrizione delle indagini e delle metodologie esecutive	9
5.2	Sondaggi a carotaggio continuo.....	10
5.3	Regime delle pressioni interstiziali.....	19
5.4	Prove penetrometriche dinamiche (SPT)	19
5.5	Prove geofisiche	20
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	25
6.1	Parametri geotecnici da prove in sito.....	25
6.1.1	<i>Densità Relativa</i>	25
6.1.2	<i>Deformabilità</i>	26
6.1.3	<i>Permeabilità</i>	29
6.1.4	<i>Resistenza al Taglio</i>	29
6.2	Parametri geotecnici da prove in laboratorio	31
6.2.1	<i>Prove di identificazione e classificazione</i>	31
6.2.2	<i>Prove meccaniche su terre</i>	32
6.2.3	<i>Prove meccaniche su Rocce</i>	34
7.	CLASSIFICAZIONE DELLE ROCCE	39
8.	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	41
9.	MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO	55
10.	SISMICITÀ	58
11.	OPERE D'ARTE	59
11.1	Ponte sul Trebbia.....	60
11.2	Galleria artificiale	61
11.3	Viadotto VI01	62
11.4	Viadotto VI02	63
11.5	Viadotto VI03	64
11.6	Viadotto VI04	65
12.	OPERE D'ARTE MINORI	66

1. Premessa

La presente relazione geotecnica fa parte della documentazione allegata al Progetto Definitivo dei lavori di realizzazione della variante alla S.S. 45 di "Val Trebbia, dal km 31+500 in loc. Costafontana, al km 35+600 in loc. Montebruno, 2° stralcio funzionale dal km 32+445 al km 35+600.

Ad oggi, il progetto definitivo interessa il secondo stralcio funzionale del lotto 1 che va dal km 32+445 al Km 35+600 per una lunghezza pari a 3155 metri.

Nella presente relazione oltre alla caratterizzazione geotecnica dei terreni sulla base dei risultati delle diverse campagne di indagini geotecniche, è descritto il modello geotecnico di sottosuolo, nonché il calcolo delle fondazioni del viadotto Costafontana.

Essenziale per l'inquadramento complessivo del sito fondale in oggetto è la Relazione Geologica alla quale si rimanda per le tematiche ad essa relative. Altresì, sono stati presi in considerazione anche i seguenti elaborati:

- Rapporto indagini geognostiche e geofisiche anno 2014
- Planimetria ubicazione indagini geognostiche - Scala 1:1000
- Relazione geologica
- Relazione geostrutturale-geomeccanica
- Relazione Piano Gestione materie
- Carta geologica - Scala 1:1000
- Carta geomorfologica - Scala 1:1000
- Carta idrogeologica - Scala 1:1000
- Carta geologico-strutturale - Scala 1:1000
- Profilo geologico - Scala 1:500
- Profilo geologico galleria naturale
- Sezioni geologiche trasversali
- Sezioni longitudinali imbocchi galleria naturale.

I Comuni interessati dalle opere sono: Torriglia e Montebruno (Genova).

2. Riferimenti normativi

- Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. del 14/09/05 "Norme tecniche per le costruzioni";
- Ordinanza n. 3519 del 29/04/06 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e
- D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Ministero dei LL.PP. 02/02/09 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 11/03/88 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»";
- D. Lgs. n.163 del 12 aprile 2006: "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".
- Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI;
- Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI;
- Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

3. Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicamento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicamento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	Flaccovio	2010
Ferrari P. e Giannini F.	Ingegneria Stradale.	ISED I	1979
Garbin F. e Storoni Ridolfi S.	Geologia e geotecnica stradale.	Flaccovio	2010
Ghersì A.	Il cemento armato.	Flaccovio	2010
Giangreco E.	Teoria e tecnica delle costruzioni.	Liguori	1963
Lai C. G., Foti S. e Rota M.	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	IUSS Press	2009
Lancellotta R.	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	Levrotto e Bella	1983
Lancellotta R.	Geotecnica.	Zanichelli	1987
Lancellotta R. e Cavallera J.	Fondazioni.	McGraw-Hill	1999
Leonhardt F.	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato	ETS	1977

	precompresso.		
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Gherzi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4. Cenni di inquadramento geologico

Nel presente paragrafo si riporta una sintesi delle informazioni relative alla geologia dell'area di interesse, estratte dall'elaborato geologico del progetto esecutivo (Elab. T00GE00GEORE02A: Relazione Geologica) a cui si rimanda per le descrizioni di dettaglio.

Nella fascia areale interessata dal tratto carrabile in progetto, la SS 45 costeggia il fianco di un versante, delimitato inferiormente dal fiume Trebbia, e ricade nei comuni di Torriglia e Montebruno (Ge). Tale area si colloca nel settore più meridionale delle Alpi occidentali, le cosiddette Alpi Liguri, dove le unità affioranti sono riconducibili ai seguenti domini: Brianzonese, parte del continente europeo; Pre-Pemontese, associato al margine continentale; Ligure-Piemontese, corrispondente al dominio oceanico.

Nel tratto indagato, la valle del Trebbia propone un andamento circa est-ovest e, più a valle, ovest/sud-ovest – est/nord-est. Essa appare fortemente incisa, con opposti versanti orografici acclivi che raggiungono in sommità quote fino a 1100 m slm; la loro morfologia è controllata soprattutto dalla distribuzione delle litologie e dall'assetto strutturale.

In riferimento alle litologie, i versanti più acclivi e le valli più profondamente incise si incontrano nelle aree di affioramento del flysch del Monte Antola, che offre una discreta resistenza all'erosione. I versanti meglio modellati si incontrano nei flysch marnosi e siltosi a stratificazione sottile (flysch di Ronco), facilmente degradabili e normalmente ricoperti dalle coltri eluviali più spesse. I versanti meno acclivi, ma spesso anche più denudati, si incontrano nelle argilliti, che costituiscono il litotipo più degradabile. Della formazione del Ronco, nel tratto interessato dall'attuale progetto, è presente il membro a carattere marnoso, costituito da livelli torbiditici, formati dalla coppia marna-calcareo arenaceo e da giunti argillitici. Tale litotipo si presenta nella porzione superiore, caratterizzato da una fascia alterata di spessore medio di circa tre metri, ed è ulteriormente sovrastato da una coltre di copertura eluvio-colluviale, che ricopre più o meno uniformemente il substrato calcareo-marnoso con uno spessore limitato, solo a luoghi stimabile in 3-5 m.

In tutto il settore tirrenico della Liguria di levante colpisce il contrasto esistente fra la vivacità e l'articolazione delle forme erosive del versante ligure e la modesta attività erosiva del contiguo versante padano, nella porzione prossima allo spartiacque.

Riguardo l'idrogeologia del sottosuolo, i depositi sciolti che costituiscono le coperture colluviali e di frana sono permeabili per porosità in misura variabile in funzione della

quantità di matrice argillosa presente e, se di dimensioni adeguate, possono costituire degli ottimi serbatoi. I depositi alluvionali ghiaioso-ciottolosi dell'alveo principale e delle aree terrazzate, anche se ricchi di matrice, sono dotati di buona permeabilità per porosità; la loro modesta estensione non li rende tuttavia significativi come acquiferi. Il substrato roccioso (Formazione di Ronco) per sua natura viene classificato in letteratura come orizzonte da semipermeabile per fratturazione a impermeabile, in quest'ultimo caso risulta scarsa in relazione alla stratificazione sottile ed a una elevata quantità di peliti siltoso argillose presenti nei giunti.

5. Indagini geognostiche

5.1 *Descrizione delle indagini e delle metodologie esecutive*

La campagna geognostica per l'esecuzione della Variante alla S.S. 45 di "Val Trebbia" è costituita da 8 sondaggi, in quanto la campagna d'indagine studiata ed effettuata riguardava l'intera variante di "Val Trebbia" dal km 31+500 al km 35+600. Ad oggi, il progetto prevede la realizzazione di un secondo stralcio funzionale dal km 32+455 al km 35+600. I sondaggi che interessano tale stralcio sono cinque ed in particolare i sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH, le cui ubicazioni cartografiche, stratigrafie, foto, risultati delle prove in sito ed i certificati di laboratorio geotecnico sono allegati nell'elaborato Rapporto indagini geognostiche e geofisiche anno 2014.

La perforazione a carotaggio continuo nei terreni sciolti è stata eseguita con aste di perforazione ϕ 76 mm e carotieri semplici ϕ est. 101 mm, dotati di corone in widia. L'impiego del carotiere è stato effettuato con avanzamento a secco escludendo l'uso di fluido di circolazione.

La stabilità delle pareti del foro è stata assicurata mediante l'utilizzo di rivestimenti metallici provvisori del diametro esterno pari a 127 mm. Durante la campagna di sondaggi sono stati incontrati in prevalenza materiali litoidi, che hanno richiesto l'impiego di carotieri doppi tipo T6 ϕ est. 101 mm dotati di corone diamantate impregnate, utilizzando come fluido di perforazione acqua pulita.

In Tabella 1 sono riportate le attrezzature installate e le sperimentazioni eseguite per ogni tipo di sondaggio, nonché i principali dati identificativi di ogni verticale d'indagine.

L'ubicazione planimetrica delle verticali di esplorazione e delle prove geofisiche eseguite durante tutte le campagne sono riportate anche nell'elaborato "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche".

Sondaggio a carotaggio continuo	Coordinate Gauss Boaga	Quota (m slm)	Profondità sondaggio (m)	N° spt	N° campioni rimaneggiati	Attrezzatura installata in foro	Prove Dilatometriche
S4_pz	4928456.633 N 1515598.144 E	769,17	30,00	1	10	1 piezometro Casagrande	-
S5_DH	4928490.604 N 1516542.122 E	791.96	30,00	-	9	Tubo in pvc ϕ 82 mm a 30,00 m per prova Down-Hole	1
S6_h	4928624.182 N 1516561.487 E	788.26	8.60	-	-	Sondaggio interrotto	-
S7_DH	4928874.836 N 1516857.112 E	766.33	35.00	2	10	Tubo in pvc ϕ 82 mm a 30,00 m per prova Down-Hole	-
S8_DH	4929076.349 N 1517238.979 E	748.80	35.00	1	11	Tubo in pvc ϕ 82 mm a 30,00 m per prova Down-Hole	-

Tabella 1: dati campagna geognostica

Nella campagna del 2014 dai sondaggi riportati in Tabella 1 sono stati prelevati ed eseguiti:

- 40 campioni rimaneggiati (dei quali 8 da terreni, definiti campioni semi-disturbati, e 32 da carote litoidi);
- 4 prove SPT in foro;
- 1 prove dilatometrica in roccia;
- 2 prove di permeabilità Lugeon;
- prove di laboratorio sui terreni:
 - o determinazione di peso di volume, granulometria e limiti di plasticità;
- prove di laboratorio sulle rocce:
 - o determinazione di peso di volume, resistenza a compressione uniassiale con misura delle deformazioni su 4 campioni.

5.2 Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi hanno confermato la successione stratigrafica descritta nell'inquadramento geologico, rappresentata da una copertura detritica (o di riporto) dello spessore di qualche

metro sovrapposta alla formazione del substrato (Formazione di Ronco) a composizione prevalentemente arenitico-pelitica.

Dei tre sondaggi verticali, due (S5DH e S7DH) sono stati eseguiti sul ciglio di monte della strada esistente e uno (S8DH) sul ciglio di monte, su una piccola piazzola ricavata in scavo. I primi due sondaggi hanno quindi attraversato i materiali di riporto del muro di controripa e quindi la coltre detritica prima di intestarsi nella roccia, mentre il terzo ha attraversato la parte residua della coltre detritica (al netto dello scavo della piazzola) prima di intestarsi nella roccia.

Il sondaggio S6h è invece orizzontale ed è stato eseguito dalla base di un muro di controripa esistente. Il carotaggio ha quindi attraversato per circa 4m il calcestruzzo del muro e quindi la roccia del substrato.

Il substrato roccioso al di sotto della coltre detritica si presenta sempre affetto da un medio grado di alterazione; lo spessore di alterazione varia tra 1 e 3-4m circa.

Nelle figure successive alla tabella 2 vengono riportate le stratigrafie dei sondaggi.

Indagine			Prove di Laboratorio						Prove in situ	
Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Granul.	Limiti	Y	TD	Prova compressione uniaassiale	Point Load Test	Profondità prova Dilatometrica (m)	Profondità prova Lugeon (m)
S4_pz	CR1	1.00-2.00	X	X	X					
	CR2	3.50-3.85	X	X	X	X				
	CR3	7.60-7.90					X			10.00
	CR4	11.00-11.20						X		
	CR5	14.25-14.55					X			
	CR6	17.10-17.30						X		
	CR7	20.60-20.85						X		
	CR8	23.30-23.70					X			
	CR9	26.25-26.40					X			
	CR10	29.25-29.45						X		
S5_DH	CR1	2.00-2.40	X	X	X	X				
	CR2	4.00-4.50	X	X	X	X				
	CR3	9.00-9.25								
	CR4	13.00-13.35						X	10.00	
	CR5	16.00-16.30						X		
	CR6	19.70-20.00						X		
	CR7	22.25-22.50								
	CR8	25.00-25.30						X	25.00	
	CR9	28.15-28.40					X	X		
S6_h										
S7_DH	CR1	1.50-2.00	X	X	X	X				
	CR2	3.60-4.00	X	X	X	X				
	CR3	7.45-7.75					X			
	CR4	10.60-10.85						X		9.00
	CR5	13.75-14.00						X		
	CR6	17.00-17.40						X		
	CR7	20.10-20.40						X		
	CR8	25.05-25.25						X		
	CR9	28.10-28.30						X		
	CR10	33.40-33.65						X		
S8_DH	CR1	2.00-2.40	X	X	X					
	CR2	4.00-4.30	X	X						
	CR3	9.00-9.25						X		
	CR4	12.00-12.20								

CR5	14.80-15.00						X		
CR6	17.50-17.85						X		
CR7	20.30-20.60					X			
CR8	23.45-23.70					X			
CR9	26.50-26.70						X		
CR10	30.80-31.00						X		
CR11	32.30-32.45								

Tabella 2: prove sui campioni prelevati dai sondaggi e prove in foro eseguite nella campagna di indagine 2014.

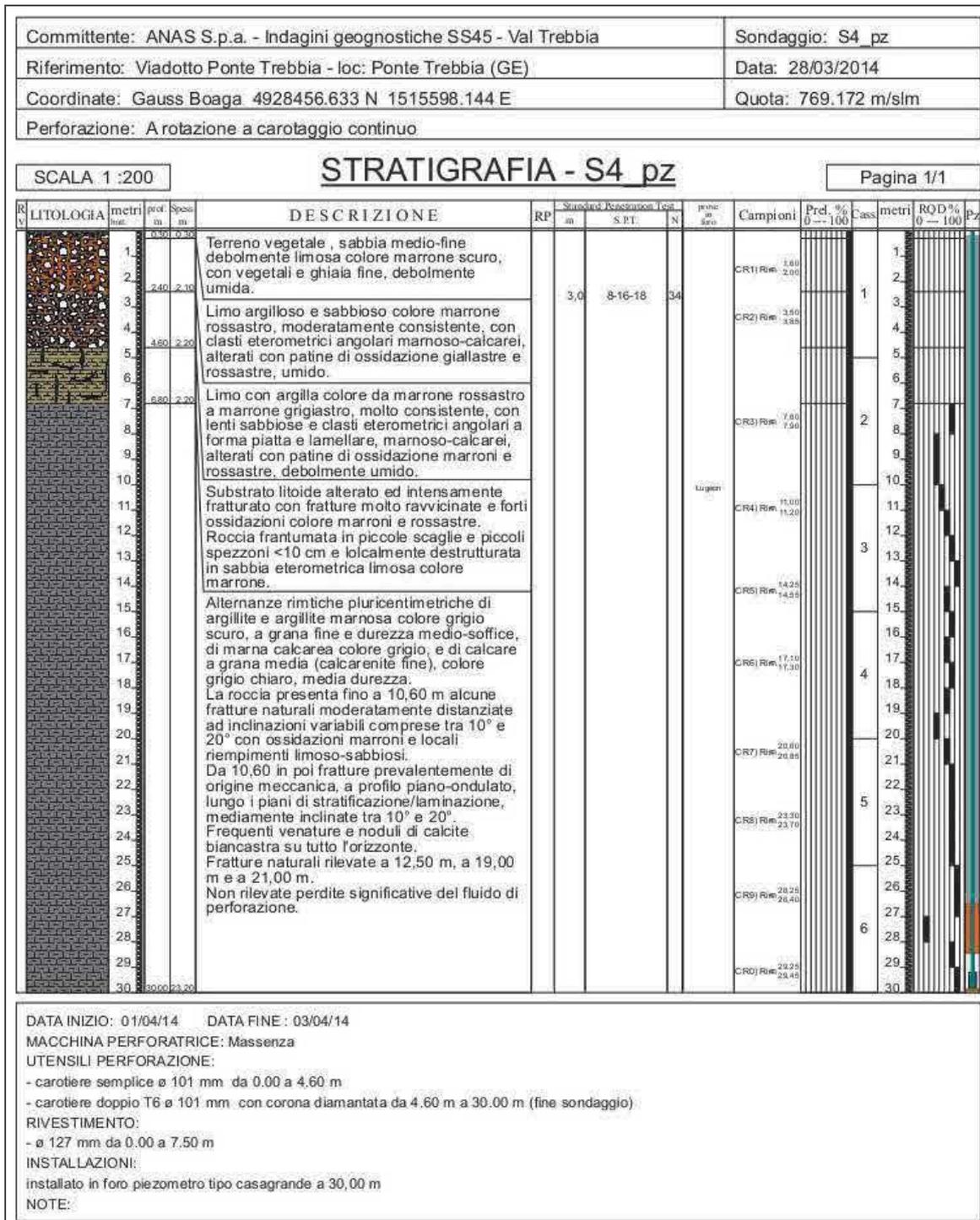
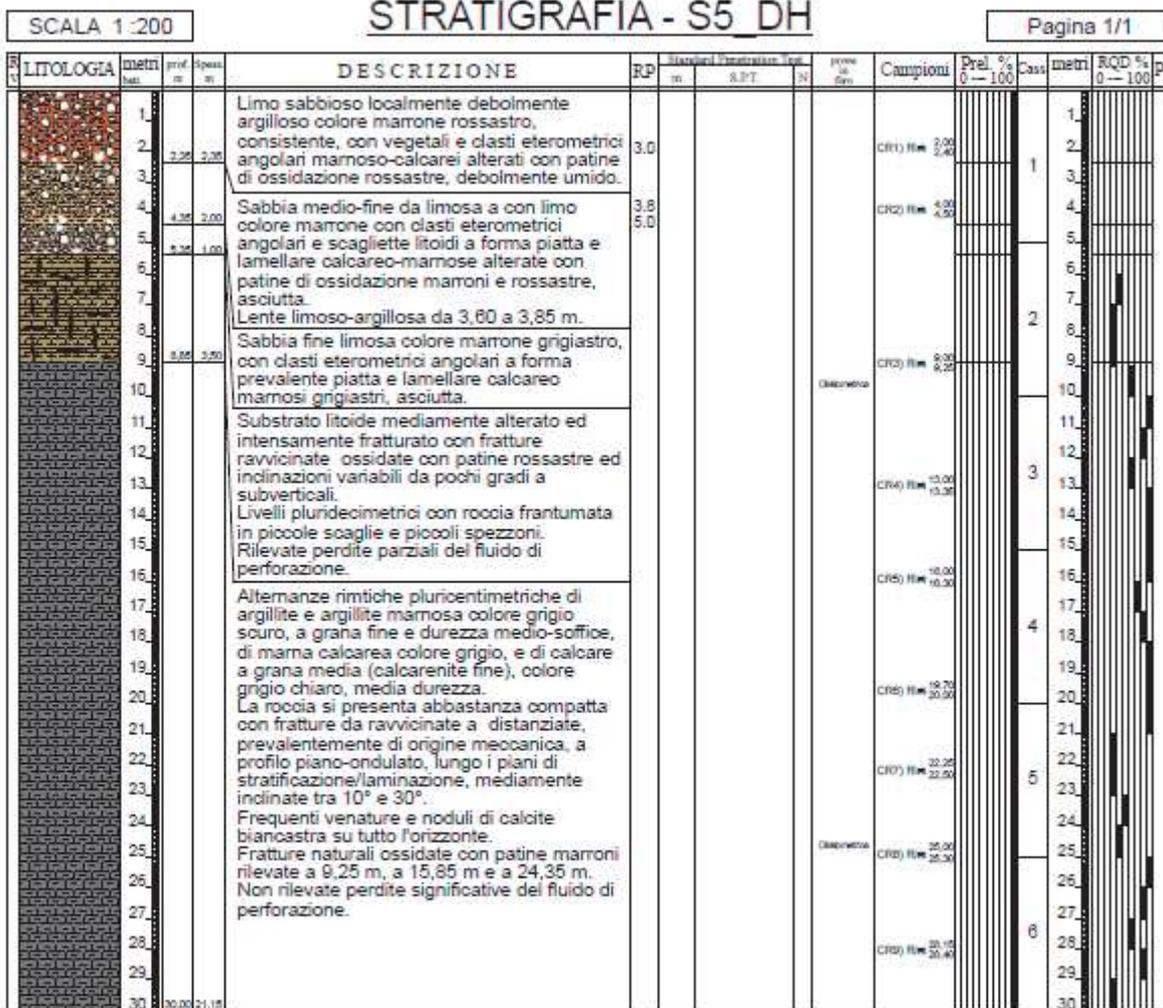


Figura 1: stratigrafia Sondaggio S4_pz

Committente: ANAS S.p.a. - Indagini geognostiche SS45 - Val Trebbia	Sondaggio: S5_DH
Riferimento: Viadotto Costamaglio loc.: Costamaglio (GE)	Data: 14/05/2014
Coordinate: Gauss Boaga 4928490.604 N 1516542.122 E	Quota: 791.957 m/slm
Perforazione: A rotazione a carotaggio continuo	



DATA INIZIO: 12/05/14 DATA FINE: 14/05/14
 MACCHINA PERFORATRICE: Massenza
 UTENSILI PERFORAZIONE:
 - carotiere semplice ø 101 mm da 0.00 a 6.15 m
 - carotiere doppio T6 ø 101 mm con corona diamantata da 6.15 m a 30.00 m (fine sondaggio)
 RIVESTIMENTO:
 - ø 127 mm da 0.00 a 10.50 m
 INSTALLAZIONI:
 installato in foro tubo in pvc per prova geofisica Down-hole ø 82 mm a 30,00 m
 NOTE:

Figura 2: Stratigrafia Sondaggio S5_DH

STRATIGRAFIA - S6 h

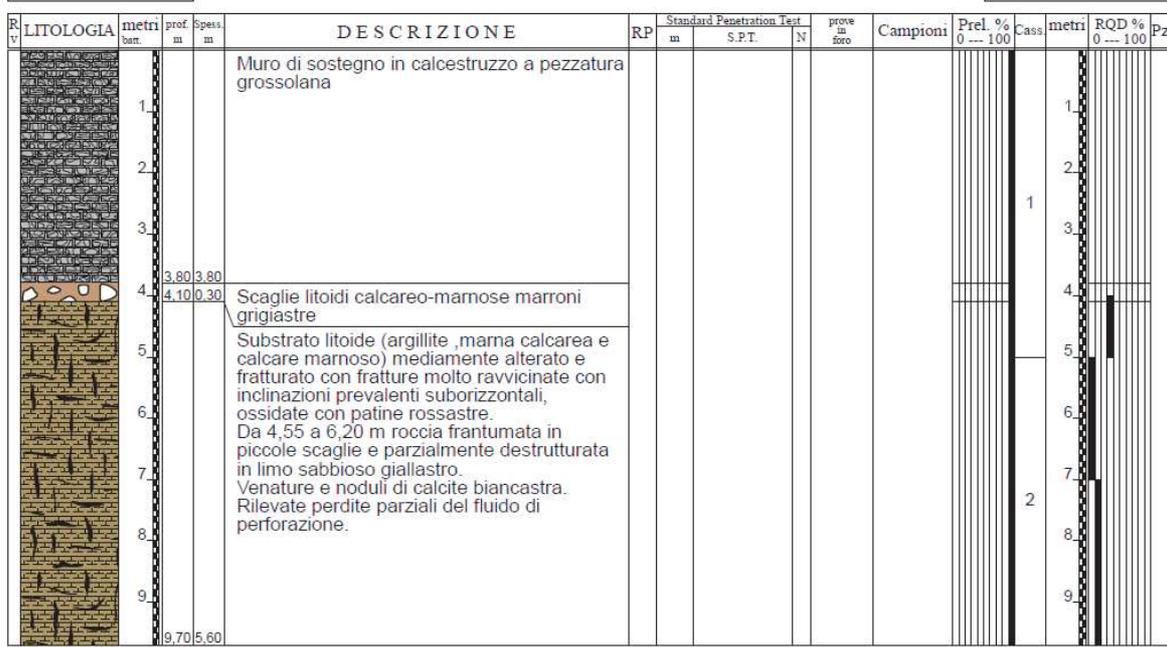


Figura 3: Stratigrafia sondaggio S6_h

5.3 *Regime delle pressioni interstiziali*

Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo è stato indagato, fra l'altro, attraverso le letture del piezometro Casagrande installato nel Sondaggio S4, riportato in Figura 1. Come si osserva, non vi sono stati rilievi del livello di falda nel punto indagato. In ogni caso sono state eseguite due prove di permeabilità i cui risultati sono presentati nel seguito.

5.4 *Prove penetrometriche dinamiche (SPT)*

Le prove penetrometriche dinamiche sono state effettuate nei terreni più superficiali, in cui non è possibile il prelievo di campioni indisturbati. Complessivamente sono state eseguite 4 prove SPT delle quali esiti e specifiche sono stati riportati Tabella 3; mentre in Figura 6 è riportata la variazione di N_{SPT} con la profondità dal piano campagna.

Sondaggio	Profondità di esecuzione della prova (m)	N_{SPT}	Terreno	Terreno di indagine
S4_pz	3,00	34	Limo argilloso e sabbioso	coltre eluvio colluviale
S7_DH	3,00	40	Limo argilloso e sabbioso	coltre eluvio colluviale
S7_DH	4,50	Rif.	Sabbia medio-fine limosa	coltre eluvio colluviale
S8_DH	3,00	20	Sabbia medio-fine limosa	coltre eluvio colluviale

Tabella 3: risultati delle prove SPT.

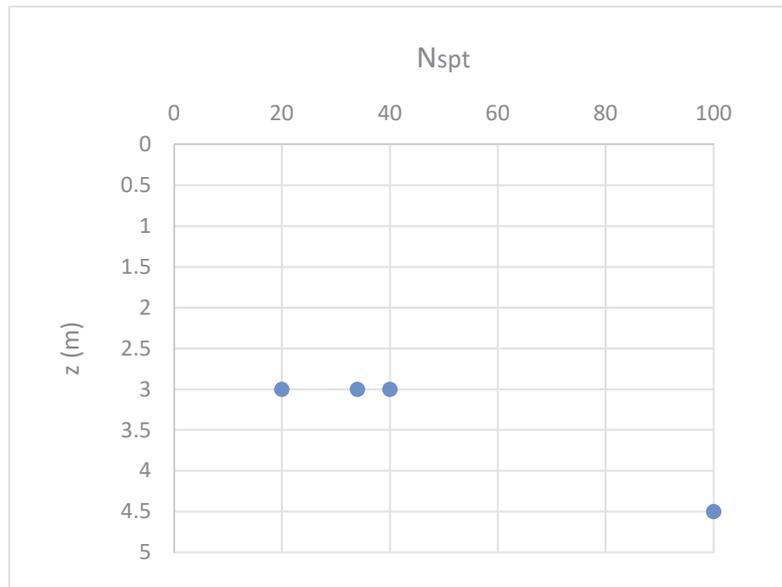


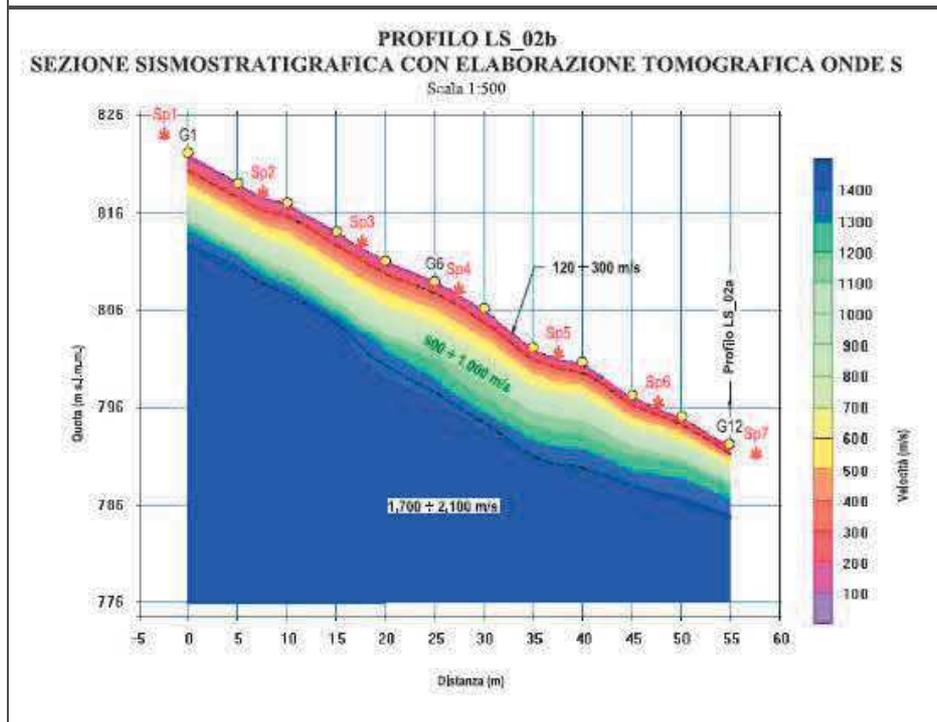
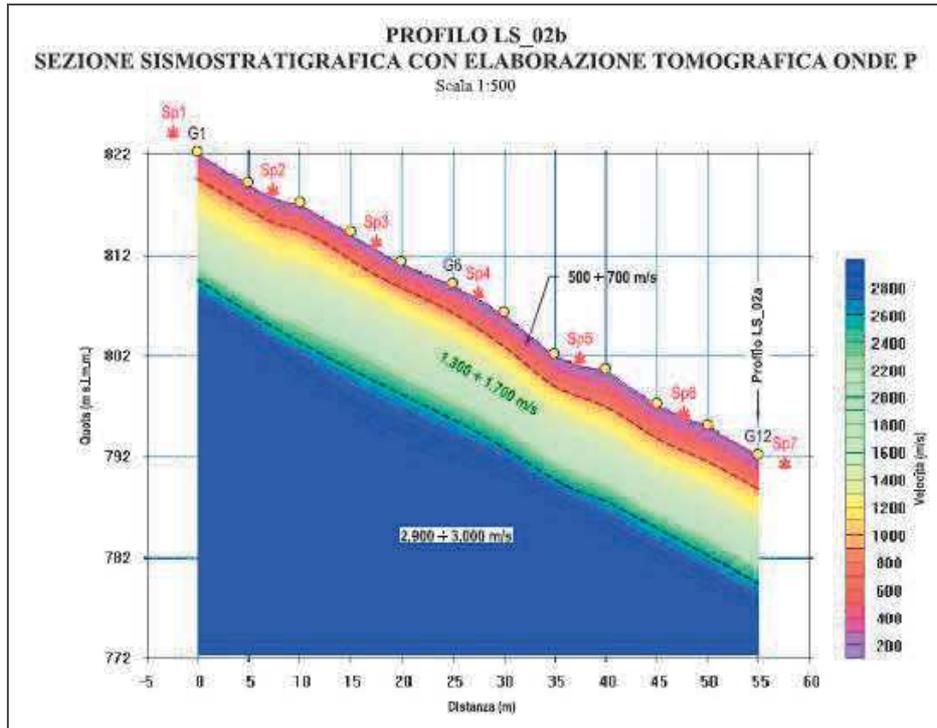
Figure 1: Variazione dei valori delle prove SPT con la profondità (la prova a rifiuto è riportata come N_{spt} uguale a 100).

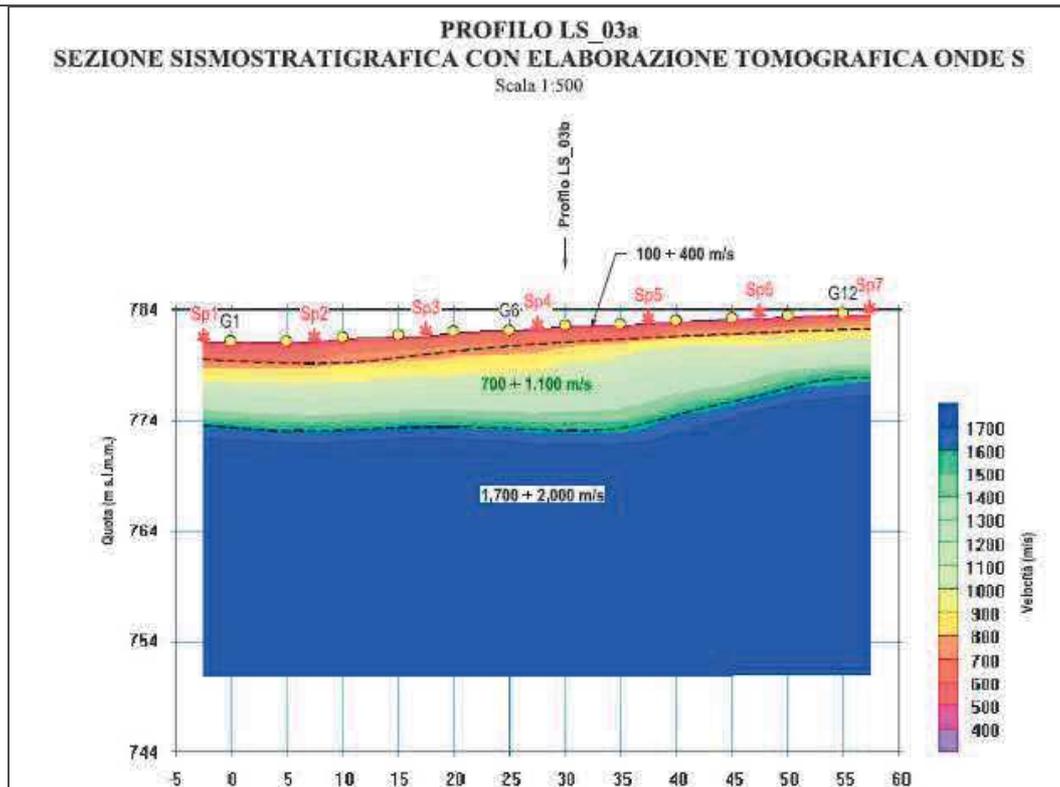
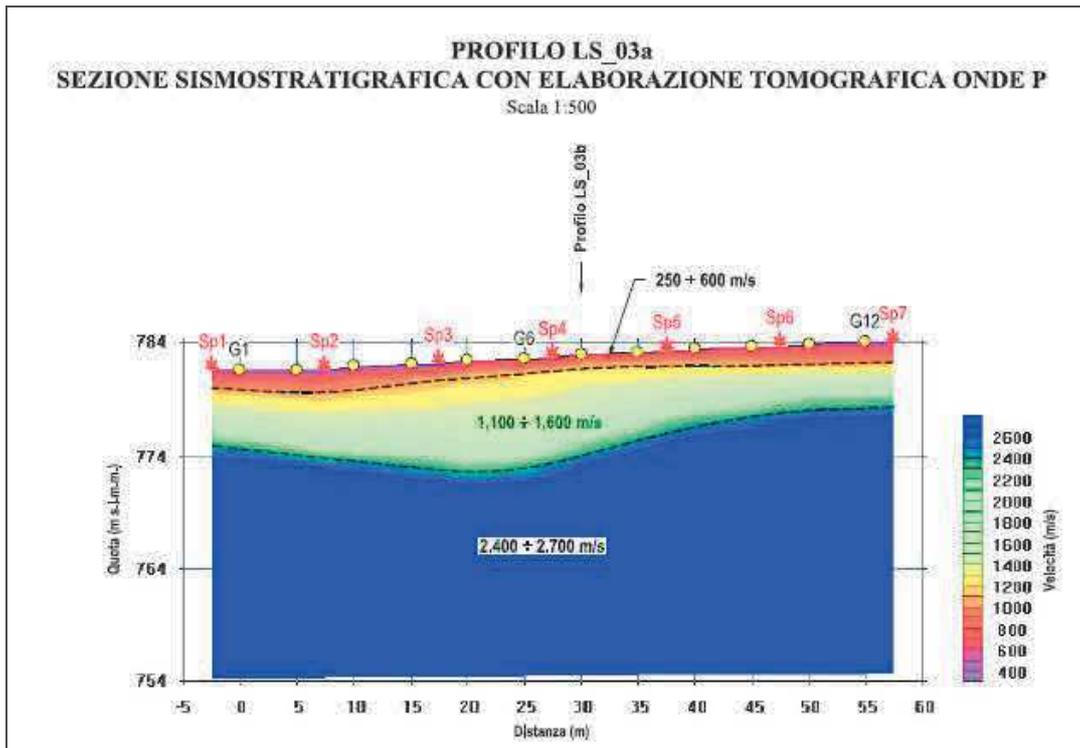
5.5 Prove geofisiche

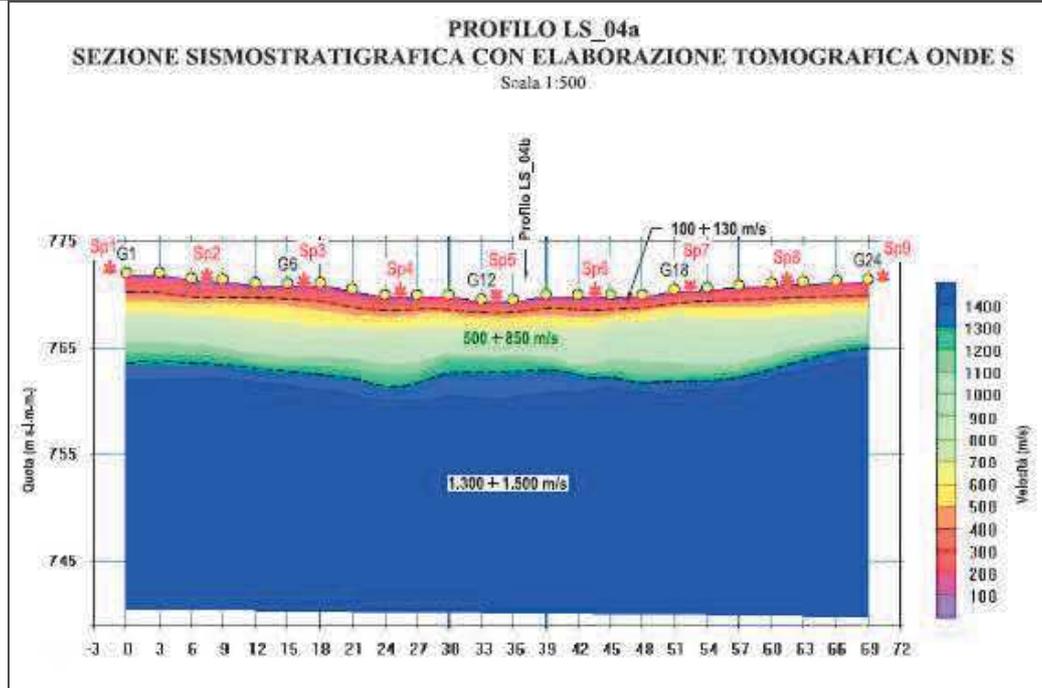
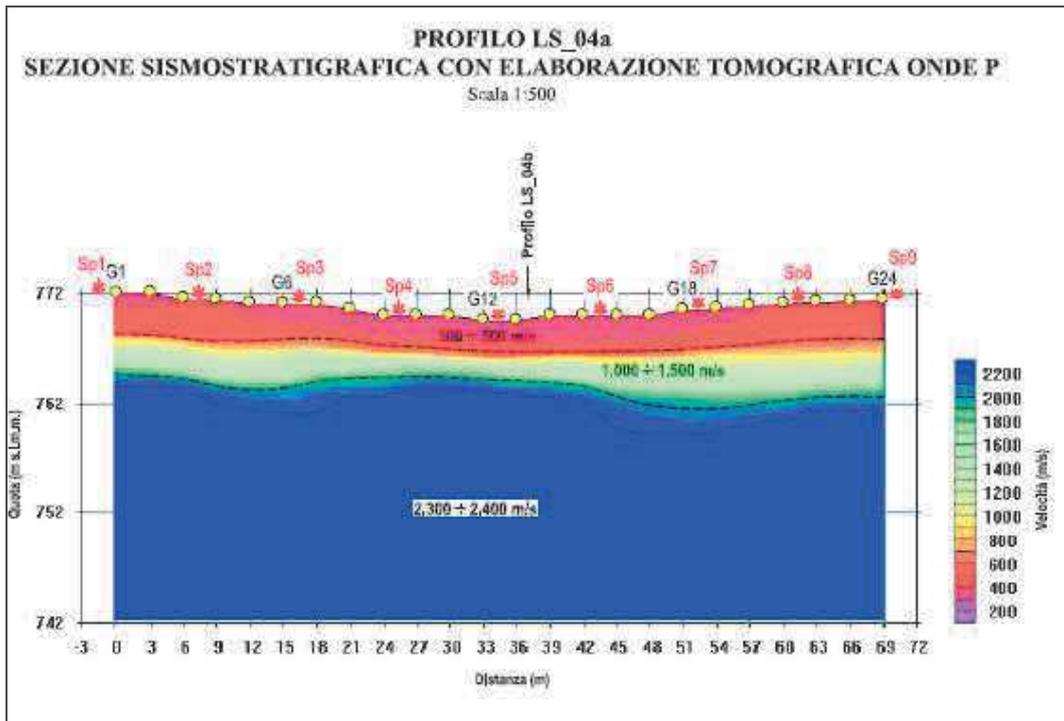
E' stata eseguita una campagna di prove geofisiche Down-Hole i cui esiti sono riportati e discussi nella relazione sismica, dove è applicato l'approccio semplificato ai fini della determinazione della categoria di sottosuolo.

A completamento della campagna indagini sono state eseguite delle tomografie sismiche a rifrazione, da cui si possono trarre indicazioni sulla potenza degli strati e sulla morfologia sommersa. Gli stendimenti eseguiti sul versante hanno sempre individuato una coltre detritica (V_p dell'ordine di 300-600 m/s) di spessore relativamente esiguo (tra 2 e 3 m circa). Al di sotto si individua una fascia di roccia allentata (V_p nel campo 1000-1500 m/s) di profondità inferiore a dieci metri. La roccia del substrato integro ha velocità superiori a 2000-2500 m/s.

Per queste stesse fasce litologiche, le velocità delle onde di taglio (ricavate sempre da prospezione sismica con doppia energizzazione) risultano rispettivamente: coltre detritica 100-300 m/s; roccia detensionata 500-1000 m/s; roccia integra 1300-2000 m/s. Tali valori risultano superiori rispetto a quelli ricavati dalle prove down-hole.







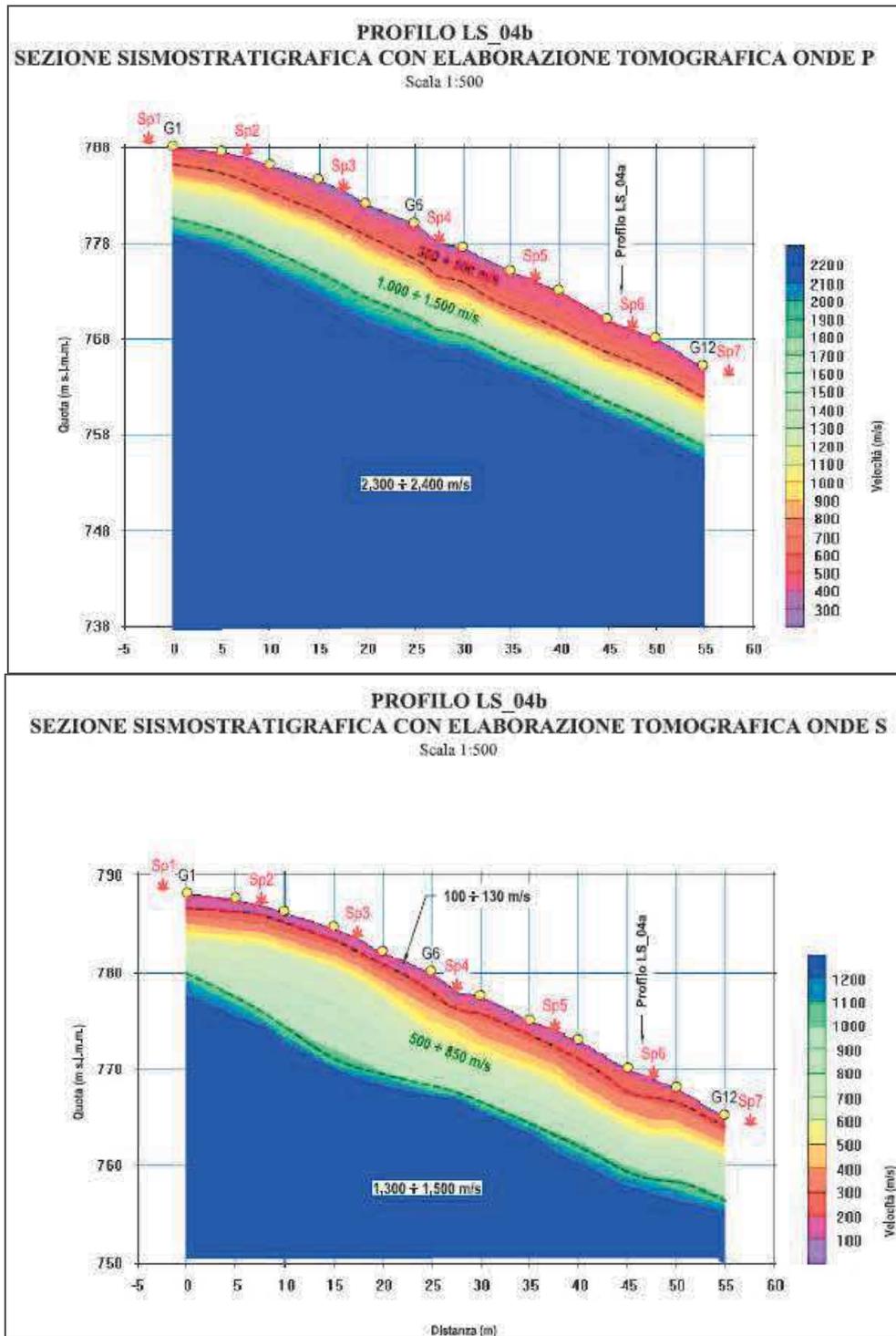


Figure 2: elaborazione dati delle prove sismiche a rifrazione.

6. Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove in sito e in laboratorio.

6.1 Parametri geotecnici da prove in sito

6.1.1 Densità Relativa

Per la determinazione della densità relativa dei materiali ascrivibili al litotipo coltre eluvio colluviale, per l'area oggetto dell'intervento, sono stati adoperati i risultati delle prove SPT, facendo riferimento alla correlazione empirica proposta da Skempton 1986:

$$(N_1)_{60} / D_R^2 \cong 60 \div 65$$

dove i valori di N_{SPT} corretti e rappresentati come $(N_1)_{60}$ per tenere conto dell'influenza della tensione di confinamento crescente con la profondità e dell'energia effettivamente trasmessa dal sistema di battuta alle aste del sistema. In base alle modalità esecutive delle prove SPT e delle caratteristiche delle attrezzature usualmente impiegate in Italia, il valore dell'energia effettivamente trasferita alle aste di battuta è generalmente pari al 55-60% dell'energia teoricamente disponibile. In Figura 6 sono presentati i risultati dell'applicazione della citata correlazione. Si può osservare che i valori della densità relativa oscillano mediamente tra il 65% ed il 93% a profondità di 3 m dal piano campagna.

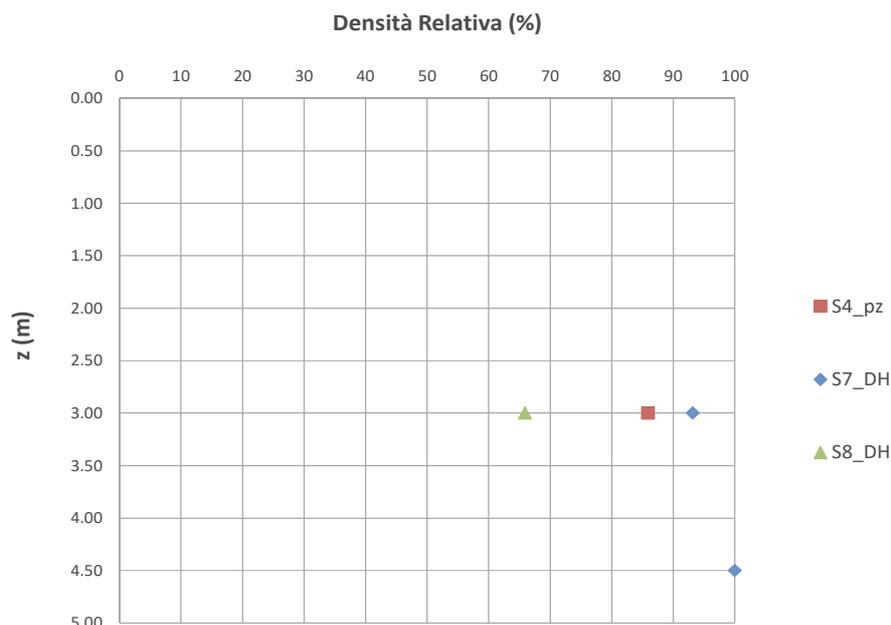


Figura 6: stime della Densità Relativa da Prove SPT per il litotipo "coltre eluvio-colluviale".

6.1.2 Deformabilità

La stima delle caratteristiche di deformabilità a partire dai risultati delle prove tipo SPT non è di regola agevole ed esaustiva, come ampiamente illustrato in letteratura. Le correlazioni più frequentemente impiegate, pertanto, forniscono valori di parametri di deformabilità a valori fissati di deformazione e spesso grazie a correlazioni legate alla natura fisica e mineralogica dei materiali.

Nel caso in esame, per quanto riguarda i risultati di prove SPT, sono stati stimati valori del modulo elastico di Young E (in condizioni drenate) attraverso le seguenti correlazioni:

$$E' = N_{SPT} \cdot [10,5 - (3,5 \cdot D_R)]$$

proposta da Jamiolkowski et al. (1988) dove il modulo E' così determinato è da intendersi come un modulo secante corrispondente a tensioni pari al 25% delle tensioni a rottura. La D_r utilizzata può essere definita tramite le relazioni utilizzate nella presente relazione;

$$E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$$

proposta da Denver (1982) dove S_1 e S_2 sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia secondo quanto suggerito dall'autore e riportato in Figura 7.

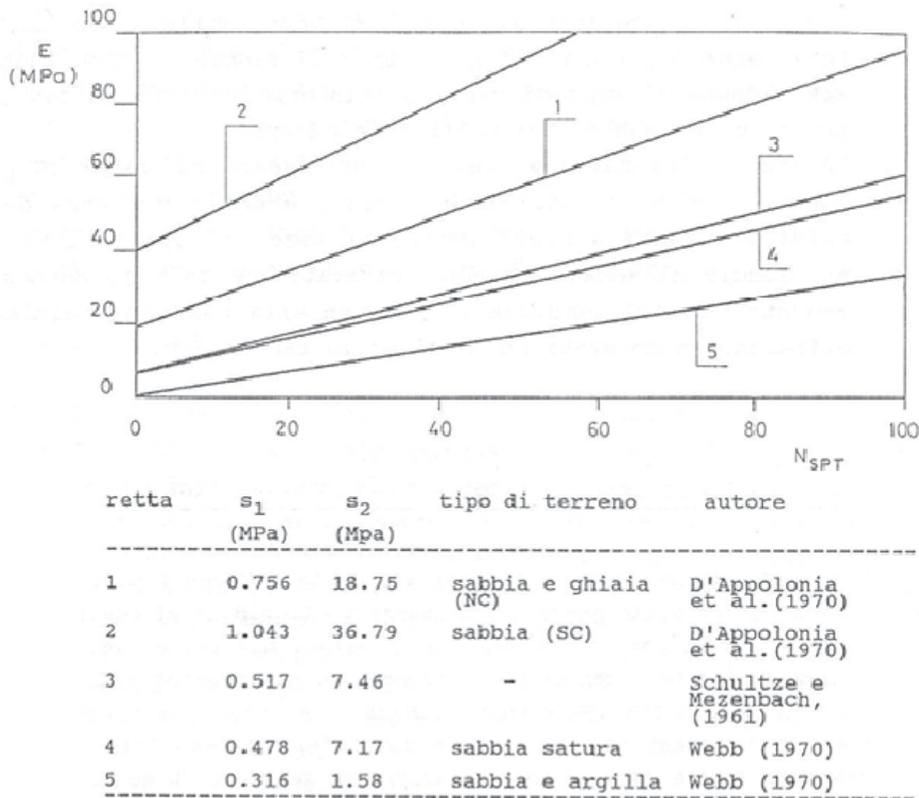


Figura 7: correlazione tra modulo di Young e NSPT (Denver, 1982)

Infine, una stima attendibile del modulo elastico E' a partire dai risultati delle prove SPT, si ottiene con la relazione reperibile sul testo di Bowles, (1991):

$$E' = C_1 \cdot (N'_{55} + C_2)$$

dove C_1 ed C_2 sono coefficienti variabili rispettivamente tra 500 a 1200 e 6 oppure 15 in funzione del tipo di terreno ed N'_{55} si ricava a partire dal numero di colpi standard N'_{70} , calcolato, a partire dal valore NSPT, con la seguente relazione:

$$N'_{70} = CN \cdot N_{SPT} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$$

in cui:

- CN è un coefficiente che tiene conto del sovraccarico, ed è calcolato secondo la formula di Liao e Whitman (1986);
- $\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$ sono fattori correttivi che dipendono rispettivamente dal tipo di maglio, dalla lunghezza della fune, dal tipo di sonda campionatrice e dal diametro del foro. Nel caso in esame, si considerano pari ad 1.

Per passare da N'_{70} a N'_{55} si utilizza la seguente espressione (rif. Bowles - par. 3.7):

$$N'_{55} = \frac{70}{55} \cdot (N'_{70})$$

In corrispondenza di terreni sabbiosi e ghiaiosi, con $N_{SPT} > 15$, il modulo elastico E' si ricava mediante la seguente relazione (cfr. Bowles - Tab. 5.5):

$$E' = 600 \cdot (N'_{55} + 6) + 2000$$

I valori del modulo di Young, stimati attraverso l'uso delle diverse correlazioni, sono rappresentati graficamente in Figura 8, dove si osserva che la correlazione di Bowles si discosta dalle altre due, che mostrano invece valori simili. I dati in tal modo ottenuti, vengono elaborati considerando il valor medio tra le seguenti due grandezze: [valor medio; valor minimo]. Il valore così ottenuto per ogni prova, è riportato, nel diagramma in Figura 9, dove si osserva che, scartando il valore a rifiuto, il litotipo coltre eluvio colluviale, presenta un valore del Modulo di Elasticità Longitudinale variabile nell'intervallo 15-25 MPa.

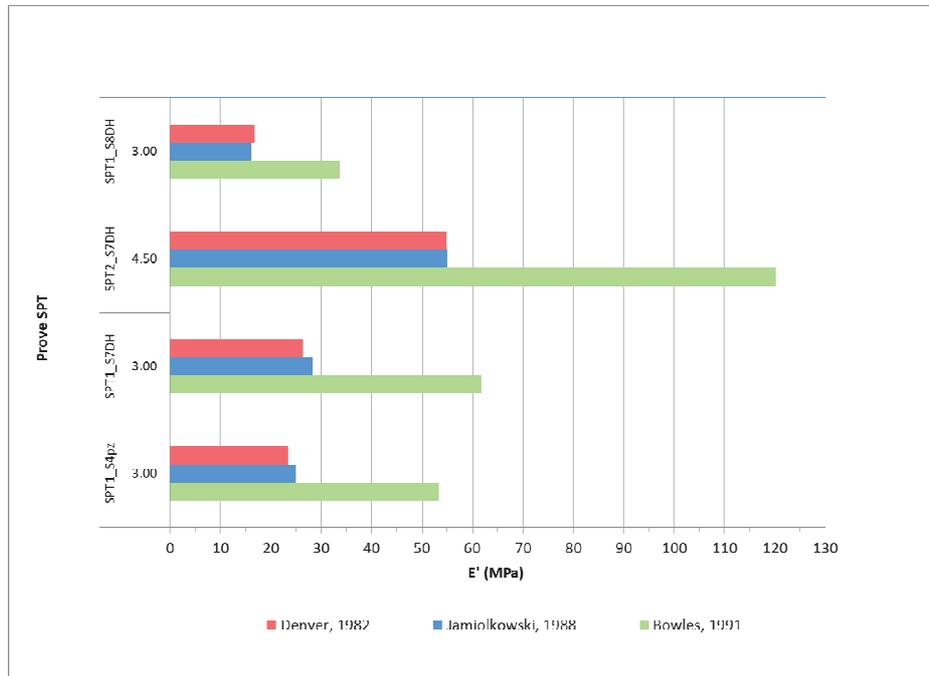


Figura 8: stima dei valori del modulo di Young, ricavati con le correlazioni utilizzate

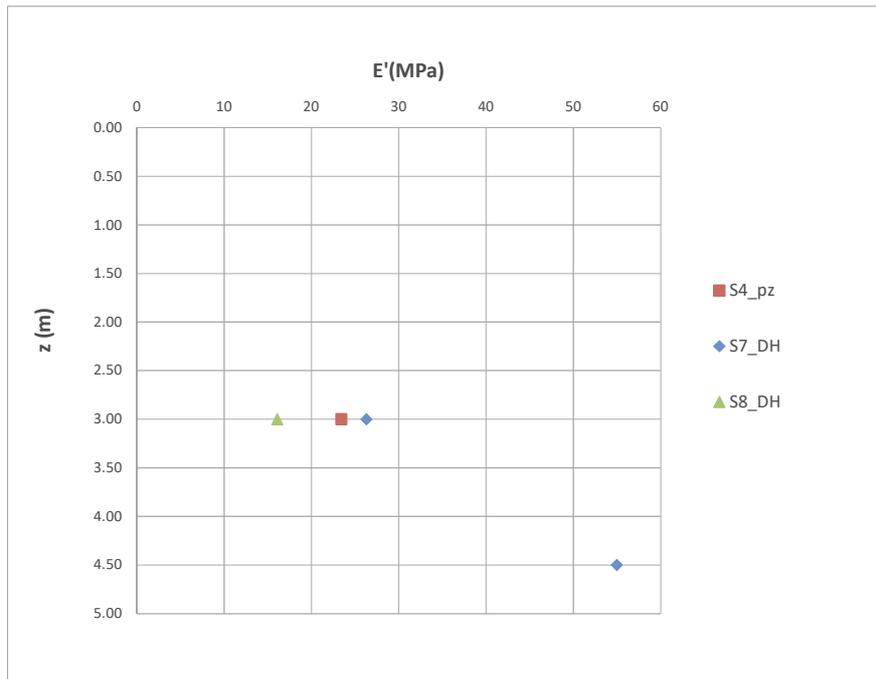


Figura 9: elaborazione dei valori del modulo di elasticità longitudinale per il litotipo coltre e-c

6.1.3 Permeabilità

Per la determinazione dei parametri di permeabilità si è fatto riferimento alla due prove Lugeon eseguite nei sondaggi S4 e S7, come riportato in Tabella 2, dalle quale si sono dedotte valori del coefficiente di permeabilità k compreso tra $1E-07$ e $8E-07$ m/s per l'ammasso roccioso.

6.1.4 Resistenza al Taglio

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali ascrivibili al litotipo coltre superficiale, per l'area oggetto dell'intervento, sono stati adoperati anche i risultati delle prove SPT, facendo riferimento alle correlazioni di seguito riportate:

Japan Road Association:

$$\phi' = \sqrt{15N_{SPT}} + 15$$

Peck:

$$\phi' = 0,3N_{SPT} + 20$$

Schmertmann:

$$\phi' = 28 + 0.14 Dr$$

In Tabella 4 sono presentati i risultati dell'applicazione delle citate correlazioni. I dati in tal modo ottenuti, vengono elaborati considerando il valor medio tra le seguenti due grandezze: [valor medio; valor minimo]. Il valore così ottenuto per ogni prova, è riportato, nel diagramma in Figura 10, dove si osserva che, scartando il valore a rifiuto, il litotipo coltre eluvio colluviale, presenta un angolo di resistenza al taglio variabile tra 28,9° e 34,8°, per cui si può assumere pari a 30° come valore caratteristico.

Sondaggio	Prova	Profondità da p.c. (m)	D _R (%)	φ' _p (°) [Japan Road Ass.]	φ' _p (°) [Schmertmann]	φ' _p (°) [Peck]
S4_pz	SPT1_S4pz	3.00	85.89	37.6	40.0	30.2
S7_DH	SPT1_S7DH	3.00	93.16	39.5	41.0	32.0
S7_DH	SPT2_S7DH	4.50	100.00	53.7	47.5	50.0
S8_DH	SPT1_S8DH	3.00	65.87	32.3	37.2	26.0

Tabella 4: stima dell'angolo di Resistenza al Taglio da prove SPT



Figura 10: Variazione dell'angolo di resistenza al taglio, stimato da prove SPT per il litotipo coltre eluvio – colluviale

I valori dell'angolo di resistenza al taglio stimati della coltre eluvio-colluviale variano tra 28.9° ed 34.8° se ricavati da prove SPT, eseguite a profondità di 3 m circa dal piano campagna.

6.2 Parametri geotecnici da prove in laboratorio

6.2.1 Prove di identificazione e classificazione

Sui campioni semi-indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove di classificazione e identificazione dello stato fisico dei terreni ascrivibili al litotipo coltre superficiale. Le principali proprietà indice e le caratteristiche fisiche e di stato dei terreni investigati sono riportate nella Tabella 5. Sulla base di quanto riportato si può affermare che il terreno ascrivibile al litotipo coltre eluvio-colluviale è un terreno con prevalenza granulare, sebbene dotato di una componente a grana fine non inferiore al 25%. La classifica granulometrica di laboratorio riporta, infatti, "limo argilloso e sabbioso" e "sabbia medio-fine limosa".

Sondaggio - Campione	Prof. (m)	Unità geotecnica	Peso di volume (kN/m ³)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
S4_pz - CR1	1.6-2.0	e-c	18.35	27.8	29.4	36.0	6.8	39	26	13
S4_pz - CR2	3.5-3.8	e-c	20.52	19.7	36.7	37.4	6.2	29	20	9
S5_DH - CR1	2.0-2.4	e-c	18.03	10.2	30.4	50.7	8.6	43	28	15
S5_DH - CR2	4.0-4.5	e-c	19.38	16.0	35.0	41.0	8.0	33	25	8
S7_DH - CR1	1.5-2.0	e-c	18.95	28.4	38.4	30.0	3.1	32	24	8
S7_DH - CR2	3.6-4.0	e-c	19.71	7.7	39.9	42.6	9.8	28	21	7
S8_DH - CR1	2.0-2.4	e-c		35.4	24.9	36.5	3.3	42	27	15
S8_DH - CR2	4.0-4.3	e-c		42.4	28.5	23.7	5.4	26	19	7

Tabella 6: stima dell'angolo di Resistenza al Taglio

6.2.2 Prove meccaniche su terre

Sui provini di terreno ricavati dai campioni semi-indisturbati e indisturbati sono state eseguite prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, come riportato in Tabella 2. In particolare sono state eseguite:

- prove di taglio diretto per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni appartenenti al litotipo della coltre superficiale;
- prove di compressione uni assiale su provini di roccia;
- prove di Point-Load su provini di roccia.

I risultati delle prove di taglio diretto eseguite sui provini S4 CR2, S5 CR1, S5 CR2, S7 CR1 e S7 CR2, riportati in Tabella 5, hanno consentito la valutazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci (c' e ϕ') per la coltre di copertura eluvio colluviale.

Sondaggio-Campione	Profondità_provino	σ	τ
	(m)	(kPa)	(kPa)
S4-CR2	3.50	50	41.2
		100	73.9
		200	135.8
S5DH-CR1	2.00	30	25.9
		60	43
		120	82.3
S5DH-CR2	4.00	40	31.1
		80	55.1
		160	107.1
S7CR1	1.50	50	38.9
		100	77.2
		200	137.5
S7-CR2	3.60	50	35.7
		100	67.1
		200	132.6

Tabella 5: esito delle prove di taglio diretto su campioni rimaneggiati appartenenti al litotipo coltre eluvio - colluviale

In Figura 11 è riportato l'esito delle diverse prove, assieme con l'involuppo di rottura complessivo, che ha equazione

$$y = 0.6452x + 6.0574$$

e coefficiente di correlazione $R^2 = 0.9949$.

Pertanto, si desumono i seguenti valori dei parametri di resistenza al taglio:

C.

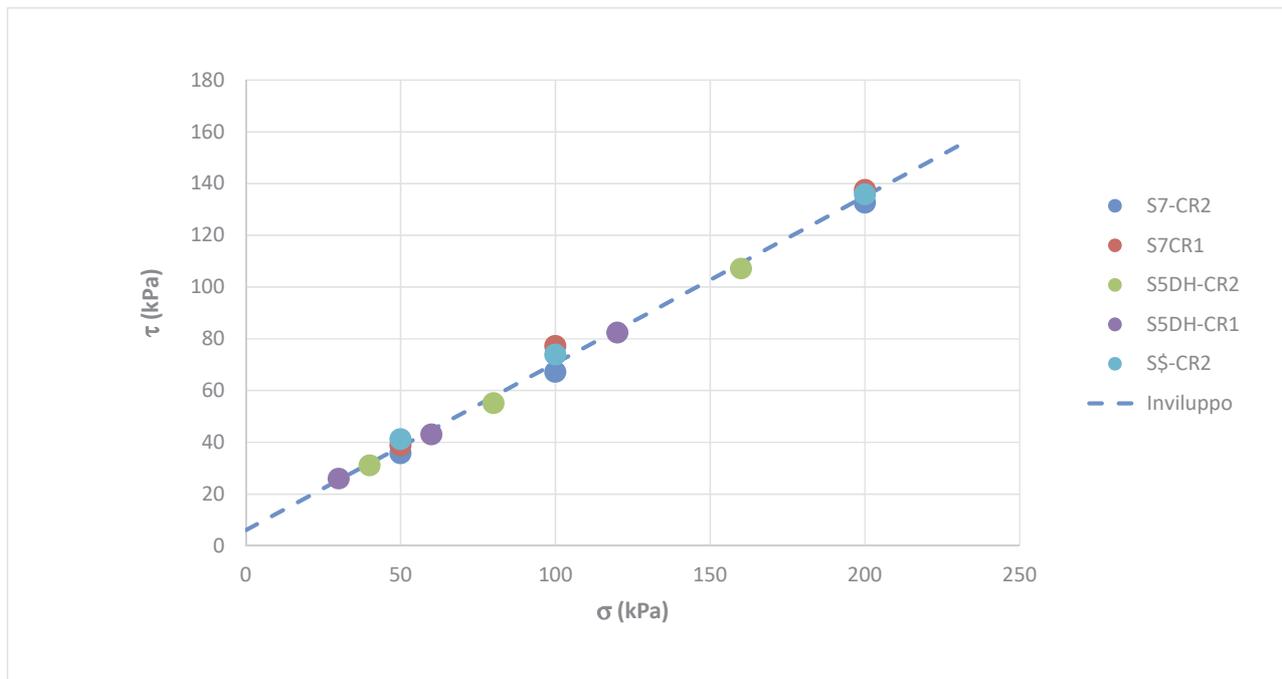


Figura 11: esiti di prove di taglio diretto sui campioni appartenenti alla formazione della coltre eluvio-colluviale.

6.2.3 Prove meccaniche su Rocce

In Tabella 6 sono riportati i risultati delle prove di compressione uniassiale su roccia dai provini prelevati da tutti i sondaggi:

- in Figura 12, dove è riportato l'andamento del peso di volume con la profondità, si osserva che il peso di volume medio è prossimo al valore di 26 kN/m³, con una varianza dei dati contenuta;
- in Figura 13, dove è riportato l'andamento della tensione di rottura con la profondità, si osserva che questa si mantiene entro l'intervallo dei valori: [4-45] MPa, con valor medio 25.5 MPa.

PROVE DI COMPRESSIONE UNIASSIALE SU ROCCIA									
Sondaggio	Campione	Profondità iniziale	Profondità finale	Peso di Volume	tensione di rottura	Modulo di Young	Coeff. Poissont	Modulo di Young	Coeff. Poissont
S	CR	Z_top	Z_down	w	σ_c	$E_{sec\ 50\%}$	$\nu_{sec\ 50}$	$E_{tan\ 50\%}$	$\nu_{tan\ 50}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(GPa)	(-)	(GPa)	(-)
S4 pz	CR3	7.60	7.90	24.89	11.93	0.91	0.27	2.58	0.32
S4 pz	CR5	14.25	14.55	26.20	41.50	2.65	0.25	2.52	0.34
S4 pz	CR8	23.30	23.70	26.20	38.19	1.95	0.31	2.85	0.24
S4 pz	CR9	26.25	26.50	25.85	20.78	2.25	0.28	3.47	0.38
S5 DH	CR9	9.00	9.25	26.21	22.88	3.35	0.26	5.91	0.25
S7 DH	CR7	7.45	7.75	26.50	44.54	6.00	0.31	8.58	0.28
S8 DH	CR7	26.25	26.50	25.85	20.78	2.25	0.28	3.47	0.38
S8 DH	CR8	23.45	23.70	26.40	3.95	0.27	0.28	0.61	0.20

Tabella 6: risultati prove di compressione uniassiale su roccia

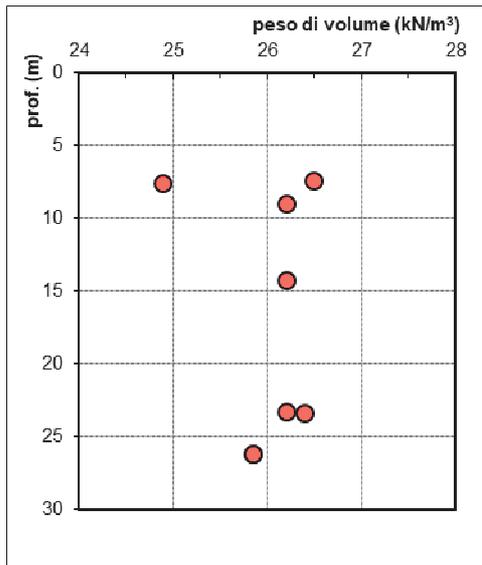


Figura 12: variazione del peso di volume per provini di roccia con la profondità.

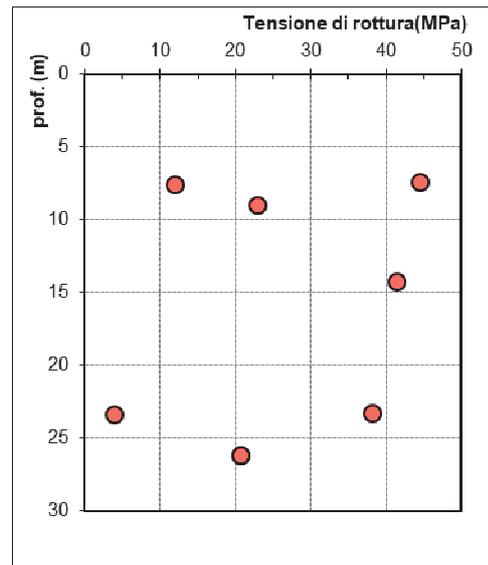


Figura 13: variazione della tensione di rottura in prove a compressione uniaassiale su provini di roccia con la profondità

In Tabella 8 sono riportati gli esiti delle prove di Point-Load eseguite su provini di roccia prelevati dai sondaggi, in condizioni assiali e diametrali. Questi dati non sono stati presi in considerazione per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso in quanto i valori delle prove di Point Load Test e di compressione uniaassiale non risultano comparabili tra di loro come si può notare da Figura 14 a Figura 17.

PROVE DI POINT LOAD													
Id. Campione	Prof.	Tipo Roccia	Tipo Test	2l	W	D	Press	De	De2	Is	F	Is(50)	σc
	[m]			[mm]	[mm]	[mm]	[bar]	[mm]	[mm²]	[MPa]		[MPa]	[MPa]
S4 pz	29.25	argill/calc	assiale	72.00	78.00	72.00	102	84.6	7151	2.07	1.27	2.62	7.86
S5 DH	13.00	argill/calc	assiale	72.00	78.00	72.00	120	84.6	7151	2.43	1.27	3.08	9.24
S5 DH	22.25	argill/calc	assiale	70.00	78.00	70.00	68	83.4	6952	1.42	1.26	1.79	5.37
S5 DH	28.15	argill/calc	assiale	72.00	78.00	72.00	140	84.6	7151	2.84	1.27	3.60	10.8
S7 DH	10.60	argill/calc	assiale	75.00	78.00	75.00	90	86.3	7448	1.75	1.28	2.24	6.72
S7 DH	17.00	argill/calc	assiale e	75.00	78.00	75.00	130	86.3	7448	2.53	1.28	3.24	9.72
S7 DH	28.10	argill/calc	assiale	70.00	78.00	70.00	102	83.4	6952	2.13	1.26	2.68	8.04
S8 DH	17.50	argill/calc	assiale	76.00	78.00	76.00	56	86.9	7548	1.08	1.28	1.38	4.14
S8 DH	26.50	argill/calc	assiale	70.00	78.00	70.00	110	83.4	6952	2.29	1.26	2.89	8.67
S4 pz	11.00	argill/calc	diametrale	170.00	78.00	78.00	60	78.0	6084	1.43	1.22	1.75	5.25
S4 pz	17.10	argill/calc	diametrale	180.00	78.00	78.00	50	78.0	6084	1.19	1.22	1.46	4.38
S4 pz	20.60	argill/calc	diametrale	190.00	78.00	78.00	62	78.0	6084	1.48	1.22	1.80	5.4

PROVE DI POINT LOAD													
Id. Campione	Prof.	Tipo Roccia	Tipo Test	2l	W	D	Press	D _e	D _{e2}	I _s	F	I _{s(50)}	σ _c
	[m]			[mm]	[mm]	[mm]	[bar]	[mm]	[mm ²]	[MPa]		[MPa]	[MPa]
S5 DH	16.00	argill/calc	diametrico	175.00	78.00	78.00	110	78.0	6084	2.62	1.22	3.20	9.6
S5 DH	19.70	argill/calc	diametrico	250.00	78.00	78.00	32	78.0	6084	0.76	1.22	0.93	2.79
S5 DH	25.00	argill/calc	diametrico	160.00	78.00	78.00	52	78.0	6084	1.24	1.22	1.51	4.53
S7 DH	13.75	argill/calc	diametrico	230.00	78.00	78.00	46.0	78.0	6084	1.10	1.22	1.34	4.02
S7 DH	20.10	argill/calc	diametrico	125.00	78.00	78.00	22	78.0	6084	0.52	1.22	0.64	1.92
S7 DH	25.05	argill/calc	diametrico	160.00	78.00	78.00	38	78.0	6084	0.91	1.22	1.11	3.33
S7 DH	33.40	argill/calc	diametrico	180.00	78.00	78.00	25	78.0	6084	0.60	1.22	0.73	2.19
S8 DH	9.00	argill/calc	diametrico	120.00	78.00	78.00	12	78.0	6084	0.29	1.22	0.35	1.05
S8 DH	14.80	argill/calc	diametrico	280.00	78.00	78.00	20	78.0	6084	0.48	1.22	0.58	1.74
S8 DH	30.80	argill/calc	diametrico	140.00	78.00	78.00	28	78.0	6084	0.67	1.22	0.82	2.46

Tabella 8: Esiti e specifiche delle prove di Point-Load eseguite sui provini di roccia prelevati dai sondaggi S4 pz, S5_DH, S7_DH e S8_DH.

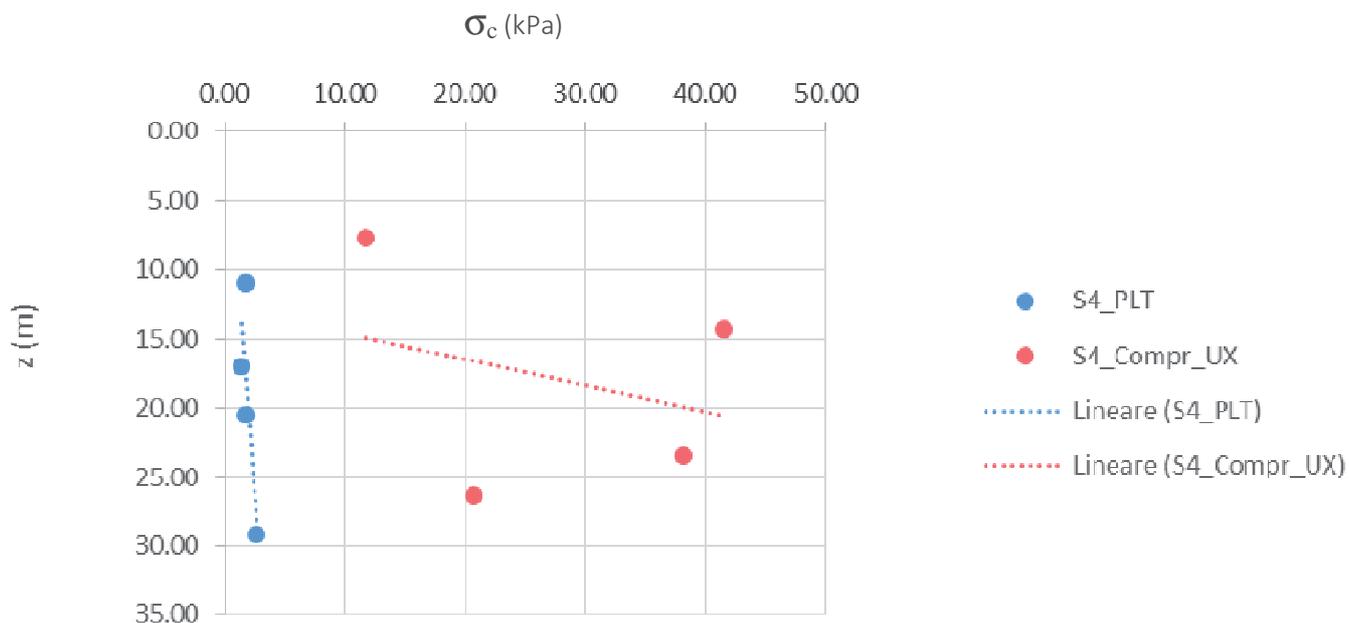


Figura 14: confronto tra i valori di σ_c ottenuti dalle prove PLT e da prove di compressione uniaxiale sui campioni del sondaggio S4_pz.

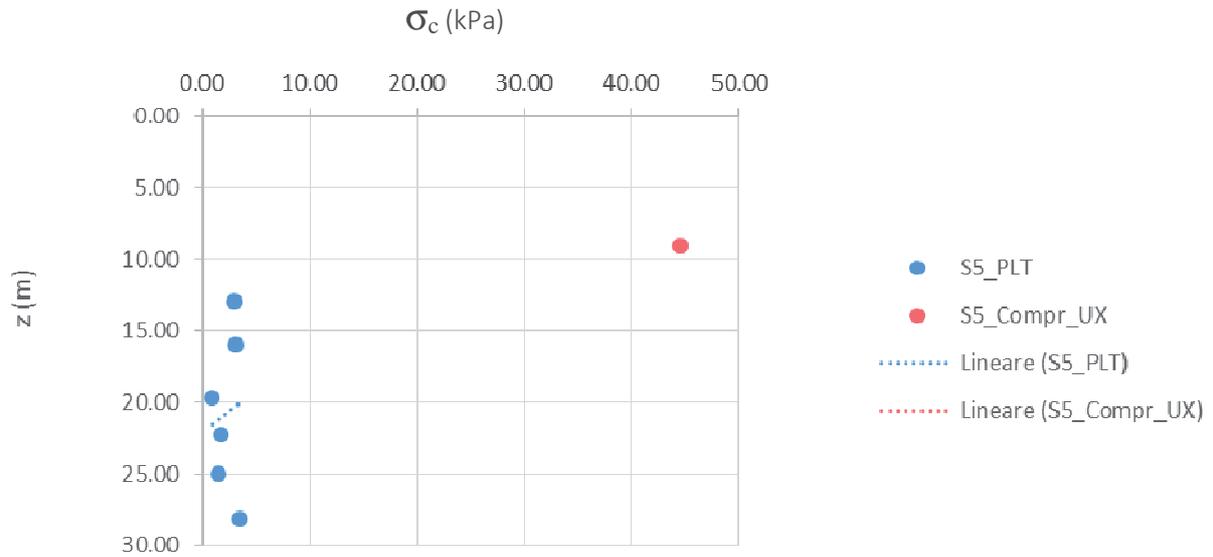
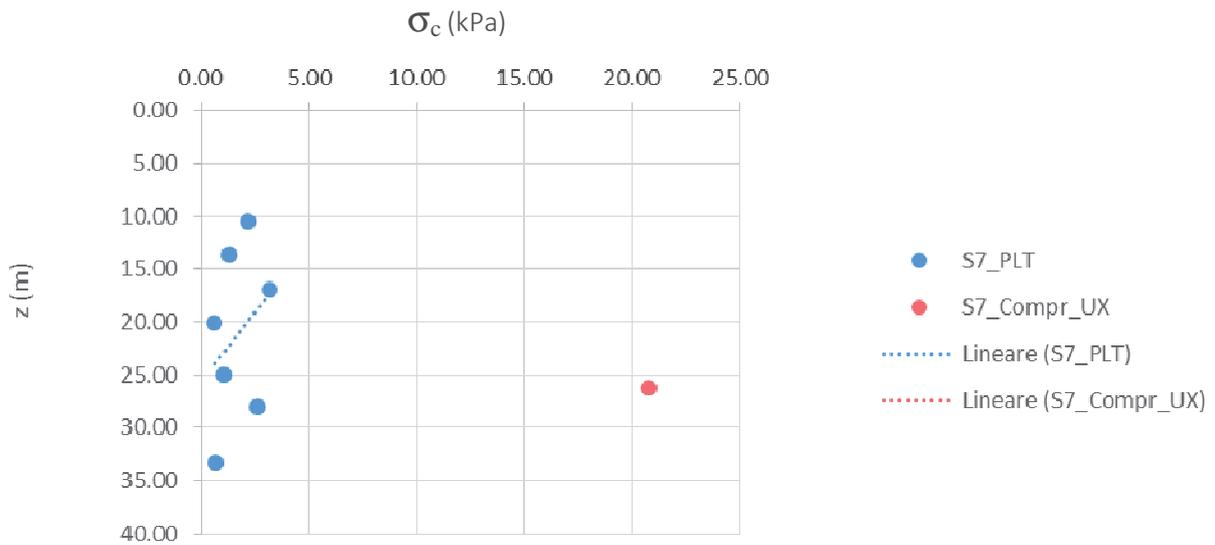


Figura 15: confronto tra i valori di σ_c ottenuti dalle prove PLT e da prove di compressione uniassiale sui campioni del sondaggio S5_DH.



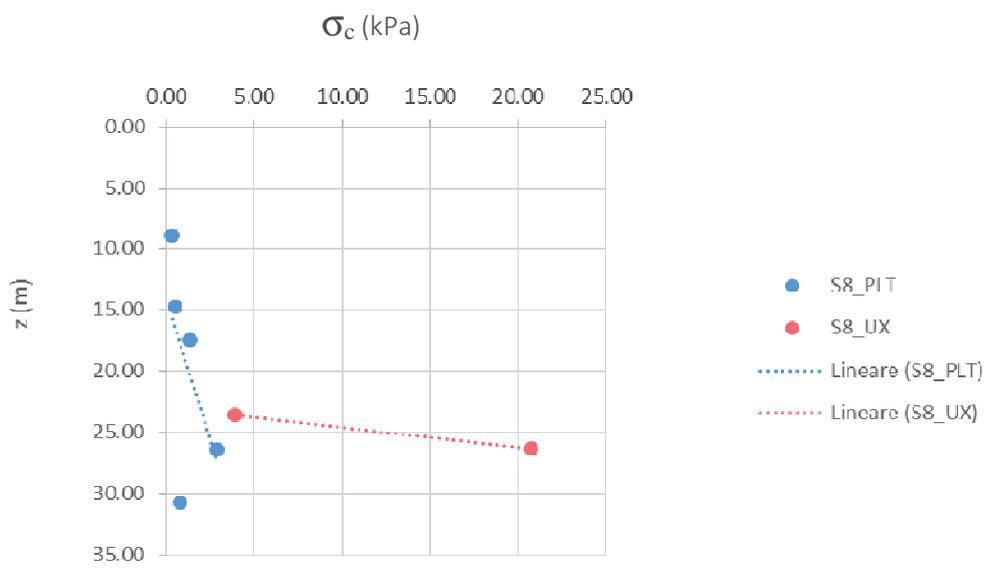


Figura 17: confronto tra i valori di σ_c ottenuti dalle prove PLT e da prove di compressione uniassiale sui campioni del sondaggio S8_DH.

7. Classificazione delle rocce

La caratterizzazione dell'ammasso roccioso emerso nelle indagini in situ, e noto già dagli elaborati provenienti dalla geologia viene eseguita con il metodo di Bieniawski (1989) e con il Metodo GSI (Hoek et al., 1995).

Il metodo di Bieniawski consente di effettuare una valutazione globale dell'ammasso roccioso, attribuendogli un punteggio, Rock Mass Rating (indice RMR), compreso tra 0 e 100, che misura la qualità del materiale, secondo la suddivisione riportata in Tabella 7.

Classe	RMR	Qualità
I	81 - 100	Molto buona
II	61 - 80	Buona
III	41 - 60	Discreta
IV	21 - 40	Scadente
V	< 21	Molto scadente

Tabella 7: Classifica RMR degli ammassi rocciosi

L'indice RMR viene calcolato con la relazione:

$$RMR = \sum_{i=1}^5 n_i = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

dove gli indici che compaiono nella sommatoria sono correlati alle principali caratteristiche dell'ammasso, secondo gli intervalli di valori riportati in Tabella 8: . Sulla scorta dei dati raccolti nel corso dello studio effettuato tramite le stazioni di rilevamento geomeccanico, il valore di RMR risulta mediamente pari a 56. Tale valore, alla luce di quanto sopra, consente di classificare la formazione di interesse appartenente alla classe III, avente qualità della roccia: discreta.

Termine	Caratteristica	Intervallo di Punteggio
(n ₁)	Resistenza della roccia intatta (s _c a compressione uniassiale o Point Load Test)	0 - 15
(n ₂)	Qualità delle carote RQD	3 - 20
(n ₃)	Spaziatura delle discontinuità	5 - 20
(n ₄)	Condizioni delle discontinuità (superfici più o meno ruvide, separate, alterate, ecc.)	0 - 30
(n ₅)	Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo)	0 - 15

Tabella 8: intervalli di punteggio attribuito alle caratteristiche dell'ammasso roccioso per la stima dell'indice RMR

Noto il valore di RMR, alla luce di studi specifici (Hoek et al. 1995, e Marinos and Hoek, 2000) si può determinare il valore del GSI (Geological Strength Index) secondo la relazione

$$GSI = RMR - 5$$

valida per $RMR > 23$. Pertanto, il valore del GSI preso in considerazione per la roccia fratturata è compreso 25 e 35 mentre per la roccia integra varia tra 35 e 45, come riportato nella relazione geologica e geomeccanica.

A seguito di una valutazione sul valore di GSI ottenuto e un'attenta considerazione dei parametri da utilizzare per la progettazione delle opere ricadenti in questo lotto, si è deciso di adottare un valore precauzionale del GSI pari a 30, anche considerando quanto riportato nello studio geologico a corredo del progetto.

8. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Il criterio di rottura di Hoek – Brown per un ammasso roccioso è espresso dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Dove:

σ'_1 e σ'_3 sono gli sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura
 m è il valore della costante del criterio di Hoek – Brown per l'ammasso roccioso
 s ed a sono due costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso
 σ_c è la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta

I parametri m , s e a possono essere ricavati in funzione dell'indice GSI, secondo le relazioni di seguito riportate:

$$m = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 4D} \right)$$

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp \left(-\frac{GSI}{15} \right) - \exp \left(-\frac{20}{3} \right) \right]$$

in cui m_i è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e D è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

L'approssimazione lineare dell'involuppo di rottura secondo il criterio di Hoek e Brown attraverso il criterio di Mohr-Coulomb è stata eseguita mediante l'ausilio del programma RocLab, che ha richiesto i dati di input:

- Tensione di rottura σ_c da prove a compressione uniassiale;

-
- Parametro m_i – nel caso di specie scelto pari a 12 (tipico dell'ammasso roccioso, assimilabile ad un calcare ricristallizzato per metamorfismo, i.e. Crystalline Limestone);
 - Indice GSI – nel caso di specie scelto pari a 30;
 - Parametro D – nel caso di specie scelto pari a 0.7 (parametro che misura il grado di disturbo dell'ammasso, variabile [0.7 – 1]);
 - Parametro MR - nel caso di specie scelto pari a 500 (Crystalline Limestone);

Al fine di completare la caratterizzazione, si è proceduto alla stima del modulo elastico dell'ammasso utilizzando la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

da cui si evince che il modulo E può essere ricondotto ai parametri D , σ_c e GSI.

Stante la natura particolarmente acclive del sito in progetto, nonché le numerose opere di sostegno previste dal tracciato stradale, oltre 30, si applica il criterio di Hoek e Brown in condizioni di pendio (slopes), al fine di garantire una migliore aderenza della caratterizzazione alla realtà.

Per quanto detto, con i dati di input dei parametri suddetti, i cui valori sono stati definiti nei paragrafi precedenti, ed in particolare:

- Dati prove compressione uniassiale – Tabella 6;

si ottengono i valori dei parametri del criterio di Mohr-Coulomb equivalente. Le elaborazioni sono state eseguite con l'ausilio del codice RocLab (Rocscience), e sono riportate dalla Figura 26 alla Figura 25.

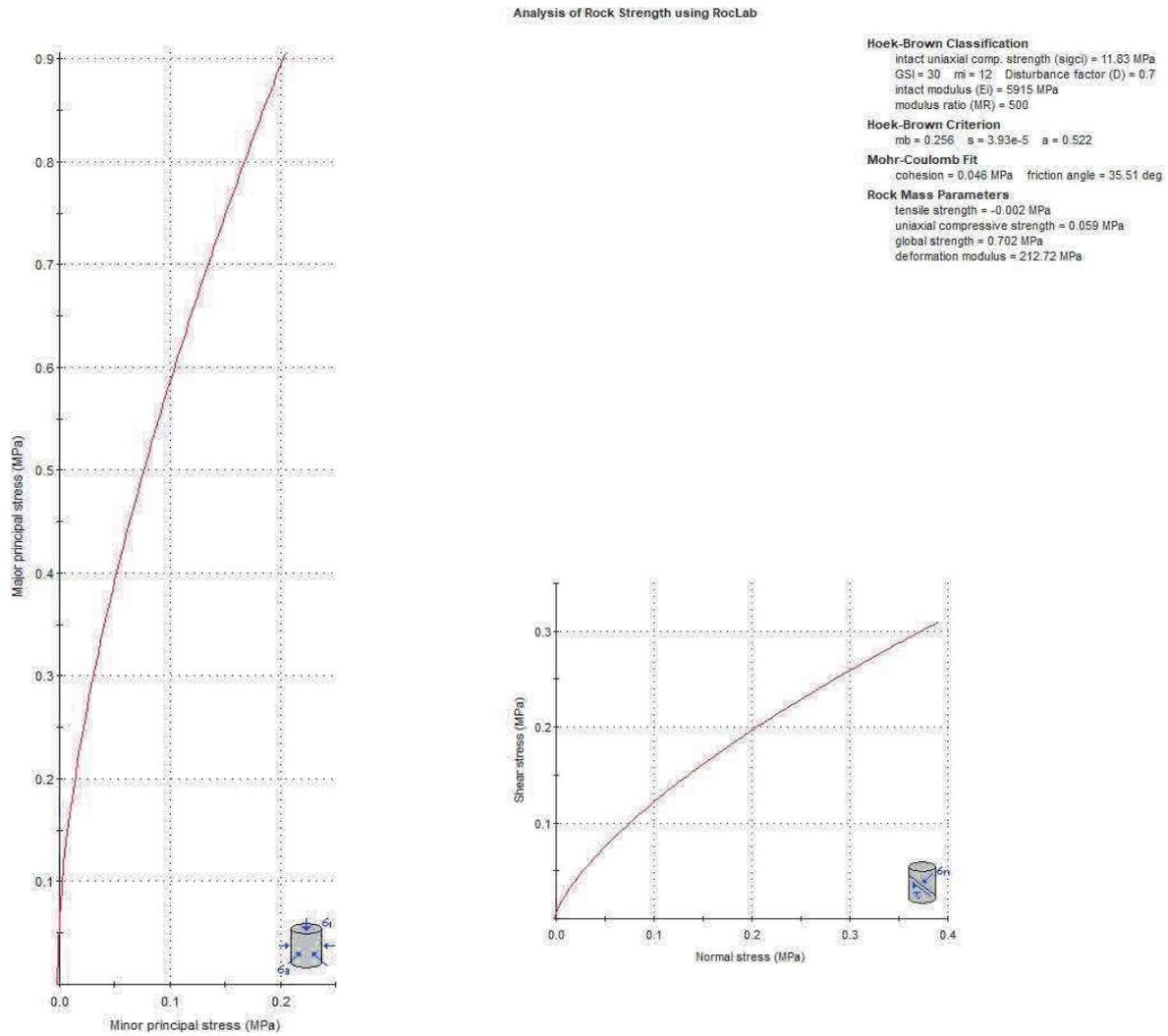
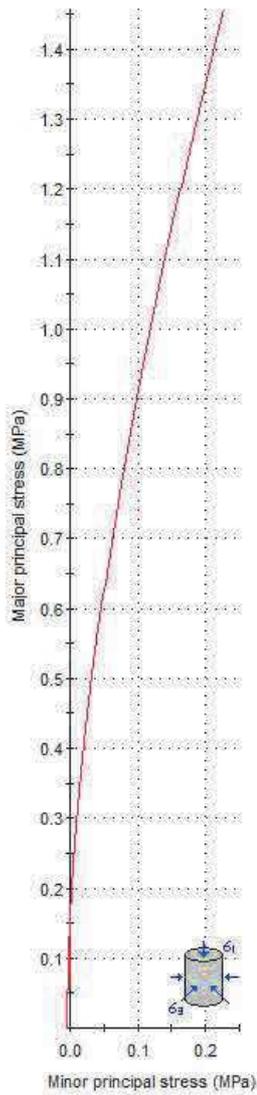


Figura 18: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S4DH-CR3.



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 41.5 MPa
 GSI = 27.5 m_i = 12 Disturbance factor (D) = 0.7
 intact modulus (Ei) = 20750 MPa
 modulus ratio (MR) = 500

Hoek-Brown Criterion

m_b = 0.223 s = 2.73e-5 a = 0.526

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.070 MPa friction angle = 43.19 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.005 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.164 MPa
 global strength = 2.236 MPa
 deformation modulus = 680.22 MPa

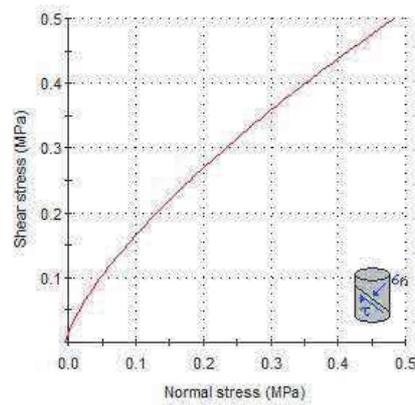


Figura 19: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S4DH-CR5.

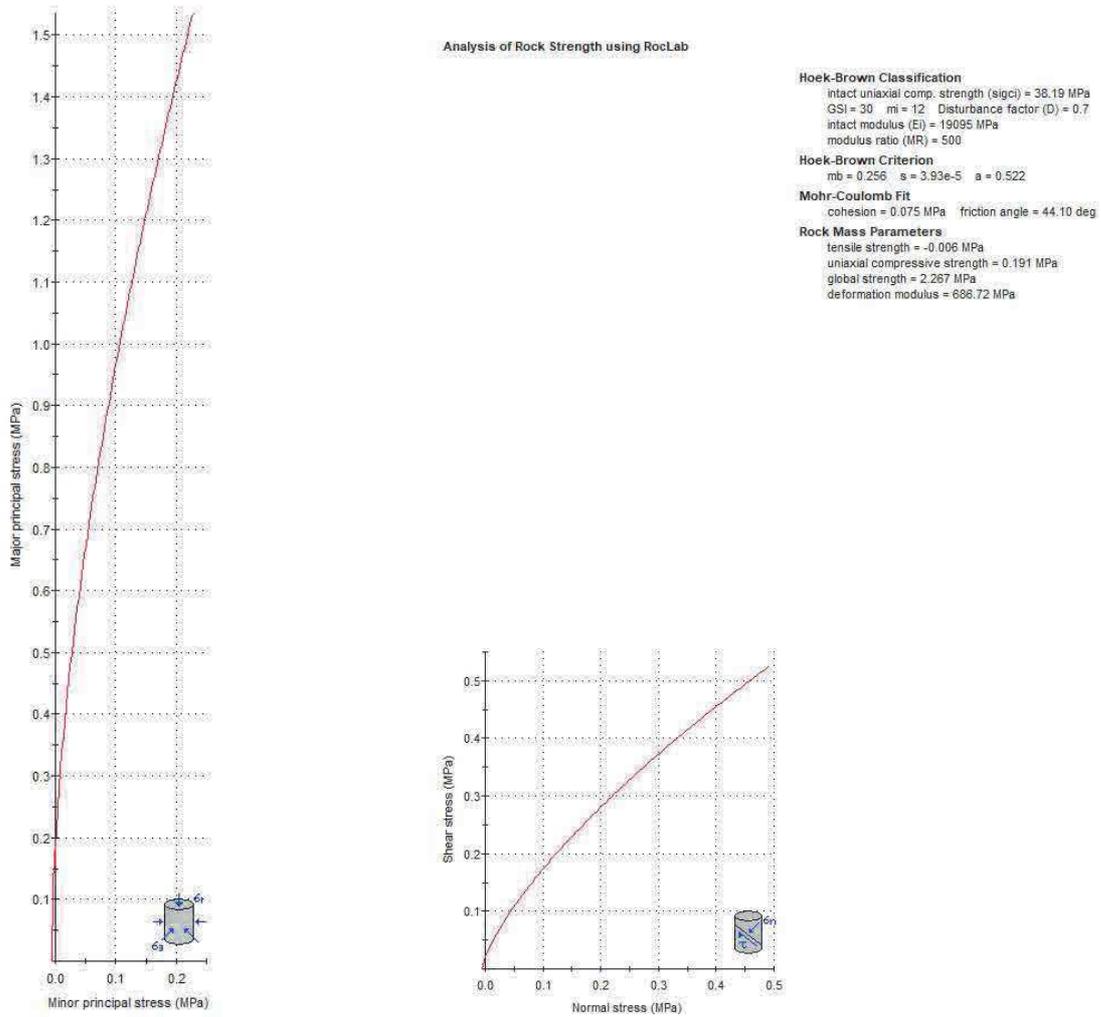


Figura 20: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S4DH-CR8.

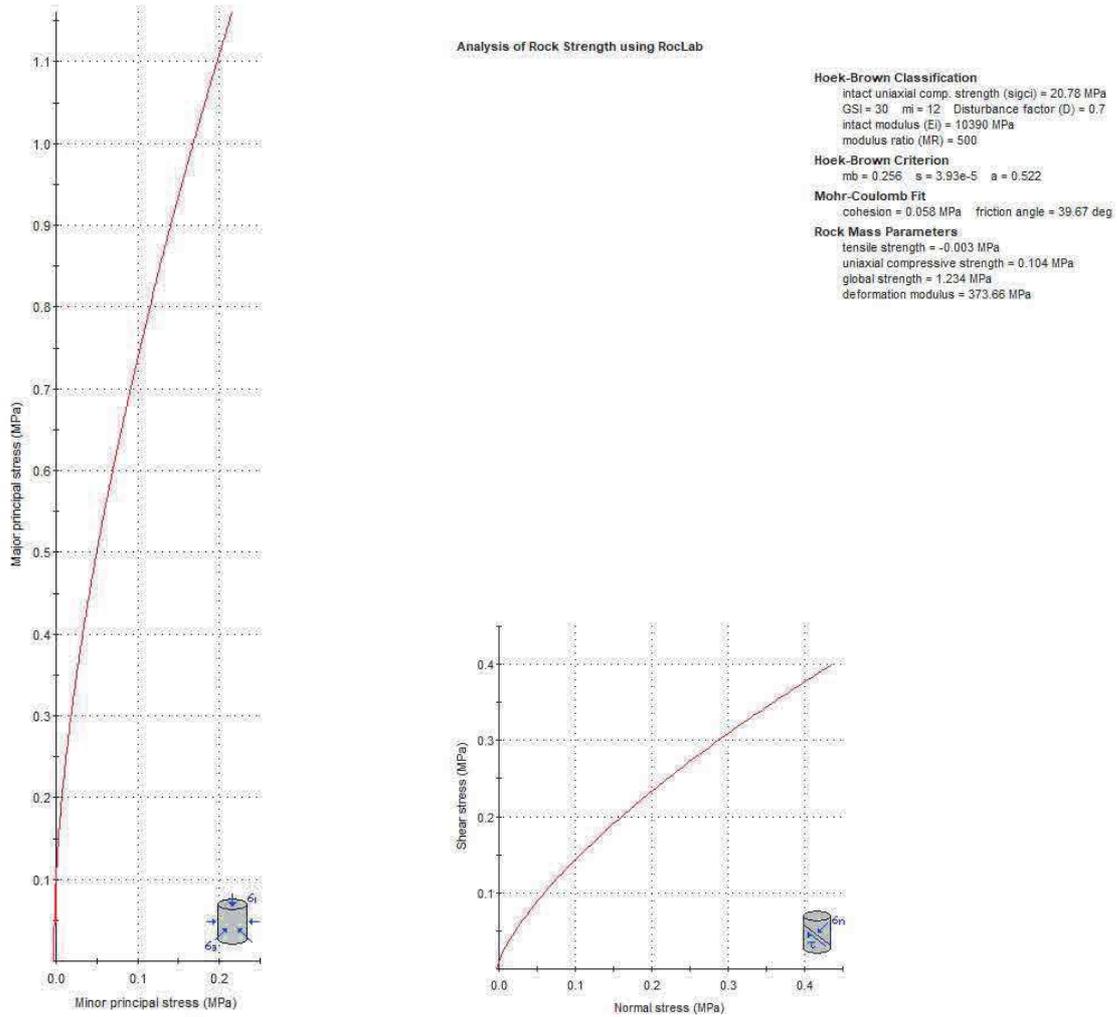


Figura 21: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniaassiale sul campione S4DH-CR9.

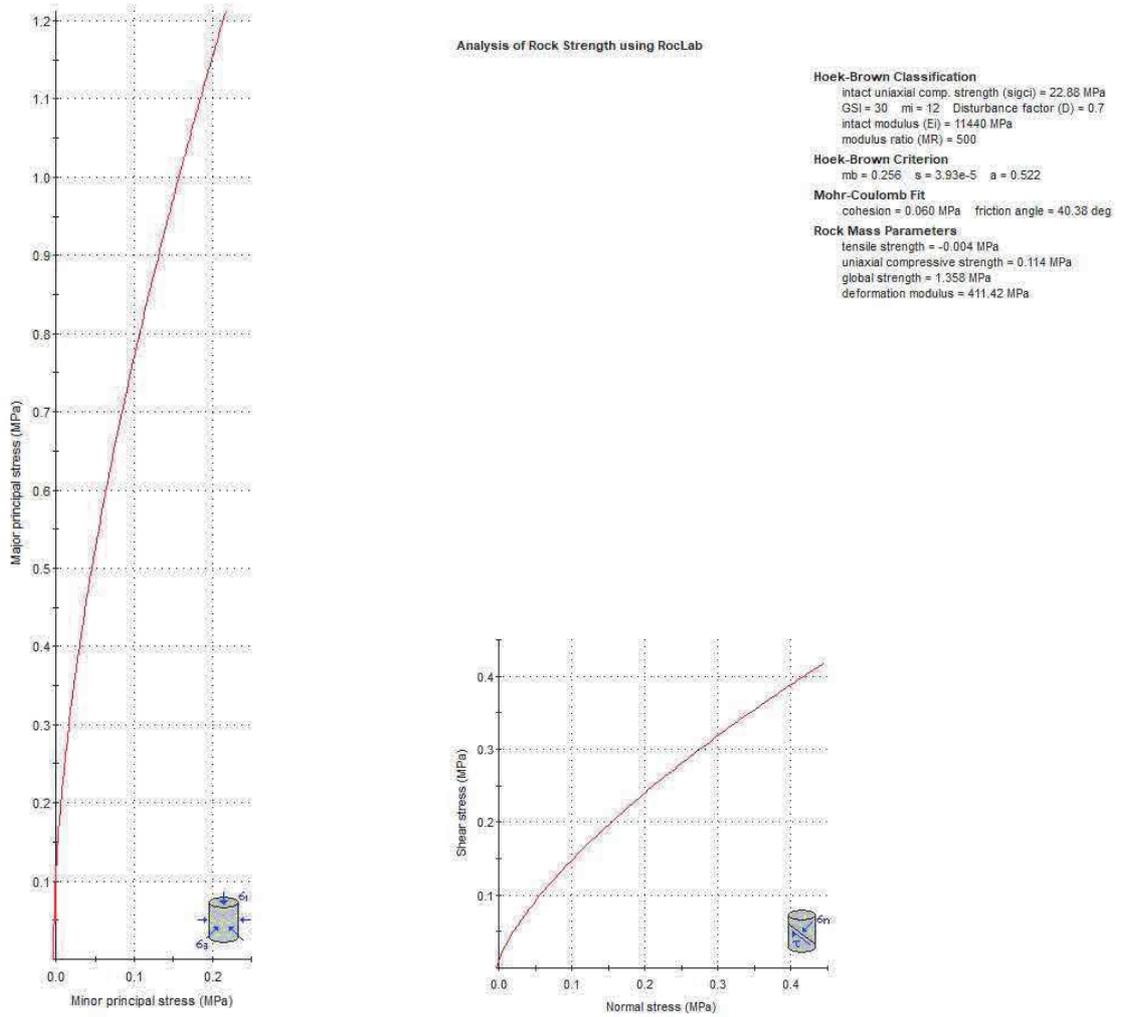


Figura 22: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniaxiale sul campione S5DH-CR9.

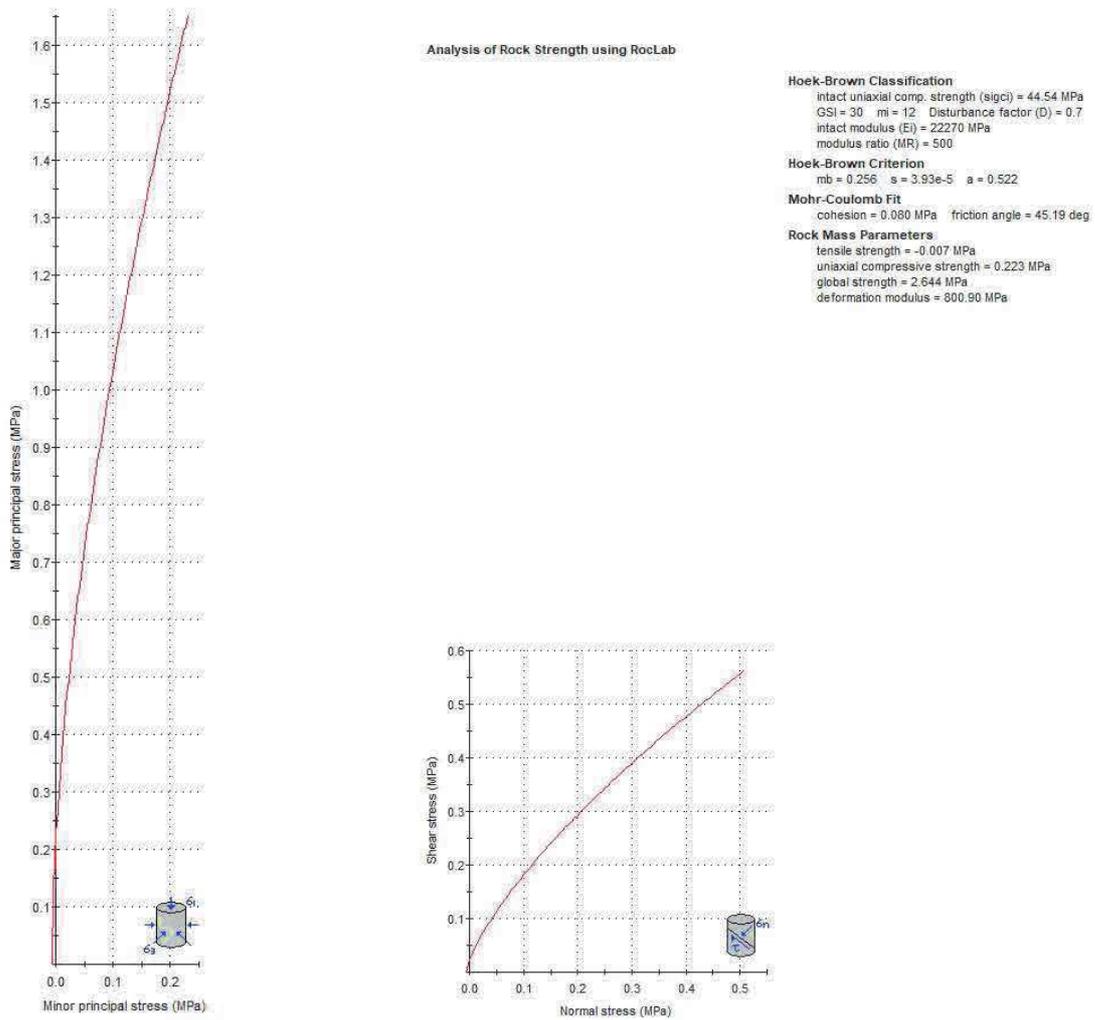


Figura 23: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S7DH-CR3.

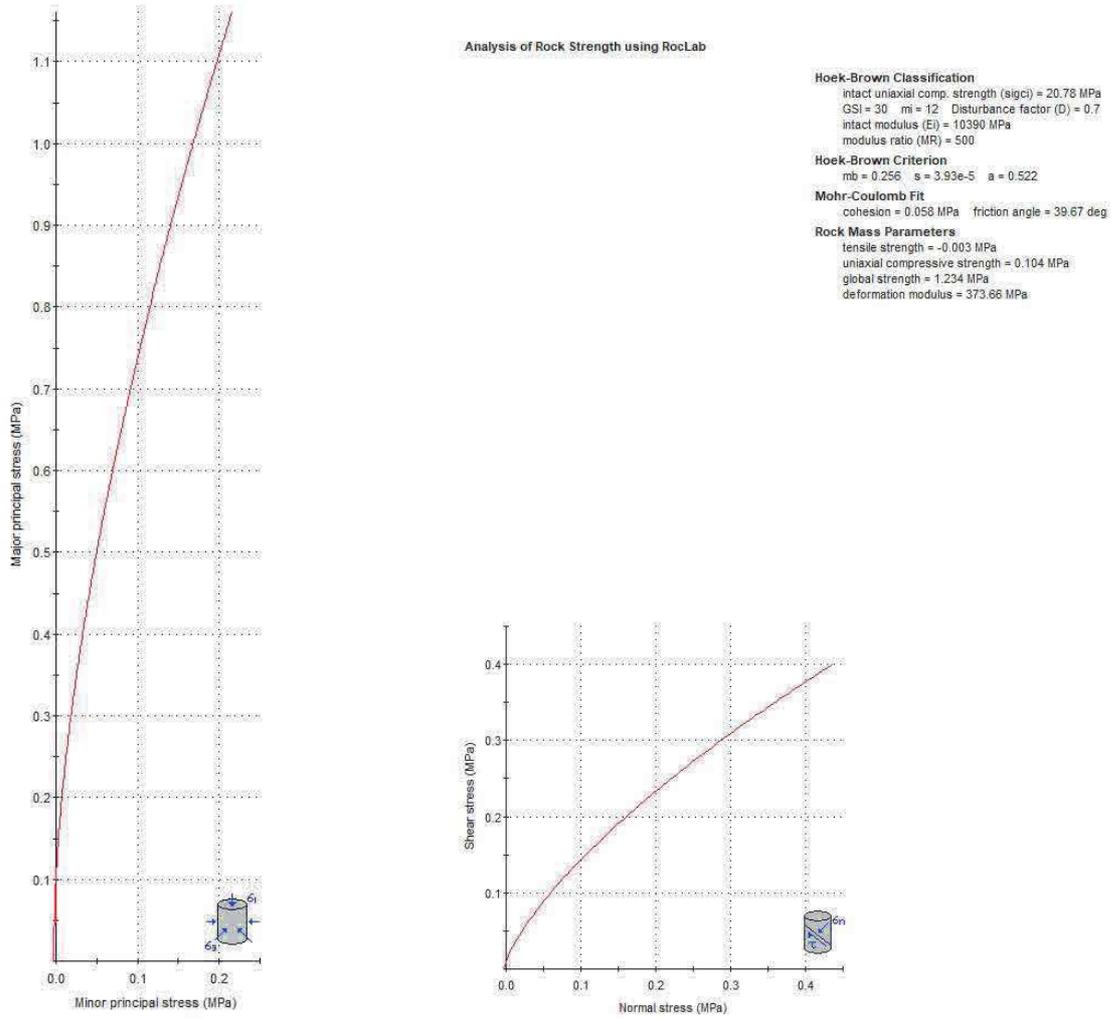


Figura 24: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S8DH-CR7.

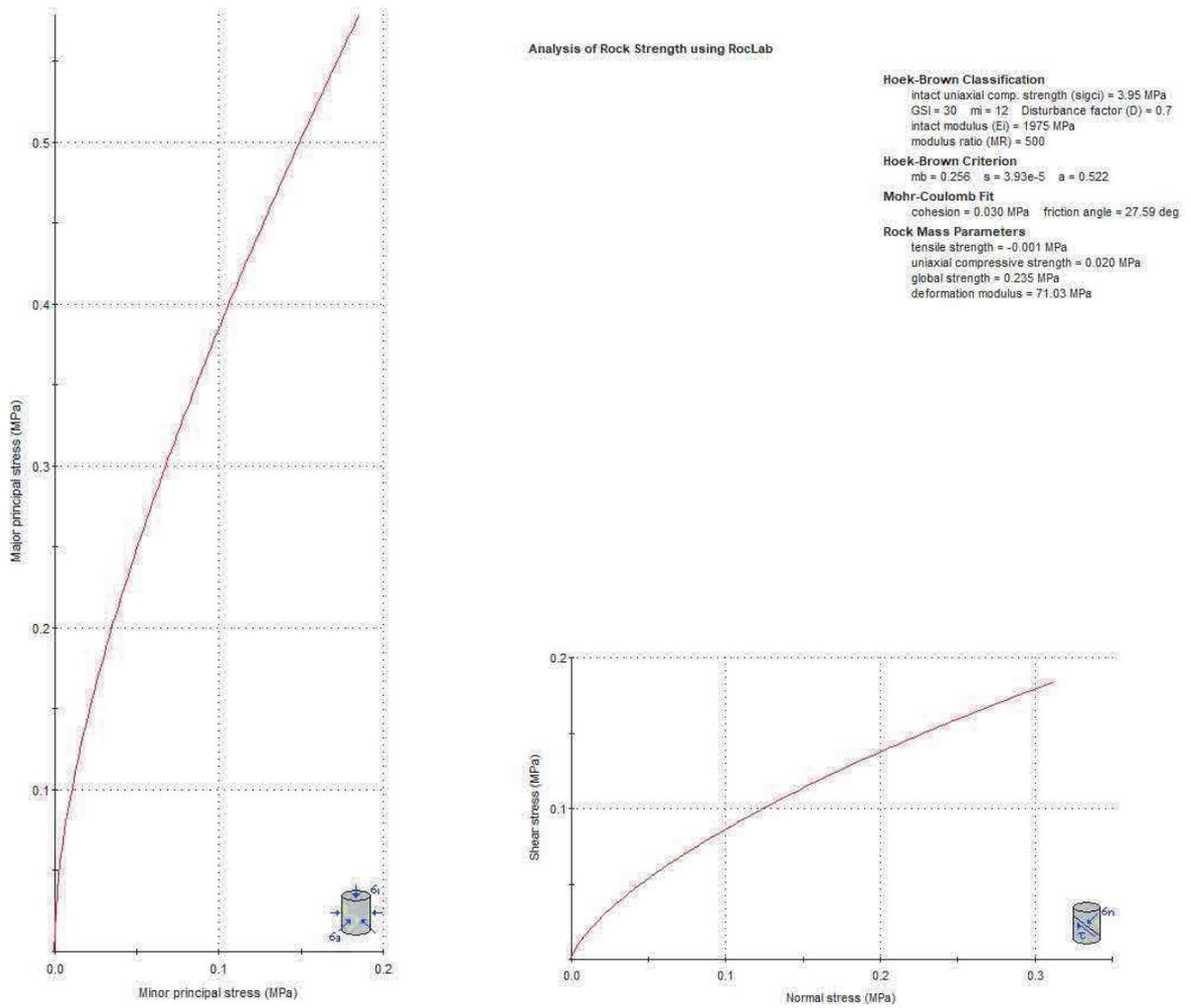


Figura 25: dati del criterio di Mohr-Coulomb equivalente a partire da valori di σ_c ottenuti dalla prova di compressione uniassiale sul campione S8DH-CR8.

La Tabella 11 riporta la sintesi delle elaborazioni eseguite, mettendo a confronto i dati di input e di output per i diversi campioni. I valori di coesione e angolo di attrito ottenuti dalle prove di compressione uniassiale sono infine diagrammati in Figura 26 ed Figura 27:

			Parametri input		Parametri output		
Id. prova			Tensione di Rottura in prova uniass.		Modulo di Young	Parametri Criterio di Mohr Coulomb Eq.	
Sondaggio	Campione	z	σ_c	GSI	E'	c'	ϕ'
(-)	(-)	(m)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(°)
S4_pz	CR3	7.75	11.83	30	0.70	46.21	35.51
	CR5	14.4	41.60	30	680.22	70.14	43.19
	CR8	23.5	38.19	30	686.72	74.59	44.10
	CR9	26.38	20.78	30	373.66	57.89	39.67
S5_DH	CR9	3.13	22.88	30	411.42	60.20	40.38
S7_DH	CR3	7.6	44.54	30	800.90	79.74	45.19
S8_DH	CR7	26.4	20.78	30	373.66	57.89	39.67
	CR8	23.58	3.95	30	71.03	29.95	27.59

Tabella 11: sintesi delle elaborazioni dei dati sperimentali per la definizione dei parametri dell'ammasso secondo il criterio di Mohr-Coulomb equivalente

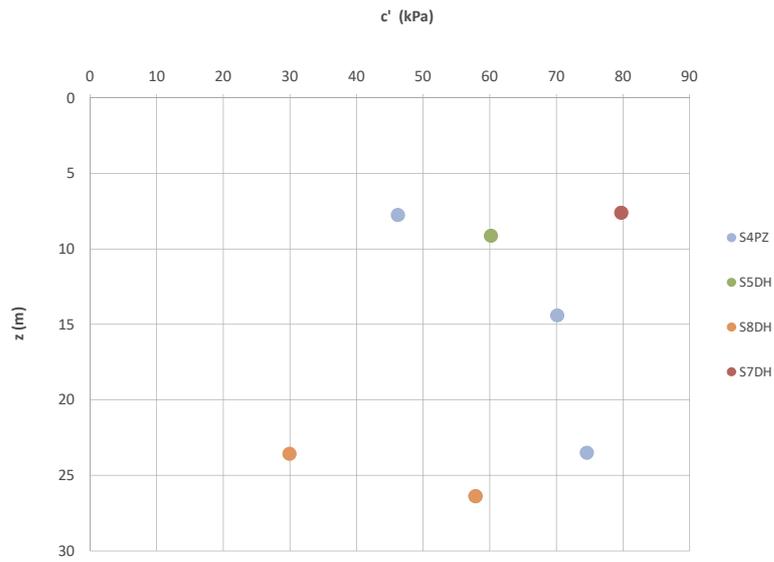


Figura 26: variazione dei valori di c' del criterio di Mohr – Coulomb equivalente a partire da prove di compressione uniassiale, con la profondità di prelievo.

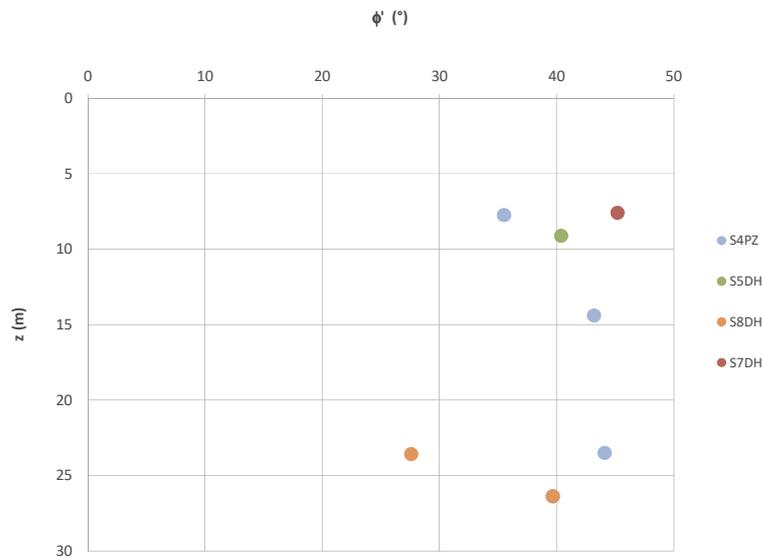


Figura 27: variazione dei valori di ϕ' del criterio di Mohr – Coulomb equivalente a partire da prove di compressione uniassiale, con la profondità di prelievo.

Alla luce di quanto sopra i valori di calcolo assunti per i litotipi rocciosi sono riportati in Tabella 9:

Litotipo	c'	ϕ'	E'
	(KPa)	(°)	(Mpa)
Roccia Fratturata	44	30	280
Roccia Integra	55	38	350

Tabella 9: Tabella dei valori assunti per la roccia fratturata e roccia integra

Come sopra detto, la metodologia di caratterizzazione riportata nella presente relazione, non ha fatto ricorso alle prove di point load per la determinazione della resistenza a compressione uniassiale, stante l'elevata dispersione dei valori di confronto tra Is_{50} e σ_c , (vedi diagrammi da Figura 14 a Figura 17). A confronto con la caratterizzazione eseguita nel I° Stralcio dello stesso progetto, riportata in Tabella 10, si osserva che:

- I. Roccia Fratturata: a fronte di una lieve riduzione della coesione (3 kPa), si ha una sensibile riduzione dell'angolo di attrito (5°);
- II. Roccia Integra: a fronte di una sensibile riduzione della coesione (36 kPa), si assume un incremento dell'angolo di attrito di 4°.

Nel complesso si può affermare che la caratterizzazione del presente progetto è più cautelativa, sebbene in linea con quello dello Stralcio precedente.

Litotipo	c'	ϕ'
	(KPa)	(°)
Roccia Fratturata	41	35
Roccia Integra	91	42

Tabella 10: dei valori assunti per la roccia fratturata e roccia integra nel I Stralcio.

Per una maggiore chiarezza di riporta in Figura 28 ed in Figura 29 il confronto tra le rette di involuppo a rottura assunti per il I° e II° Stralcio:

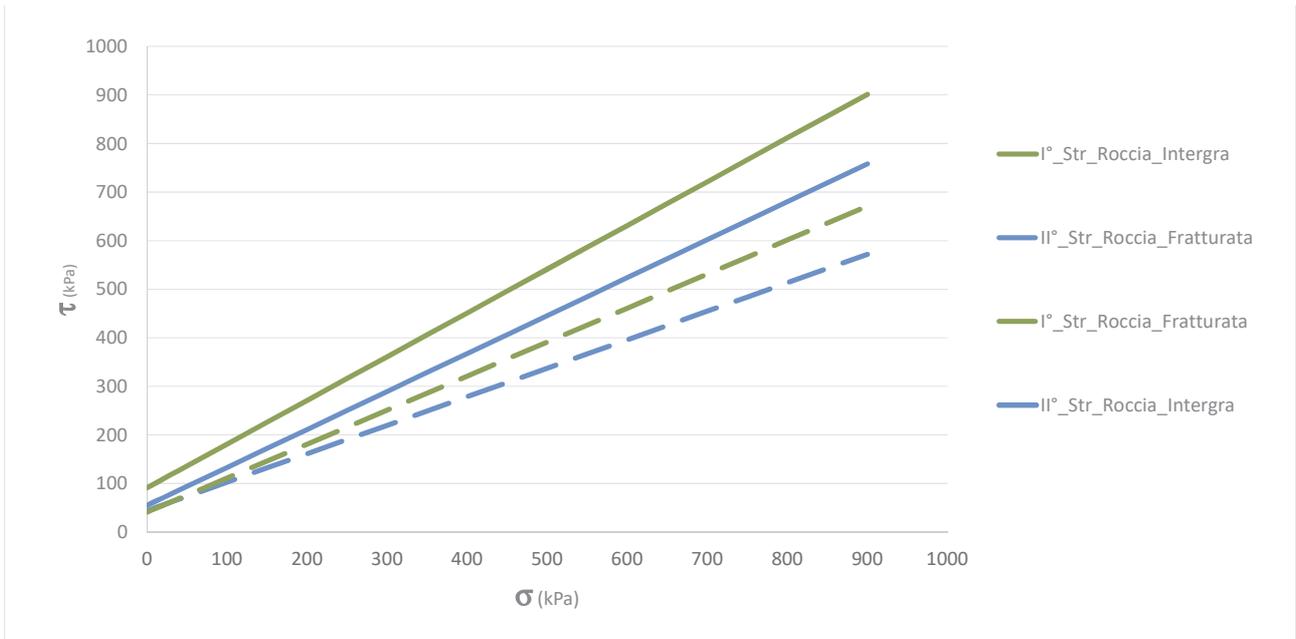


Figura 28: Confronto tra le rette di involucro di rottura assunti tra I° Stralcio e II° Stralcio per litotipi rocciosi.

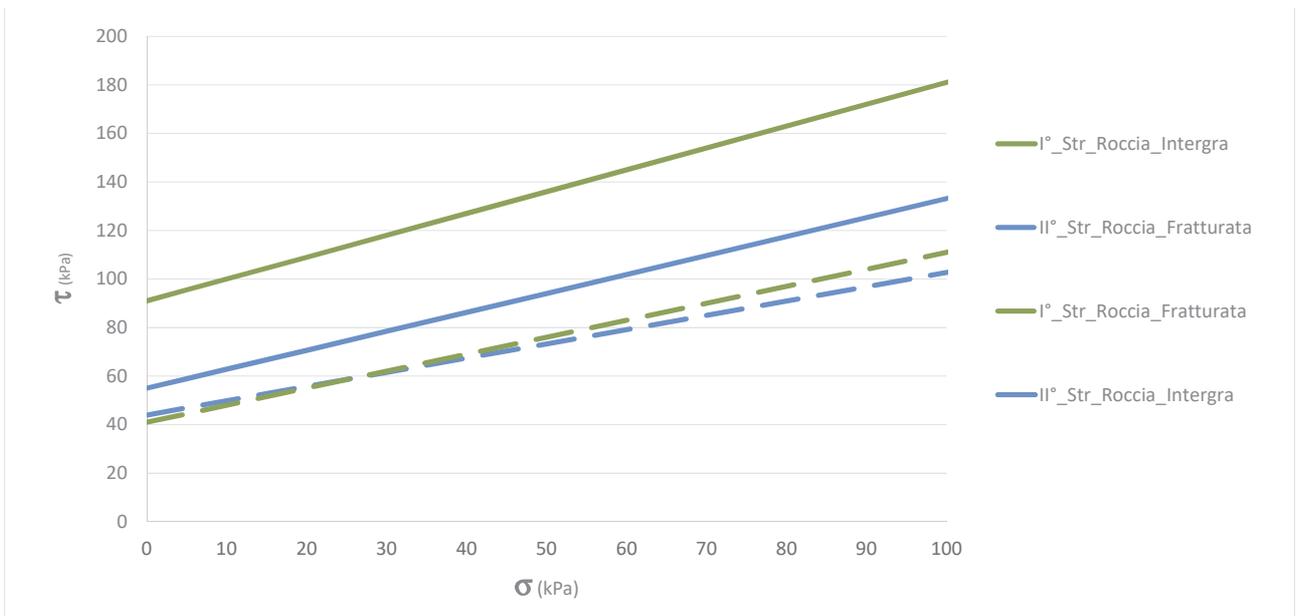


Figura 29: Confronto tra le rette di involucro di rottura assunti tra I° Stralcio e II° Stralcio per litotipi rocciosi, alle basse pressioni di confinamento.

9. Modello geotecnico di sottosuolo

Le conoscenze acquisite sulla base dei risultati delle indagini eseguite nell'area oggetto di studio hanno consentito di delineare un quadro soddisfacente della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei litotipi individuati, da cui sono stati ricavati i parametri fisici e meccanici dei modelli di sottosuolo in campo statico. Di seguito sono sintetizzate le caratteristiche meccaniche principali dei diversi litotipi che interagiscono con le opere in progetto.

I terreni di riporto disposti lungo il tracciato non hanno interazione diretta con le opere medesime e, pertanto, non sono presi in conto nella presente caratterizzazione.

L'omogeneità dei risultati riscontrata nelle indagini sperimentali eseguite, conferma le indicazioni del modello geologico contribuendo in maniera significativa a definire la litologia adottata in fase di calcolo, in cui il versante, di pendenza media di 25-30° circa, è costituito essenzialmente da un membro roccioso marnoso, con presenza di calcare arenaceo e giunti argillitici, che ha un grado di fratturazione decrescente con la profondità; questo strato è sovrastato da coperture eluvio-colluviali di spessore limitato di 3-5 m.

Depositi alluvionali – A

Descrizione litologica:

depositi costituiti principalmente da ciottoli e ghiaia.

Il peso dell'unità di volume medio è $\gamma=19,00 \text{ kN/m}^3$.

In assenza di campioni per questi depositi, i parametri di resistenza in tensioni efficaci sono stati scelti sulla base di esperienze pregresse e ritenuti rappresentativi di questi depositi: $c'=0$ e $\phi'=33-35^\circ$.

Per la stima del modulo di elasticità si può assumere un valore compreso nell'intervallo 15-25 MPa.

Litotipo Coltre superficiale – e-c

Descrizione litologica:

ghiaie e sabbie, con presenza sporadica di materiale a grana fine.

Il peso dell'unità di volume medio è $\gamma=19,00 \text{ kN/m}^3$.

I parametri di resistenza in tensioni efficaci sono stati scelti sulla base dei risultati delle prove di taglio diretto e SPT, pertanto i parametri sono i seguenti: $c'=0$ e $\phi'=27-33^\circ$.

Per la stima del modulo di elasticità si può assumere un valore accettabile compreso nell'intervallo 15-25 MPa.

Litotipo Roccia Fratturata - Rf

Descrizione litologica:

roccia costituita da componenti marnose e arenitiche, con stratificazione piano parallela, alterata e fratturata.

Con riferimento ai paragrafi precedenti, nel quale sono stati discussi i risultati delle prove in sito e in laboratorio, considerata la dispersione dei risultati, nonché i dati di osservazione delle cassette di sondaggio, è stato ritenuto opportuno differenziare la serie di materiali appartenenti all'ammasso roccioso.

Con "roccia fratturata" si tratta della fascia superficiale dell'ammasso roccioso (con spessori che generalmente non superano i 3-4 metri), spesso posta a diretto contatto con la sovrastante coltre eluvio colluviale, dalle caratteristiche meccaniche più ridotte.

Il valor medio del peso dell'unità di volume γ si assume essere di 26,0 kN/m³.

Per la definizione dei parametri geotecnici di questa unità si è stimato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito e della coesione efficace della roccia integra pari a 0.8. Si sono assunti quindi un valore di c' pari a 44 kPa e un angolo di attrito ϕ' di 30°.

Per la stima del modulo di elasticità si è ottenuto un valore pari a 280 MPa.

Litotipo Roccia Integra - Ri

Descrizione litologica:

roccia costituita da componenti marnose e arenitiche, con stratificazione piano parallela.

Si tratta della fascia più profonda dell'ammasso roccioso, sottostante la fascia fratturata, di cui si trova riferimento sperimentale in tutti i sondaggi geognostici, in cui l'ammasso mostra le sue caratteristiche meccaniche migliori.

Il valor medio del peso dell'unità di volume γ si assume di 26,0 kN/m³, come risultato dai dati diagrammati in Figura 14.

Dalla linearizzazione dell'involuppo di rottura del criterio di Hoek e Brown mediante il Criterio di Mohr Coulomb equivalente e dalla loro media aritmetica, si sono ricavati che i parametri di resistenza al taglio possono essere assunti come: $c'=55$ kPa e $\phi'=38^\circ$.

Mentre per il modulo di Young si è ricavato un valore pari a 350 MPa.

A conclusione dell'analisi dei dati a disposizione e di quelli desunti da letteratura, si riportano di seguito gli intervalli dei parametri geotecnici e geomeccanici caratterizzanti i litotipi interessati dal tracciato in progetto. Tali intervalli comprendono i valori da applicare all'insieme delle problematiche di natura geotecnica (fondazioni, calcolo cedimenti, stabilità versanti, stabilità fronti di scavo in galleria, ecc.). I valori caratteristici di riferimento da adottare di volta in volta per i diversi calcoli di progetto e di verifica sono riportati nelle relazioni di calcolo specifiche.

Deposito Alluvionale - A

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 15 \div 25 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Coltre Superficiale - Cs

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 27^\circ \div 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 15 \div 25 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Roccia fratturata - Rf

$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 44 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 280 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Roccia integra - Ri

$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 55 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

10. Sismicità

Si rimanda alla Relazione Sismica allegata al progetto "T00GE00GETRE02A".

11. Opere d'arte

Nell'ambito del presente progetto è prevista la realizzazione delle seguenti opere d'arte maggiori:

- ponte sul fiume Trebbia,
- viadotto VI01;
- galleria artificiale;
- viadotto VI02;
- viadotto VI03;
- viadotto VI04.

Per le varie opere è schematizzata nella Tabella 11 la stratigrafia di progetto, a partire dal piano campagna.

Litotipo	Strat. [m]	Spess [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
e-c - Coltre Superficiale	da pc a -1.50	1.5	18.00	0	30
Rf - Roccia Fratturata	da -1.5 a -3.5	2.0	26.00	44	30
Ri - Roccia Integra	da -3.5 a -30.0	26.5	26.00	55	38

Tabella 11: stratigrafia di progetto per le fondazioni delle opere d'arte (ad esclusione della spalla B del Ponte sul Trebbia)

Per la stratigrafia della spalla B del Ponte sul Trebbia deve essere fatta una distinzione, come indicato nella tabella seguente:

Litotipo	Strat. [m]	Spess [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Alluvioni attuali	da pc a -3.50	3.5	18.00	0	35
Rf - Roccia Fratturata	da -3.5 a -6.0	2.5	26.00	44	30
Ri - Roccia Integra	da -6.0 a -30.0	24.0	26.00	55	38

Tabella 12: stratigrafia di progetto per la fondazioni della spalla B del Ponte sul Trebbia

11.1 Ponte sul Trebbia

Il Ponte sul Trebbia si sviluppa dal km 0+040.00 al km 0+110.00, per una lunghezza di 70 m, è composto da singola carreggiata e sarà realizzato in sistema misto acciaio-clc con schema statico di trave continua a due campate, la prima di luce 40 m e la seconda di luce 30 m, misurate in asse appoggi.

La larghezza dell'impalcato è variabile tra 11.24 m e 11.74 m con carreggiata a pendenza trasversale variabile e andamento planimetrico curvilineo.

Il modello geotecnico di riferimento, mostra un andamento del substrato roccioso costante, come riportato nei profili geotecnici allegati al progetto. L'ammasso di roccia integra è sovrastato da un livello di roccia più degradata di spessore pari a 2 m circa ed uno strato invece di coltre superficiale di circa 1.5 m di spessore.

Le fondazioni saranno costituite da pali trivellati $\phi 400$ mm con asportazione di terreno.

Il plinto della spalla A, di geometria irregolare a causa dell'andamento del tracciato, ha dimensioni di circa 7.00m x 17.05m x 1.50m ed ha 38 pali di lunghezza 24m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.00 m x 1.50 m.

Il plinto della spalla B, anch'essa di geometria irregolare, ha dimensioni di 7.90m x 12.65m x 1.50m ed ha 35 pali di lunghezza 24m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.00 m x 1.50 m.

Il plinto di fondazione della pila presenta dimensioni pari a 6.00m x 7.20m x 2.00m ed ha 28 pali di lunghezza 18m, con maglia 1.20m x 1.20m.

11.2 Galleria artificiale

La galleria artificiale si sviluppa dal km 0+575.00 al km 0+600.00, per una lunghezza di 25 m.

Essa presenta una struttura scatolare, la soletta inferiore ha spessore 1.60m, quella superiore 1.50m, e le due pareti laterali 1.60m.

Internamente l'opera ha le seguenti dimensioni: larghezza variabile tra 15.36m e 16.40m, altezza variabile tra 6.63m e 6.79m.

11.3 Viadotto VI01

Il Viadotto VI01 si sviluppa dal km 0+455.00 al km 0+545.00, per una lunghezza di 90 m, è composto da singola carreggiata e sarà realizzato in sistema misto acciaio-clc con schema statico di trave continua a due campate, di luce in asse appoggi pari a 45 m ciascuna.

La larghezza dell'impalcato è variabile tra 13.80 m e 14.40 m con carreggiata a pendenza trasversale variabile e andamento planimetrico curvilineo.

Il modello geotecnico di riferimento, mostra un andamento del substrato roccioso costante, come riportato nei profili geotecnici allegati al progetto. L'ammasso di roccia integra è sovrastato da un livello di roccia più degradata di spessore pari a 2 m circa ed uno strato invece di coltre superficiale di circa 1.5 m di spessore.

Le fondazioni saranno costituite da pali trivellati $\phi 400$ mm con asportazione di terreno.

Il plinto della spalla A ha dimensioni di 7.20m x 15.60m x 1.20m ed ha 35 pali di lunghezza 18m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.40 m x 1.50 m.

Il plinto della spalla B ha dimensioni di 9.60m x 15.00m x 1.20m ed ha 32 pali di lunghezza 16m, disposti su 4 file, aventi maglia 2.00 m x 1.60 m, ad eccezione della fila centrale, in cui l'interasse longitudinale dei pali si riduce a 1.40m.

Il plinto di fondazione della pila presenta dimensioni pari a 6.00m x 7.20m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 18m, con maglia 1.20m x 1.20m.

La spalla A si raccorda (a monte) al muro di sottoscarpa OM14 presente sul ciglio destro del tracciato.

A monte della spalla B verrà realizzato un muro di sostegno, di altezza massima 8.27 m, le cui fondazioni hanno dimensioni 4.00m x 3.56m x 1.20m, fondato su micropali di diametro 240mm e lunghezza 8m.

11.4 Viadotto VI02

Il Viadotto VI02 si sviluppa dal km 1+013.00 al km 1+133.50, per una lunghezza di 120.50 m, è composto da singola carreggiata e sarà realizzato in sistema misto acciaio-clc con schema statico di trave continua a tre campate, la prima di luce pari a 32.00, quella centrale di 53.50 m e l'ultima di 35.00 m, misurate in asse appoggi.

La larghezza dell'impalcato è variabile tra 11.00 m e 15.65 m con carreggiata a pendenza trasversale variabile e andamento planimetrico curvilineo.

Il modello geotecnico di riferimento, mostra un andamento del substrato roccioso costante, come riportato nei profili geotecnici allegati al progetto. L'ammasso di roccia integra è sovrastato da un livello di roccia più degradata di spessore pari a 2 m circa ed uno strato invece di coltre superficiale di circa 1.5 m di spessore.

Le fondazioni saranno costituite da pali trivellati $\phi 400$ mm con asportazione di terreno.

Il plinto della spalla A ha dimensioni di 7.65m x 11.40m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 14m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.00 m x 1.60 m.

Il plinto della spalla B ha dimensioni di 8.40m x 15.66m x 1.20m ed ha 35 pali di lunghezza 16m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.40 m x 1.80 m.

Il plinto di fondazione della pila P1 ha dimensioni pari a 6.00m x 7.20m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 16m, con maglia 1.20m x 1.20m.

Il plinto di fondazione della pila P2 ha dimensioni pari a 6.00m x 4.80m x 1.00m ed ha 20 pali di lunghezza 20m, con maglia 1.20m x 1.20m.

A monte della spalla A verrà realizzato un muro di sostegno, di altezza massima 4.48 m, le cui fondazioni hanno dimensioni 4.10m x 3.95m x 1.20m, fondato su micropali di diametro 240mm e lunghezza 8m.

11.5 Viadotto VI03

Il Viadotto VI03 si sviluppa dal km 1+377.92 al km 1+489.92, per una lunghezza di 112.00 m, è composto da singola carreggiata e sarà realizzato in sistema misto acciaio-clc con schema statico di trave continua a tre campate, la prima di luce pari a 31.00, quella centrale di 50.00 m e l'ultima di 31.00 m, misurate in asse appoggi.

La larghezza dell'impalcato è variabile tra 11.00 m e 14.98 m con carreggiata a pendenza trasversale variabile e andamento planimetrico in parte curvilineo e in parte in rettilineo.

Il modello geotecnico di riferimento, mostra un andamento del substrato roccioso costante, come riportato nei profili geotecnici allegati al progetto. L'ammasso di roccia integra è sovrastato da un livello di roccia più degradata di spessore pari a 2 m circa ed uno strato invece di coltre superficiale di circa 1.5 m di spessore.

Le fondazioni saranno costituite da pali trivellati $\phi 400$ mm con asportazione di terreno.

Il plinto della spalla A ha dimensioni di 7.65m x 15.60m x 1.20m ed ha 32 pali di lunghezza 12m, disposti su 4 file, aventi maglia 2.00 m x 2.00m.

Il plinto della spalla B ha dimensioni di 8.40m x 11.60m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 16m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.00 m x 1.80 m.

Il plinto di fondazione della pila P1 ha dimensioni pari a 6.00m x 4.80m x 1.00m ed ha 20 pali di lunghezza 16m, con maglia 1.20m x 1.20m.

Il plinto di fondazione della pila P2 ha dimensioni pari a 6.00m x 7.20m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 16m, con maglia 1.20m x 1.20m.

11.6 Viadotto VI04

Il Viadotto VI04 si sviluppa dal km 1+561.52 al km 1+656.52, per una lunghezza di 95.00 m, è composto da singola carreggiata e sarà realizzato in sistema misto acciaio-clc con schema statico di trave continua a tre campate, la prima di luce pari a 26.00, quella centrale di 43.00 m e l'ultima di 26.00 m, misurate in asse appoggi.

La larghezza dell'impalcato è variabile tra 13.19 m e 14.40 m con carreggiata a pendenza trasversale variabile e andamento planimetrico curvilineo.

Il modello geotecnico di riferimento, mostra un andamento del substrato roccioso costante, come riportato nei profili geotecnici allegati al progetto. L'ammasso di roccia integra è sovrastato da un livello di roccia più degradata di spessore pari a 2 m circa ed uno strato invece di coltre superficiale di circa 1.5 m di spessore.

Le fondazioni saranno costituite da pali trivellati $\phi 400$ mm con asportazione di terreno.

Il plinto della spalla A ha dimensioni di 7.65m x 15.70m x 1.20m ed ha 32 pali di lunghezza 12m, disposti su 4 file, aventi maglia 2.00 m x 1.90m.

Il plinto della spalla B ha dimensioni di 7.20m x 13.40m x 1.20m ed ha 35 pali di lunghezza 18m, disposti su 5 file, aventi maglia 2.00 m x 1.50 m.

Il plinto di fondazione della pila P1 ha dimensioni pari a 6.00m x 4.80m x 1.00m ed ha 20 pali di lunghezza 20m, con maglia 1.20m x 1.20m.

Il plinto di fondazione della pila P2 ha dimensioni pari a 6.00m x 7.20m x 1.20m ed ha 30 pali di lunghezza 16m, con maglia 1.20m x 1.20m.

In corrispondenza della spalla B, sul ciglio sinistro del tracciato, verrà realizzata un'opera per permettere il raccordo tra la viabilità nuova e quella esistente. L'opera prevede la realizzazione di un solettone in c.a., a pianta triangolare, di spessore 0.80m poggiato su setti verticali, che a loro volta scaricano su una fondazione di spessore 1.20m, realizzata su pali di diametro 400mm e lunghezza 6m.

12. Opere d'arte minori

Sono previste anche opere d'arte minori (muri di sostegno, paratie definitive e tombini) per le quali sono state redatte delle specifiche relazioni di calcolo allegate al progetto.

Si riportano le opere d'arte minore previste:

A. Muro sottoscarpa (incluse eventuali paratie provvisionali)

- OM01
- OM12
- OM13
- OM14
- OM15
- OM16
- OM17
- OM18
- OM19
- OM20
- OM21
- OM22
- OM23

B. Paratie di controripa

- OM01
- OM02
- OM03
- OM04
- OM05
- OM06
- OM07
- OM08
- OM09
- OM10
- OM11

C. Tombini

- TM 01
- TM 02
- TM 03
- TM 04
- TM 05
- TM 06
- TM 07

Per i valori geotecnici ed per i criteri di analisi e calcolo si rimanda alle relazioni di dettaglio di ogni opera.