

## S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA22

PROGETTAZIONE: ANAS – DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

**PROGETTISTA E RESPONSABILE INTEGRATORE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. M. RASIMELLI  
Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A632

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**

Ing. D. BONADIES                      Ing. M. PROCACCI  
Ing. P. LOSPENNATO                  Ing. R. CERQUIGLINI  
Ing. S. PELLEGRINI                    Ing. M. CARAFFINI  
Ing. A. POLLI                              Geom. M. BINAGLIA  
Ing. M. MARELLI  
Ing. A. LUCIA

**IL RESPONSABILE DEL S.I.A.**

Arch. E. RASIMELLI

**IL GEOLOGO**

Dott. S. PIAZZOLI

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

Ing. L. IOVINE

**VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO**

Ing. F. RUGGIERI

PROTOCOLLO

DATA:

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**



MANDATARIA



MANDANTE



MANDANTE

## GEOLOGIA E GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

CODICE PROGETTO

PROGETTO                      LIV. PROG.                      N. PROG.  
D P C A 2 2                      D                      2 0 0 2

NOME FILE

T00\_GE01\_GET\_RE01\_A

REVISIONE

PAG.

CODICE ELAB.

T 0 0                      G E 0 1                      G E T                      R E 0 1

A

1 di 109

D					
C					
B					
A	PRIMA EMISSIONE	AGOSTO 2020	TANZINI	POLLI	RASIMELLI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>1.1</b>	<b>OGGETTO E SCOPO</b>	<b>4</b>
<b>1.2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>1.3</b>	<b>NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI</b>	<b>5</b>
<b>1.4</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DEL SITO E DEL PROGETTO</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>INDAGINI GEOLOGICHE, GEOMECCANICHE E GEOTECNICHE</b>	<b>11</b>
<b>3.1</b>	<b>INDAGINI GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE</b>	<b>11</b>
<b>3.2</b>	<b>INDAGINI GEOTECNICHE</b>	<b>14</b>
<b>3.3</b>	<b>UBICAZIONE DELLE INDAGINI CON RIFERIMENTO ALLE PRINCIPALI OPERE</b>	<b>18</b>
<b>4</b>	<b>CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E FALDA</b>	<b>25</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA</b>	<b>44</b>
<b>5.1</b>	<b>UNITA' GEOTECNICHE</b>	<b>44</b>
5.1.1	<i>Correlazione di Bolton</i>	<b>46</b>
5.1.2	<i>Correlazione di Stroud</i>	<b>48</b>
<b>5.2</b>	<b>UNITA' GEOMECCANICHE</b>	<b>48</b>
5.2.1	<i>Valutazione del parametro RMR<sup>89</sup></i>	<b>50</b>
5.2.2	<i>Criterio di rottura</i>	<b>52</b>
5.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	<b>54</b>
5.2.3.1	Moduli "operativi" da prove geofisiche	54
5.2.3.2	Moduli "operativi" sulla base dell'espressione di Hoek, Carranza – Torres e Corkum	55
<b>6</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMECCANICO</b>	<b>56</b>
<b>6.1</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>56</b>
<b>6.2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOMECCANICO</b>	<b>58</b>
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA</b>	<b>60</b>
<b>7.1</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>60</b>
<b>7.2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA</b>	<b>68</b>
<b>7.3</b>	<b>SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI/GEOMECCANICI</b>	<b>83</b>
<b>8</b>	<b>AZIONE SISMICA DI PROGETTO</b>	<b>86</b>
<b>8.1</b>	<b>DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE</b>	<b>86</b>

<b>8.2</b>	<b>VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO</b>	<b>87</b>
<b>8.3</b>	<b>DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO</b>	<b>89</b>
<b>9</b>	<b>FONDAZIONI DEI VIADOTTI</b>	<b>90</b>
<b>9.1.1</b>	<b>Capacità portante del palo singolo</b>	<b>90</b>
9.1.1.1	Pali soggetti a carichi verticali in compressione	90
9.1.1.2	Pali soggetti a carichi verticali in trazione	100
<b>9.1.2</b>	<b>Pali soggetti a carichi trasversali</b>	<b>104</b>
9.1.2.1	Determinazione del massimo momento alla sommità del palo	104
9.1.2.2	Forza laterale limite ultima sul singolo palo	107
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI</b>	<b>108</b>

<p><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 4 di 109</p>
---	--

## **1 INTRODUZIONE**

### **1.1 OGGETTO E SCOPO**

La presente relazione geotecnica generale ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni geologiche presenti lungo il tracciato della variante della SS389 nel tratto tra Villagrande Strisaili e Arzana, a due corsie (categoria C ex DM 05.11.2001) per una lunghezza di circa 6 km. La variante si sviluppa nell'ambito del corridoio già interessato dalla statale esistente, e prevede la realizzazione di diversi viadotti, gallerie artificiali ed opere di sostegno, oltre a svincoli di allaccio alla statale esistente.

Lo scopo della presente relazione geotecnica generale è quello di fornire sulla base dei risultati della campagna geognostica effettuata da ANAS S.p.A., fra il 2017 e 2018, la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei terreni e ammassi rocciosi presenti lungo l'intera tratta stradale in oggetto.

Vengono inoltre, nel capitolo 9, fornite le indicazioni per il dimensionamento dei pali di fondazione dei viadotti con riferimento alla capacità portante del singolo palo secondo la normativa vigente (NTC 2018).

Per quanto concerne le restanti opere geotecniche previste, con particolare riferimento ai tratti in trincea, alle gallerie artificiali e alle tratte in rilevato si rimanda alle specifiche relazioni geotecniche predisposte per il Progetto Definitivo dell'intera infrastruttura stradale.

### **1.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

La presente relazione geotecnica è stata redatta sulla base dei seguenti documenti geognostici:

- Comuni di Arzana e Villanova Strisaili, Provincia di Nuoro, Progetto SS389 "Tronco Villanova – Lanusei – Tortoli" Lotto Villagrande – Svincolo Arzana. Indagine geognostica. Novembre 2017 – Febbraio 2018, Indagine Geognostica. DR. Antonello Angius, Indagini Geognostiche, Prove Geotecniche, Monitoraggio Ambientale, Prospezioni Minerarie, Consolidamenti, Pozzi per Acqua, Committente ANAS S.p.A.
- Rapporto N. Q0816QC01\_Rev.1 del 10/05/2018. Prospezioni geofisiche di sismica a rifrazione in modalità tomografica – down – hole. Tronco Villanova – Lanusei: Lotto Bivio Villagrande – Svincolo Arzana. Experimentations S.r.l., Dott. Geol. Stefano Serangeli.



<p><i>ANAS S.p.A.</i>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 5 di 109
---	--

- Risultati prove di laboratorio sui campioni di terra e di roccia prelevati dai sondaggi. Tronco Villanova – Lanusei: Lotto Bivio Villagrande – Svincolo Arzana. Experimentations S.r.l., Dott. Geol. Stefano Serangeli.

### 1.3 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La presente relazione è stata redatta nel rispetto della Normativa in vigore; i principali riferimenti normativi sono di seguito riepilogati.

- D.M. LL.PP 11 Marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. LL.PP. 24 Settembre 1988 n. 30483. Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 17/01/2018. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 del gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019).

### 1.4 BIBLIOGRAFIA

- Berezantsev V.G. et al. (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundations. Proceedings of the 5th International Conference, ISSMFE, Paris, Vol. 2, pp. 11-12.
- Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability – Experience from case histories!" Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 15:237-248.
- Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
- Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44 (2007) 247–265.

<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 6 di 109</p>
--	---

- Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.
- Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- Goodman R.E. (1989) "Introduction to rock mechanics". Second edition, John Wiley & Sons.
- Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" Géotechnique, 33, n° 3.
- Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion - A 1988 update" Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27.
- Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
- Hoek .E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" The Case of Athens Schist Formation, Bull. Engg, Geol, Env. 57(2), 151-160.
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium held in San Francisco, CA, USA June 23-26, 2013.
- Kulhawy F.H., Goodman R.E. (1987). Foundations in rock. Chapter 15. Ground Engineering Reference Book. F.G. Bell (ed.) Butterworth, London, 1987.
- Lai C.G., Foti S., Rota M. (2009) "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione". IUSS Press.

<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 7 di 109</p>
--	---

- Londe P. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di
- Marinos P., Hoek E. (2000) "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation" GEO-ENG.
- Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- Matlock, H., Reese, L.C. (1956). Non – dimensional solutions for laterally – loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. Proc. 8<sup>th</sup> Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, 1956, 27-41.
- Meyerhof, G.G. (1974). General report: Outside Europe. Proc. Conf. on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.1, pp. 40-48.
- Meyerhof, G.G. (1965). Shallow Foundations. JSMFD, ASCE, vol. 91, SM2, March, pp. 21-31-
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. JSMFD, ASCE, vol. 82, SM 1, pp. 1-19.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) "Considerations of the geomechanic classification of Bieniawski" Proc. Int. Symp. On Engg, Geol. And Underground Constr. (L.N.E.C., Lisb. Portugal), Vol.1, Section 2, pp.33-42.
- Stroud M.A. (1989) "The Standard Penetration Test - Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- Tomlinson M., Woodward J. (2008). Pile design and construction practice, 5° ed., Taylor and Francis, Oxon, 551 pp.
- Wilun Z., Starzewski K. (1975). Soil Mechanics in Foundation Engineering. Volume One, Properties of Soils and Site Investigations, 2<sup>nd</sup> Edition, Surrey University Press.

## 2 DESCRIZIONE DEL SITO E DEL PROGETTO

L'area interessata dal progetto fa parte dei Comuni di Villagrande Strisaili e Arzana (Figura 2.1), i riferimenti cartografici sono rappresentati dal Foglio n. 531 sez. IV "Villanova Strisaili" dell'IGM (scala 1: 25.000) (Figura 2.2); Sez. 531060 "Lago alto del Flumendosa" della Nuova Carta Tecnica Regionale (scala 1:10.000).

Il progetto in oggetto rientra nei lavori della nuova S.S. 389 della quale sono stati già realizzati i tratti a nord dello svincolo di Villagrande Strisaili. L'intervento prevede una variante della S.S. 389 nel tratto tra Villagrande Strisaili e Arzana, a due corsie (categoria C ex DM 05.11.2001) per una lunghezza di circa 6 km. La variante si sviluppa nell'ambito del corridoio già interessato dalla statale esistente, e prevede la realizzazione di diversi viadotti ed opere di sostegno, oltre a svincoli di allaccio alla statale esistente (Figura 2.3).

L'opera migliora le caratteristiche geometriche della strada statale, che presenta attualmente elevata tortuosità, incrementando il livello di sicurezza in esercizio.

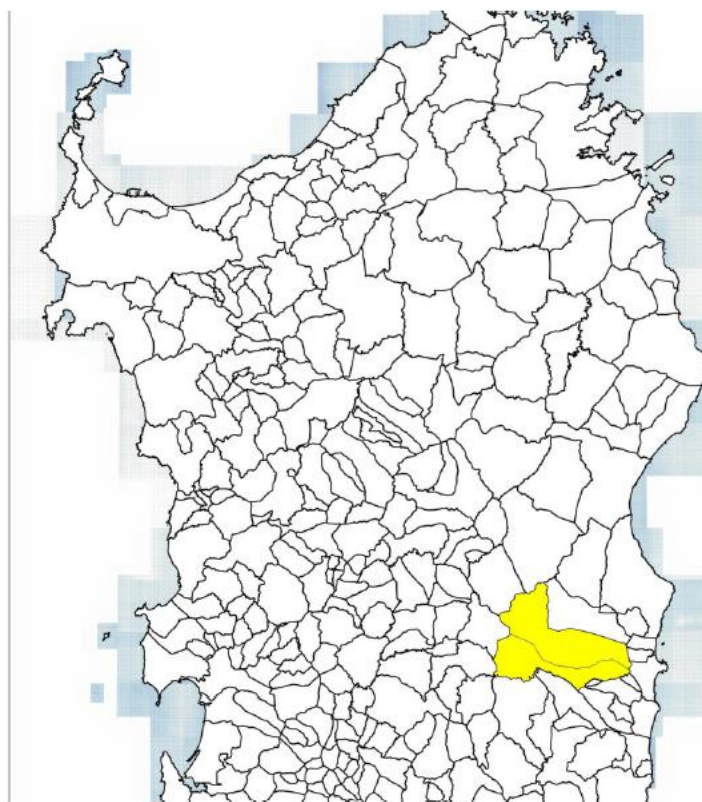
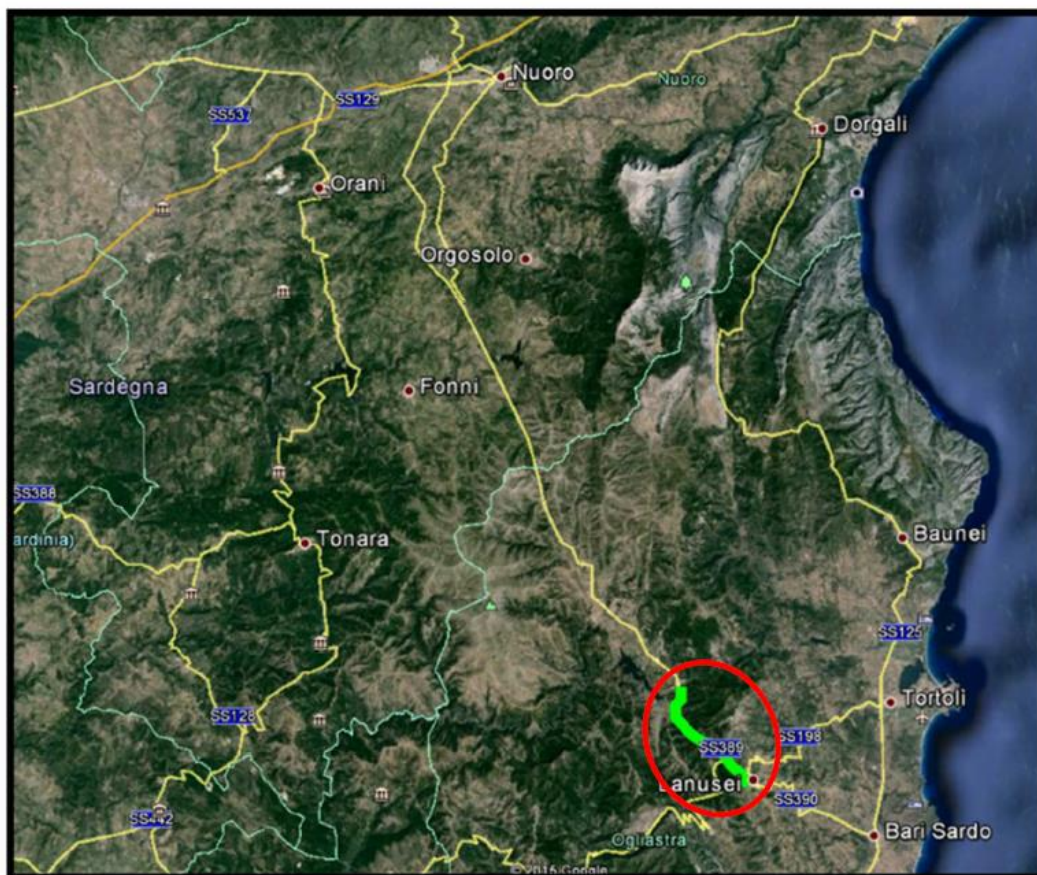


Figura 2.1. Inquadramento geografico del sito.





*Figura 2.2. Stralcio Cartografia I.G.M..*



*Figura 2.3. Corografia generale con inquadramento dell'opera.*

<p><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 10 di 109</p>
---	---

Il tracciato si sviluppa per una lunghezza di circa 6 km e collega l'incrocio tra la S.S. 389 con la strada comunale per Villagrande Strisaili con l'incrocio tra la stessa statale e la strada comunale per Arzana.

La piattaforma stradale è relativa alle strade extraurbane di tipo C1. Nei punti di raccordo con la strada comunale per Villagrande Strisaili e la strada comunale per Arzana di raccordo con la vecchia S.S. 389, è prevista la realizzazione di svincoli stradali in accordo con la normativa vigente. Il tracciato si sviluppa lungo il medesimo percorso dell'attuale sede stradale che verrà interferita nei tratti di incrocio e sono previste opere d'arte maggiori e minori con funzioni di scavalco, deflusso delle acque e passaggio della fauna.

Nello specifico, il tracciato prevede:

- la realizzazione di 7 viadotti di luce variabile da un minimo di 40.00 m ad un massimo di circa 260.00 m;
- la realizzazione di 3 gallerie artificiali: la GA01 dal Km 0+400 al Km 0+820, la GA02 dal Km 1+960 al Km 2+072 e la GA03 dal Km 4+520 al Km 4+590;
- realizzazione di due intersezioni a raso con rotatoria.

<p><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 11 di 109</p>
---	---

### **3 INDAGINI GEOLOGICHE, GEOMECCANICHE E GEOTECNICHE**

#### **3.1 INDAGINI GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE**

Per poter definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche proprie dei settori di intervento, nell'ambito della presente fase di approfondimento progettuale sono stati effettuati appositi rilievi di campo, opportunamente distribuiti su tutta la zona di interesse. Per il presente tratto sono stati condotti n. 29 rilievi geologici su affioramenti rocciosi, tutti riportati sulla cartografia geologica di riferimento.

Per ogni stop geologico è stata realizzata una apposita scheda di sintesi, contenente le principali informazioni geologiche e spaziali (comune di riferimento, località, stralcio cartografico, coordinate, unità geologica, descrizione geologica, condizione del fronte, foto). Le schede di sintesi sono identificate da un codice numerico univoco e sono riportate nel relativo rapporto di campagna. Nella seguente Figura 3.1 è riportato un esempio della scheda geologica elaborata sulla base dei rilievi geologici condotti sugli affioramenti rocciosi identificati come maggiormente rappresentativi, con riferimento alla progettazione delle opere.

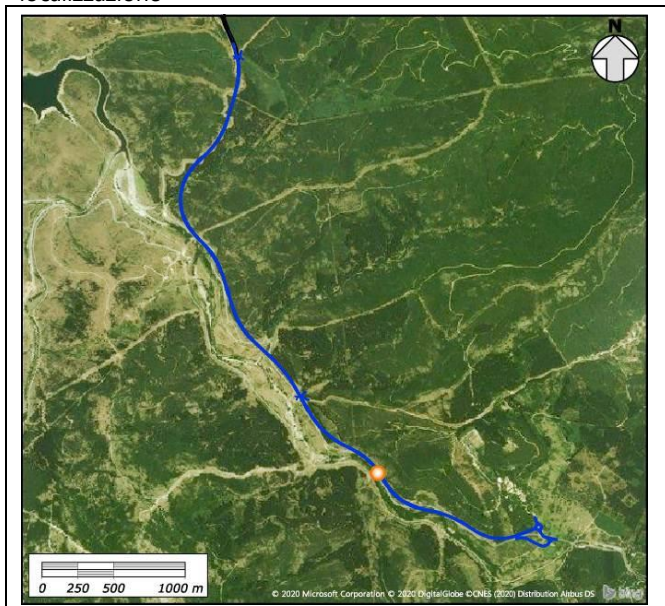
Inoltre, al fine di definire le caratteristiche geomeccaniche e il relativo stato di fratturazione dei termini litologici presenti lungo il tracciato stradale in oggetto, nell'ambito dello studio in un numero significativo dei 29 rilievi geologici condotti su affioramenti rocciosi significativi sono stati effettuati dei rilievi geostrutturali. Tali rilievi sono stati eseguiti secondo gli standard della International Society for Rock Mechanics (ISRM 1978, 1993).

A questo riguardo sono stati condotti n. 20 rilievi geostrutturali, tutti riportati sulla cartografia geologica di riferimento. Per quanto concerne gli ammassi rocciosi, sono state determinate le principali caratteristiche dei giunti (spaziatura, apertura, persistenza, rugosità, riempimento), della roccia intatta (resistenza a compressione, grado di alterazione) e dell'ammasso (struttura, forma dei blocchi, condizioni idrauliche).

Tutti i dati raccolti hanno così permesso di caratterizzare gli ammassi rocciosi investigati e di definire, per ogni singolo punto di rilievo, il campo di variazione sia dell'indice RMR sia del Geological Strength Index (GSI).



#### localizzazione



#### Codice

**G23**

#### Comune

Arzana

#### Località

Sicarderba

#### Progressiva

4+319.57

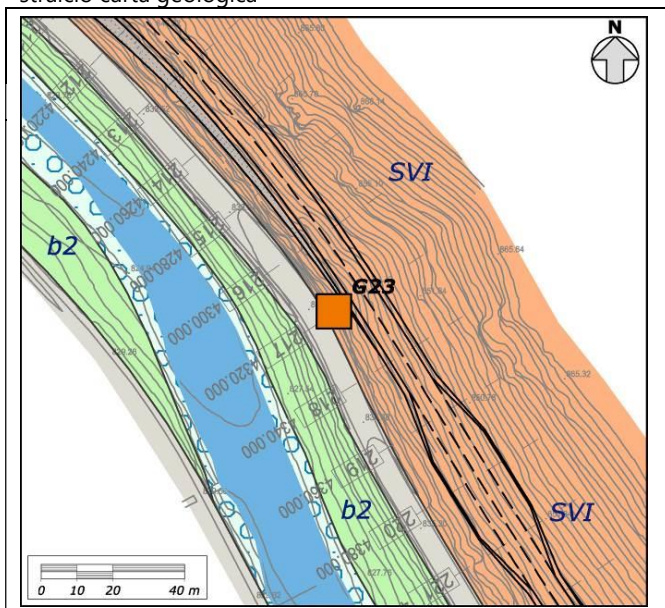
#### distanza dal tracciato (m)

10 dx

#### coordinate (Monte Mario – Italy zona 1)

1542092 E - 4417497 N

#### stralcio carta geologica



#### unità geologica

Arenarie di San Vito (SVI)

#### documentazione fotografica



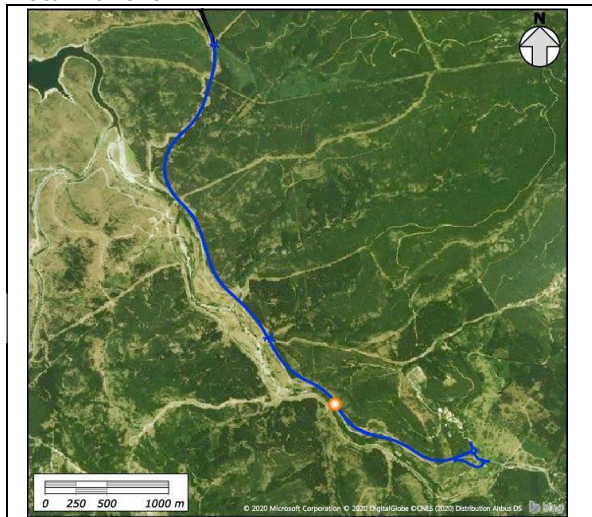
#### descrizione litologica

Alternanza irregolare di metarenarie micaee di colore grigio-verdastro, quarziti grigie e metasiltiti e metapeliti grigie e verdastre, raramente nere, in strati da molto sottili a sottili, talora medi o spessi; a luoghi si rinvencono orizzonti fortemente alterati e/o tettonizzati; gli orizzonti più fini sono caratterizzati da strutture plicative isoclinali e laminazioni piano-parallele, ondulate e convolute

*Figura 3.1. Esempio di scheda geologica relativa ad uno dei rilievi geologici condotti su affioramenti rocciosi significativi situati in prossimità del tracciato della infrastruttura stradale.*



localizzazione



codice

**G23**

comune

Arzana

località

Sicarderba

progressiva

4+319.57

distanza dal tracciato (m)

10 dx

coordinate (Monte Mario – Italy zona 1)

1542092 E - 4417497 N

unità geologica

SVI

litologia

Metarenarie, quarziti,  
 metasiltiti e metapeliti

struttura

Fratturato/molto fratturata

spaziatura

Stretta/larga

JRC

8-14

apertura

Molto stretta/aperta

numero sistemi di giunti

n.d.

area (m<sup>2</sup>)

130

forma dei blocchi

A blocchi/irregolare

alterazione

Mediamente alterata/molto  
 alterata

resistenza alterato (Mpa)

n.d.

tipologia

Ammasso roccioso

RMRb

48 ÷ 61

GSI

43 ÷ 56

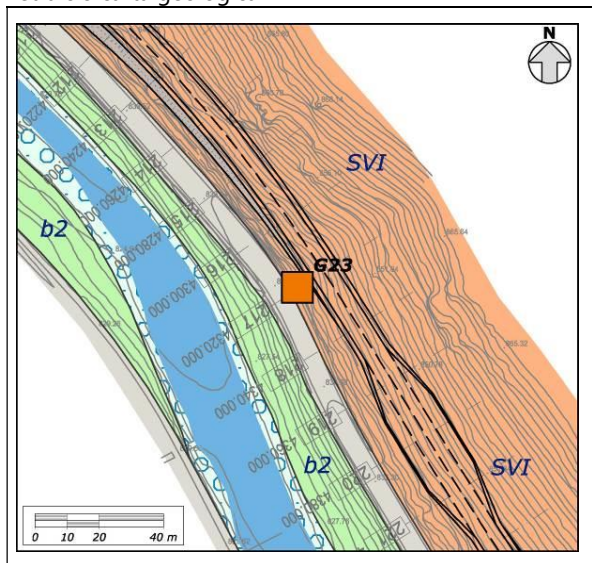
persistenza

Molto bassa/media

resistenza intatto (MPa)

n.d.

stralcio carta geologica



documentazione fotografica

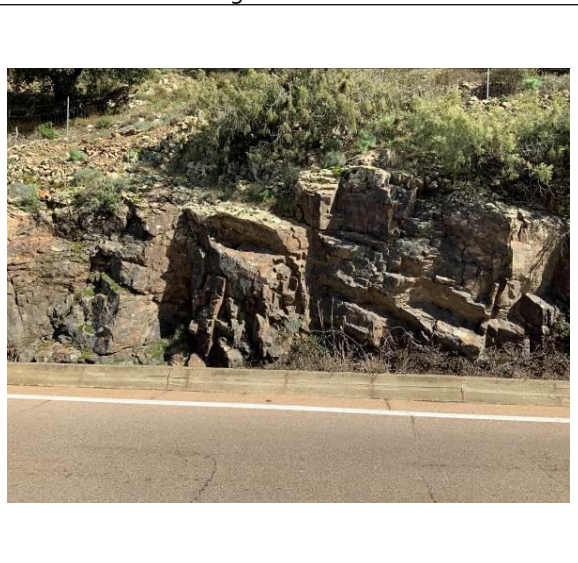


Figura 3.2. Esempio di scheda relativa ad uno dei rilievi geomeccanici condotti su affioramenti rocciosi significativi situati in prossimità del tracciato della infrastruttura stradale.

### 3.2 INDAGINI GEOTECNICHE

In funzione delle caratteristiche geologiche e geotecniche la campagna d'indagine si è articolata come segue:

- esecuzione di 20 sondaggi spinti a profondità comprese tra 15.00 e 30.00 m dal piano campagna, denominati: S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9, S9 bis, S10, S11, S12, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19.
- i sondaggi S1, S7, S9 bis, S16 sono stati strumentati con piezometro a tubo aperto;
- i sondaggi S2, S6, S9, S15, S18 sono stati strumentati per prove geofisiche Down Hole.
- prelievo di campioni rimaneggiati e di spezzoni di carota lapidea;
- esecuzione di 7 pozzetti geognostici;
- esecuzione nei pozzetti geognostici di prove di carico su piastra;
- campagna di prospezioni geofisiche mediante 13 stendimenti di sismica a rifrazione tesi a fornire una caratterizzazione delle litologie presenti nell'area d'indagine nonché per determinare le geometrie (spessori e superfici di contatto) nel sottosuolo dei terreni in funzione dell'andamento in profondità delle velocità delle onde sismiche di compressione e di taglio (

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 15 di 109
--	---

Tabella 3.3).

La campagna geognostica si è svolta tra il novembre 2017 e il febbraio 2018.

*Tabella 3.1 – Sondaggi con installazione dei piezometri o con effettuazione di prove geofisiche Down - Hole.*

Sondaggio	Profondità (m)	Tecnica di perforazione	Strumentazione
S1	25,00	Carotaggio	Piezometro - Tubo PVC 60 mm
S7	20,00	Carotaggio	Piezometro - Tubo PVC 60 mm
S9 bis	15,00	Carotaggio	Piezometro - Tubo PVC 60 mm
S16	20,00	Carotaggio	Piezometro - Tubo PVC 60 mm
S2	20,00	Carotaggio	Geofisica - Tubo PVC 90 mm
S6	25,00	Carotaggio	Geofisica - Tubo PVC 90 mm
S9	30,00	Carotaggio	Geofisica - Tubo PVC 90 mm
S15	25,00	Carotaggio	Geofisica - Tubo PVC 90 mm
S18	30,00	Carotaggio	Geofisica - Tubo PVC 90 mm

I sondaggi a rotazione con carotaggio continuo sono stati distribuiti lungo l'intero tracciato dell'infrastruttura stradale e, in modo particolare, in corrispondenza delle principali opere (trincee, gallerie artificiali e fondazioni dei viadotti) e si sono sviluppati prevalentemente nel substrato lapideo.

Le carote estratte sono state scortecciate o lavate e riposte in cassette monostampo in PVC dotate di coperchio, contenenti 5 m ciascuna, opportunamente siglate e fotografate; le stratigrafie, le fotografie delle cassette e il rilievo geomeccanico dei tratti di roccia attraversati sono riportati nella seguente relazione:

- Comuni di Arzana e Villanova Strisaili, Provincia di Nuoro, Progetto SS389 "Tronco Villanova – Lanusei – Tortoli" Lotto Villagrande – Svincolo Arzana. Indagine geognostica. Novembre 2017 – Febbraio 2018, Indagine Geognostica. DR. Antonello Angius, Indagini Geognostiche, Prove Geotecniche, Monitoraggio Ambientale, Prospezioni Minerarie, Consolidamenti, Pozzi per Acqua, Committente ANAS S.p.A.

Nel corso dei sondaggi e durante l'esecuzione dei pozzetti geognostici sono stati prelevati campioni indisturbati, rimaneggiati e spezzoni di carota lapidei.

Per quanto concerne i campioni di terreno prelevati sono state effettuate delle analisi granulometriche, e in alcuni casi delle determinazioni dei limiti di Atterberg e delle prove di taglio diretto; su campioni di roccia sono state effettuate delle prove di compressione monoassiale e delle prove Point Load.

*Tabella 3.2 – Riepilogo campioni prelevati e prove di laboratorio effettuate.*

Campioni rimaneggiati (CR) e litoidi (CL)			PROVE ESEGUITE						
Sond.	Camp.	Prof. (m)	TERRE					ROCCIA	
			Desriz	Gran	Aerom	Limiti	TD	Point Load	Compr UX
S1	CR1	5,5-6,0	X	X	X				
	CR2	8,5-9,0	X	X	X		X		
	CR3	11,0-11,5	X	X	X		X		
	CR4	13,0-13,5	X	X	X		X		
	CR5	16,5-17,0	X	X	X		X		
S2	CL1	17,8-18,0							X
	CL3	20,8-21,0							X
	CL4	22,0-22,4							X
	CL5	24,5-25,0							X
	CL1	4,0-4,5	X	X	X		X		
S3	CR2	8,5-9,0	X	X	X		X		
	CR3	12,5-13,0	X	X	X		X		
	CR4	17,5-18,0	X	X	X		X		
	CL1	21,0-21,4							X
	CR1	6,5-7,0	X	X	X		X		
S4	CL1	3,6-3,9							X
	CL2	5,7-5,9							X
	CL3	7,5-7,7							X
	CL4	10,7-11,0							X
	CL1	14,40-14,60							X
S5	CL2	16,10-16,30							X
	CL6	17,2-17,4							X
	CL5	19,2-19,4							X
	CR1	2,30-3,0	X	X	X		X		
	CL1	6,0-6,4							X
S6	CL2	9,5-9,8							X
	CL3	12,0-12,2							X
	CL4	19,3-19,6							X
	CR1	3,00-4,00	X	X	X				
	CR2	6,00-6,80	X	X	X				
S7	CL1	11,20-11,50							X
	CL2	14,70-14,90							X
	CL3	16,10-16,30							X
	CR3	21,50-22,00	X	X	X				
	CL1	3,3-3,5							X
S8	CL2	7,7-7,9							X
	CL3	10-10,2							X
	CL4	19,4-19,6							X
	CR1	3,00-3,50	X	X	X				
	CR2	8,00-9,00	X	X	X	X	X		
S9	CR3	11,50-12,00	X	X	X	X	X		
	CL1	18,60-18,80							X
	CL2	23,40-23,60							X
	CL1	5,2-5,3							X
	CL2	10,0-15,0							X
S10	CL3	15,0-15,5							X
	CL4	22,0-22,2							X
	CL5	28,6-28,8							X
	CL1	2,0-2,5							X
	CL2	6,7-6,9							X
S11	CL3	8,0-8,3							X
	CL4	11,7-12							X
	CL5	17,10-17,5							X
	CL1	9,50-9,60							X
	CL2	11,80-11,90							X
S12	CL3	15,60-15,80							X
	CR1	0,50-1,00	X	X	X	X	X		
	CL1	7,00-7,20							X
	CL2	12,00-12,40							X
	CL3	15,50-15,60							X
S13	CR1	0,5-1	X	X	X	X	X		
	CL2	14,5-14,7							X
	CL1	1,8-2							X
	CL2	4,4-4,6							X
	CL3	6,1-6,3							X
S14	CL5	13,2-13,4							X
	CL6	15,5-15,6							X
	CL7	16,7-17							X
	CL8	17-17,4							X
	CL1	6,5-6,7							X
S15	CL2	8,0-8,5							X
	CL3	12,2-12,5							X
	CL4	16,8-16,9							X
	CL5	23,7-24							X
	CL6	24-24,5							X
S16	CR1	1,0-1,4	X	X	X	X			
	CL2	6,50-6,90							X
	CL3	10,30-10,70							X
	CL4	13-13,5							X
	CL6	17,40-17,80							X
S17	CR1	0,50-1,00	X	X	X	X	X		
	CL1	4,80-5,00							X
	CL2	5,40-5,50							X
	CL3	9,00-9,20							X
	CL4	11,40-11,60							X
S18	CL5	13,00-13,30							X
	CL6	15,20-15,40							X
	CR1	3,5-4,5	X	X	X	X	X		
	CR2	6,0-7,0	X	X	X	X	X		
	CL1	8,4-8,6							X
S19	CL2	13,3-13,7							X
	CL3	14-14,3							X
	CL4	16,8-17							X
	CL5	19-19,4							X
	CL6	22,3-22,6							X
S20	CL7	26,6-27							X
	CR1	1,00-2,00	X	X	X	X	X		
	CR2	3,00-4,00	X	X	X	X	X		
	CL1	5,00-5,40							X
	CL2	7,80-8,00							X
S21	CL3	9,50-10,00							X
	CL4	14,80-15,00							X
	CL5	15,70-16,00							X

*Tabella 3.3 – Riepilogo delle indagini geofisiche di sismica a rifrazione e delle prove down – hole effettuate nei sondaggi S2, S6, S9, S15 e S18.*

Riferimento di progetto	Sigla	Progressive di progetto	Sondaggi			Sismica a rifrazione		
			n°	ml.	Prova Down-Hole	Sismica a rifrazione	Lunghezza stendimento	Elaborazione tomografica
Viadotto 1	LSR1	0+485/0+595				1	110	110
Rilevato di approccio	S2	0+669	1	20	20			
Viadotto 2	LSR2	0+485/0+595				1	55	55
Viadotto 3	S6	1+450	1	25	25			
	LSR3	1+450/1+560				1	110	110
Viadotto 4	LSR4	1+705/1+760				1	55	55
Viadotto 5	LSR5	1+895/1+950				1	55	55
Viadotto 6	LSR6	2+040/2+150				1	110	110
	S9	2+285	1	30	30			
	LSR7	2+235/2+345				1	110	110
Viadotto 7	LSR8	2+710/2+765				1	55	55
Viadotto 8	LSR9	3+500/3+550				1	55	55
	S15	3+630	1	25	25			
Viadotto 9	LSR10	3+910/3+965				1	55	55
Viadotto 10	LSR11	4+450/4+505				1	55	55
Galleria artificiale	LSR12	4+965/5+020				1	55	55
Viadotto 11	S18	5+140	1	30	30			
	LSR13	5+210/5+265				1	55	55
<b>TOTALI</b>			<b>20</b>	<b>415</b>	<b>130</b>	<b>13</b>	<b>935</b>	<b>935</b>

### 3.3 UBICAZIONE DELLE INDAGINI CON RIFERIMENTO ALLE PRINCIPALI OPERE

Nelle seguenti Figure è riportata l'ubicazione delle indagini con riferimento alle opere principali ovvero alle fondazioni delle spalle e delle pile dei viadotti e alle trincee più importanti che il tracciato previsto rende necessarie.

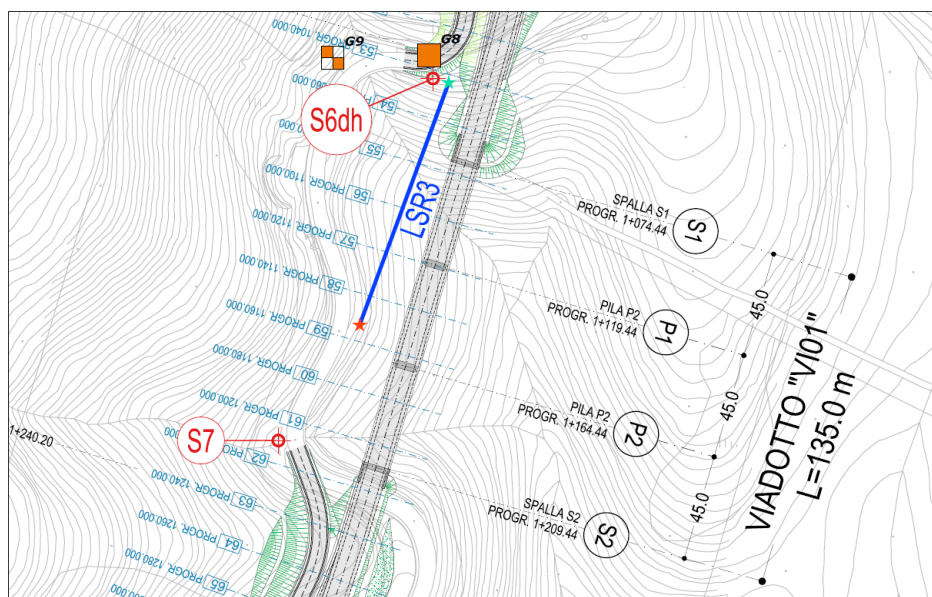


Figura 3.3. Viadotto VI01, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.



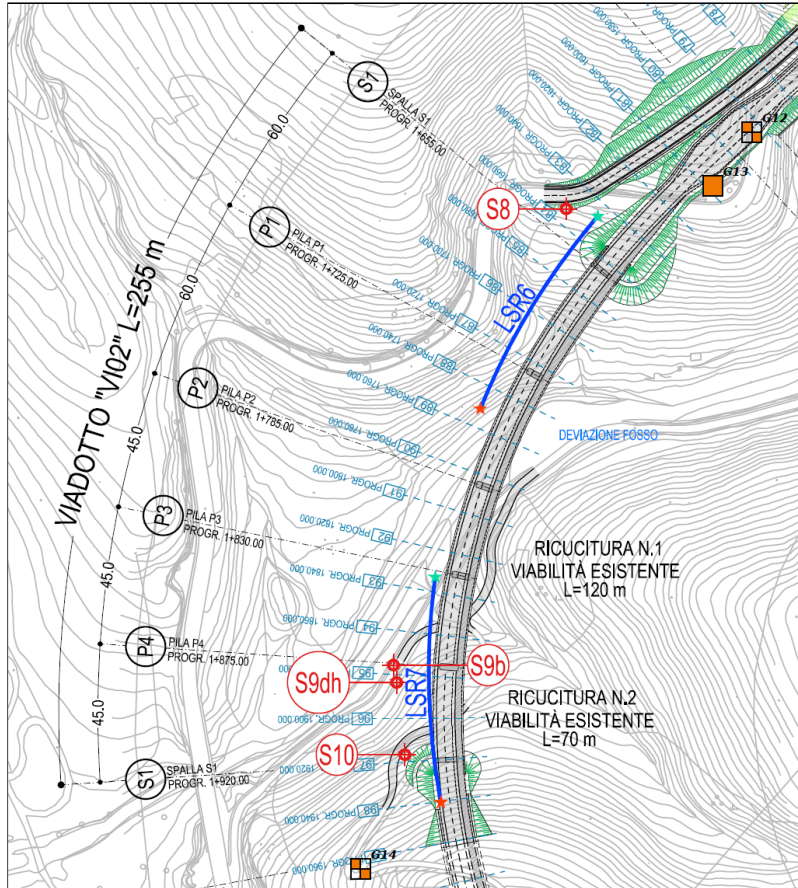


Figura 3.4. Viadotto VI02, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geonostiche effettuate.

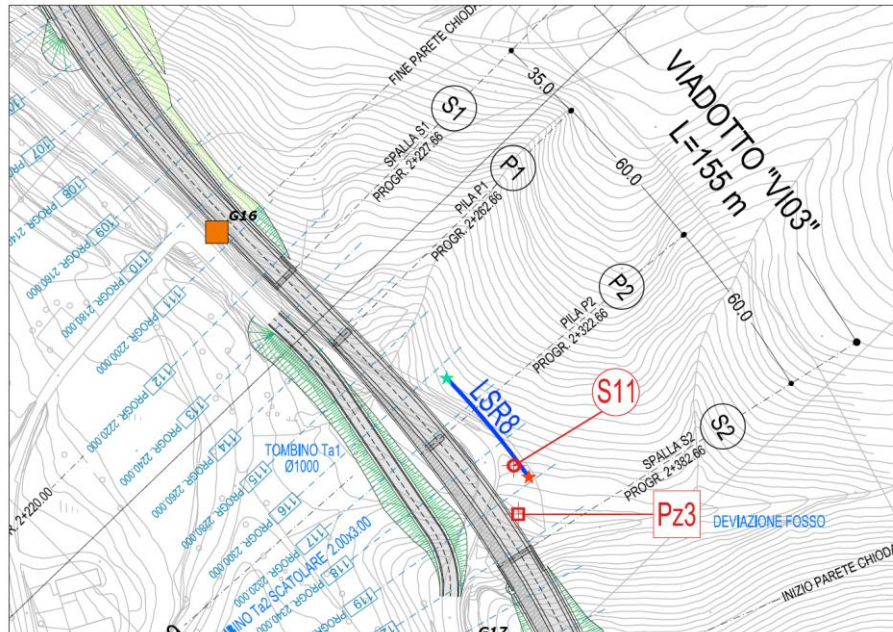


Figura 3.5. Viadotto VI03, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

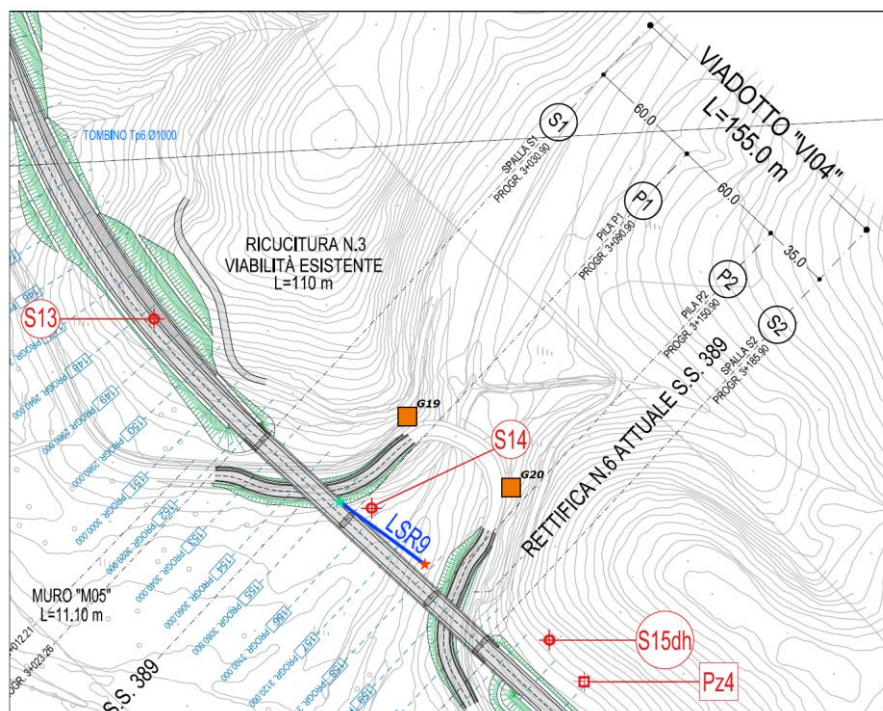


Figura 3.6. Viadotto VI04, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.



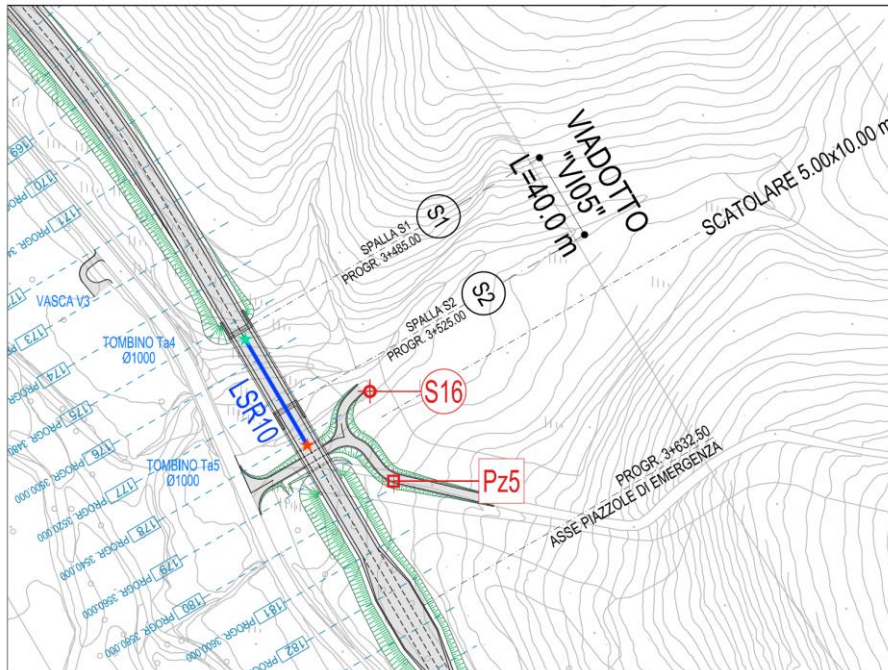


Figura 3.7. Viadotto VI05, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geostatiche effettuate.

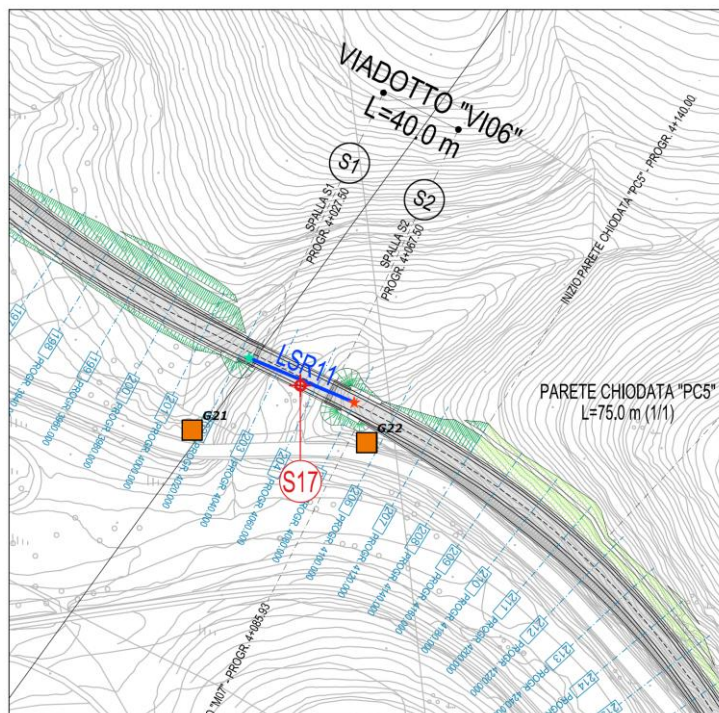


Figura 3.8. Viadotto VI06, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geostatiche effettuate.

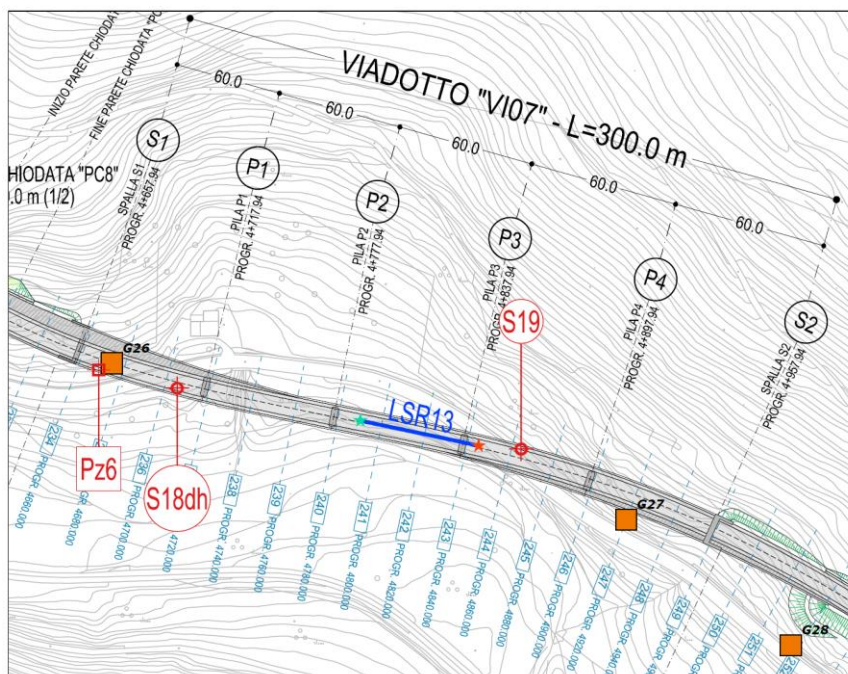


Figura 3.9. Viadotto VI07, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

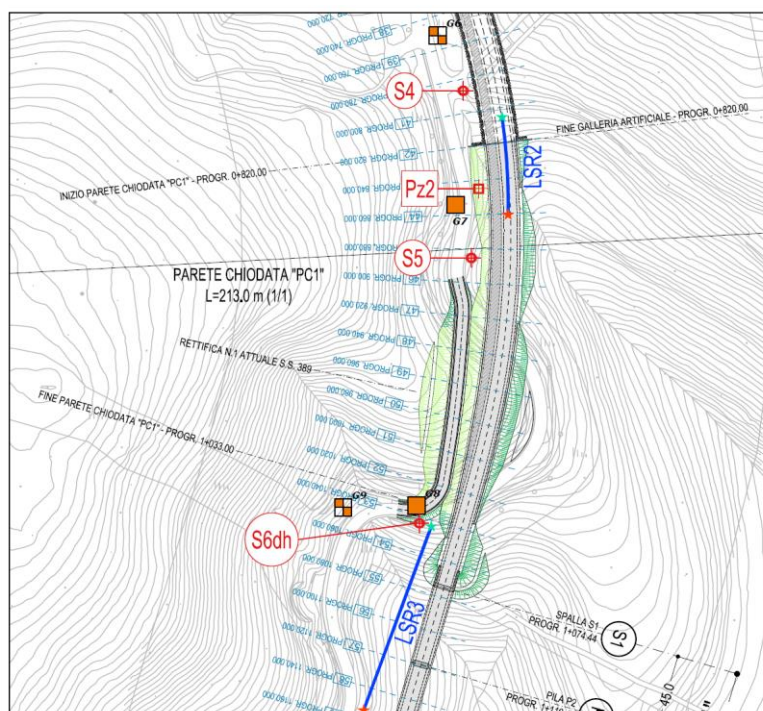


Figura 3.10. Trincea PC1, da progr. km 0+820 a km 1+033, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.



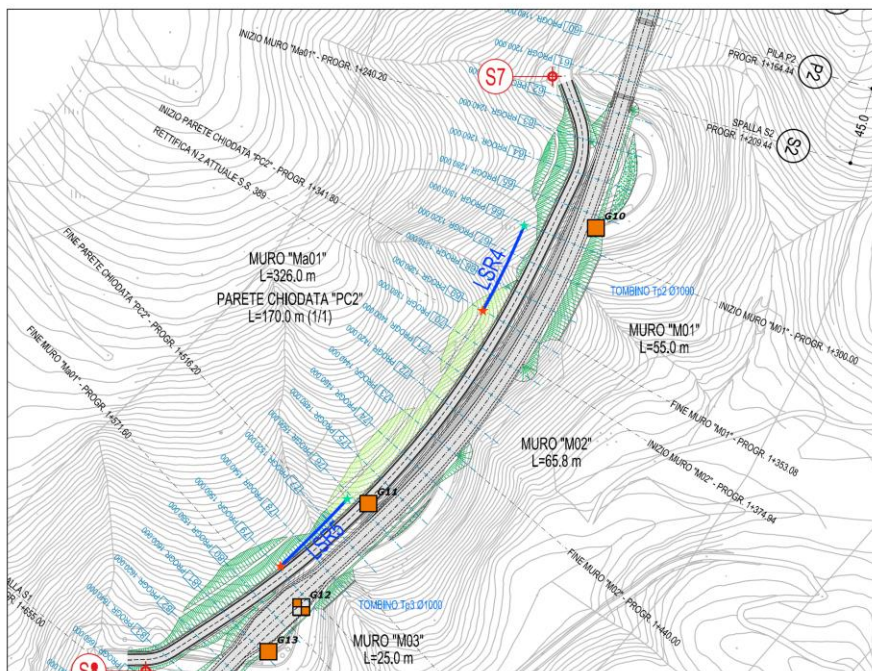


Figura 3.11. Trincea PC2, da progr. km 1+342 a km 1+516, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

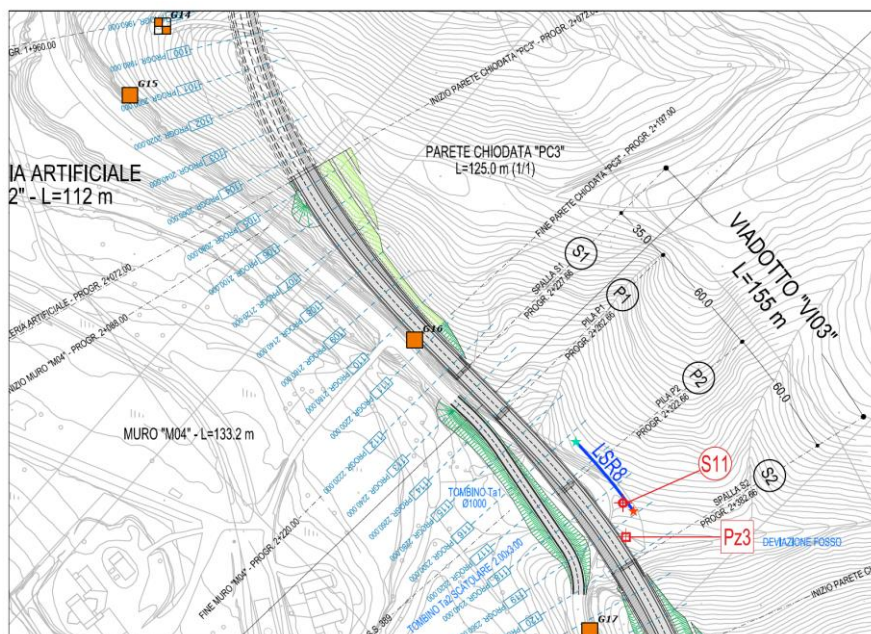


Figura 3.12. Trincea PC3, da progr. km 2+072 a km 2+197, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

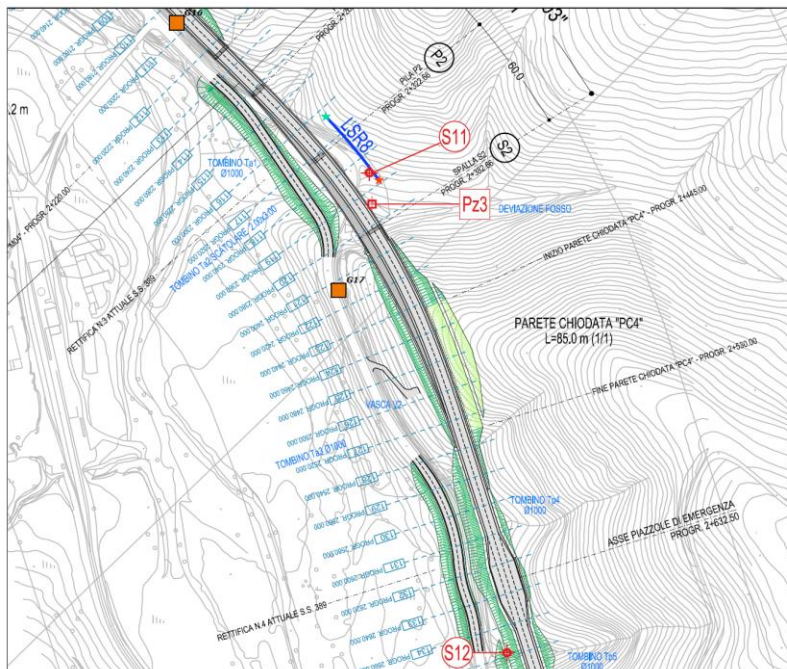


Figura 3.13. Trincea PC4, da progr. km 2+445 a km 2+530, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

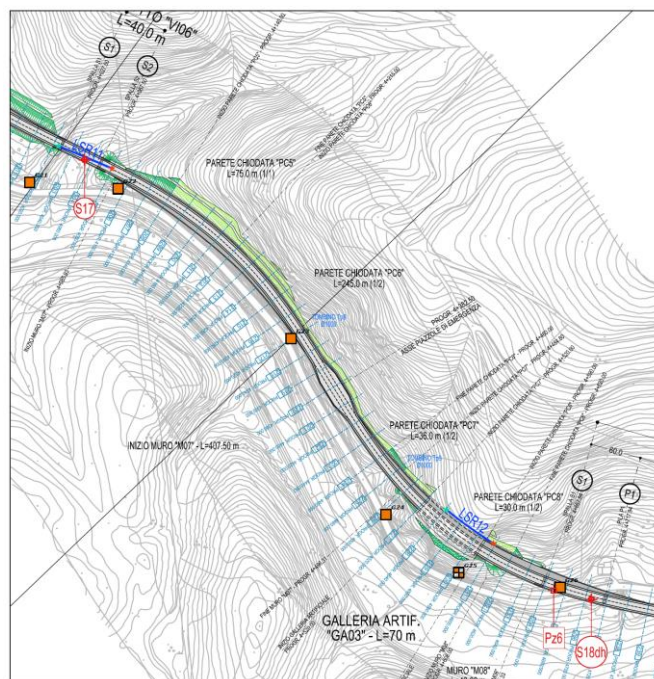


Figura 3.14. Trincee PC5, PC6, PC7 e PC8, da progr. km 4+140 a km 6+620, stralcio planimetrico con ubicazione indagini geognostiche effettuate.

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 25 di 109
--	---

#### 4 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E FALDA

Nelle seguenti tabelle sono riepilogate le descrizioni stratigrafiche ottenute dai sondaggi effettuati lungo il tracciato dell'infrastruttura in oggetto. Come si può notare, l'area in oggetto è caratterizzata dall'affioramento del Complesso Intrusivo Ercinico, costituito da granodioriti e porfidi granitici (Unità intrusiva di Villagrande) e dalle metamorfiti cambriane delle arenarie di San Vito. Con riferimento a tali tabelle, nei tratti in cui l'alterazione ha trasformato l'ammasso roccioso in un terreno ed è stato possibile effettuare delle prove SPT, sono riportati i valori di  $N_{SPT}$ , che di fatto sono andati quasi tutti a rifiuto.

*Tabella 4.1 – Stratigrafia sondaggio S1.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	$N_{SPT}$
0 – 2.3	Granito arenizzato da molto addensato a semilapideo	Prova SPT a 1 m a rifiuto
2.3 – 4.2	Granito da poco fratturato a fratturato	
4.2 – 15.90	Granito arenizzato, semilapideo, parzialmente ossidato	Due prove SPT a 5.5 e 11.40 m entrambe a rifiuto
15.90 – 17.80	Granito arenizzato, semilapideo, debolmente ossidato	
17.90 – 19.20	Granito integro	
19.20 – 20.50	Granito parzialmente arenizzato ad arenizzato	
20.50 – 21.50	Filone lapideo	
21.50 – 25.00	Granito poco fratturato	



<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 26 di 109</p>
---	--

*Tabella 4.2 – Stratigrafia sondaggio S2.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 4.5	Granito arenizzato e ossidato da addensato a molto addensato	Due prove SPT a 1.80 e 3.4 m entrambe a rifiuto
4.5 - 19.50	Granito arenizzato molto addensato con qualche livelletto semilapideo e lapideo	Prove SPT a 4.7, 5.7, 7.4, 8.9, 10.20, 12, 13.8, 15.6, 17,18.4 m tutte a rifiuto
19.50 – 25.00	Substrato lapideo di granito totalmente fratturato	

*Tabella 4.3 – Stratigrafia sondaggio S3.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 1.2	Detrito di granito e argilla sabbiosa da consistente a molto consistente	
1.2 – 2.9	Granito arenizzato e parzialmente alterato	Prova SPT a 1.5 m a rifiuto
2.9 – 13.0	Granito poco fratturato con fasce decimetriche brecciate e arenizzate	

*Tabella 4.4 – Stratigrafia sondaggio S4.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 0.4	Suolo sabbioso - limoso	
0.4 – 5.5	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti, scisti da molto fratturati a totalmente fratturati	
5.5 – 13.80	Formazione delle Arenarie di San Vito: scisti totalmente fratturati	

<p><i>ANAS S.p.A.</i>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 27 di 109
---	---

13.80 – 20.80	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltite debolmente scistosa fratturata con livelli totalmente fratturati	
20.80 – 25.00	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti, scisti da molto fratturati a totalmente fratturati	

*Tabella 4.5 – Stratigrafia sondaggio S5.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 0.4	Suolo sabbioso – limoso	
0.4 – 4.5	Coltre superficiale dello scisto, molto alterata e addensata	Due prove SPT a 1.50 e 3.2 m, la prima a rifiuto la seconda con N <sub>SPT</sub> = 19
4.5 – 7.4	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti, scisti da fratturati a molto fratturati	
7.4 – 8.3	Cavità	
8.3 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturate con livelli totalmente fratturati	

<p><i>ANAS S.p.A.</i>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 28 di 109
---	---

*Tabella 4.6 – Stratigrafia sondaggio S6.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 1.4	Suolo sabbioso – limoso	Prova SPT a 1.4 m a rifiuto
1.4 – 6.9	Coltre superficiale degli scisti, molto alterata e da molto addensata a semi lapidea	Due prove SPT a 2.8 e 4.5 m entrambe a rifiuto
6.9 – 19.5	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturate con livelli totalmente fratturati	
19.5 – 25.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti scistose totalmente fratturate	

*Tabella 4.7 – Stratigrafia sondaggio S7.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 0.5	Coltre superficiale dello scisto molto alterata ma con struttura riconoscibile	
0.5 – 6.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee e metasiltiti scistose, quarziti da fratturate a molto fratturate	
6.0 – 14.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose, da poco fratturate a fratturate	
14.0 – 15.2	Formazione delle Arenarie di San Vito totalmente fratturate	
15.2 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito da poco fratturate a fratturate	



<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 29 di 109</p>
---	--

*Tabella 4.8 – Stratigrafia sondaggio S8.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 1.3	Terreno di riporto	
1.3 – 5.1	Coltre superficiale dello scisto totalmente alterata	3 prove SPT a 1.5, 3.0 e 4.0 m tutte a rifiuto
5.1 – 9.8	Filone di granito totalmente arenizzato	3 prove SPT a 6.5, 7.8 e 9.6 m tutte a rifiuto
9.8 – 13.2	Metamorfite scistosa da totalmente fratturata a brecciata	3 prove SPT a 10.8, 12.0 e 13.0 m tutte a rifiuto
13.2 – 16.30	Metasiltite completamente fratturata	
16.30 – 20	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltite da fratturata a poco fratturata	
20 - 24	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltite poco fratturata	

*Tabella 4.9 – Stratigrafia sondaggio S9bis.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 1.0	Suolo ciottoloso	
1.0 - 4.0	Coltre superficiale dello scisto molto alterata	
4.0 – 6.7	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose totalmente fratturate e brecciate	
6.7 – 13.5	Formazione delle Arenarie di San Vito: scisti poco fratturati	

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 30 di 109</p>
---	--

*Tabella 4.10 – Stratigrafia sondaggio S9.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0 – 1.1	Suolo ciottoloso	
1.1 – 4.5	Coltre superficiale dello scisto molto alterata	Due prove SPT a 1.5 e 2.8 m entrambe a rifiuto
4.5 – 9.6	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie, metasiltiti scistose, quarziti da totalmente fratturate a brecciate	
9.6 – 15.6	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti da fratturate a molto fratturate	
15.6 – 23.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da poco fratturate a fratturate	
23.0 – 30.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose poco fratturate	

*Tabella 4.11 – Stratigrafia sondaggio S10.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 0.3	Suolo limo argilloso con ciottoli	
0.3 – 0.9	Coltre superficiale dello scisto molto alterata	
0.9 – 6.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti da fratturate a molto fratturate	
6.0 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti scistose da fratturate a poco fratturate	

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 31 di 109</p>
---	--

*Tabella 4.12 – Stratigrafia sondaggio S11.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 0.7	Suolo limo argilloso con ciottoli e coltre superficiale di alterazione dello scisto	
0.7 – 4.7	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti da fratturate a molto fratturate	
4.7 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturate	

*Tabella 4.13 – Stratigrafia sondaggio S12.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 2.0	Detrito di versante costituito da ciottoli di scisto in matrice sabbiosa	Prova SPT a 1.6 m a rifiuto
2.0 – 3.4	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee, metasiltiti e quarziti totalmente fratturate	
3.4 – 9.10	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti scistose fratturate	
9.10 – 14.4	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti scistose fratturate	
14.4 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metasiltiti fratturata o frantumata	

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 32 di 109
---	---

*Tabella 4.14 – Stratigrafia sondaggio S13.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 1.4	Detrito di versante sabbioso - ciottoloso	Prova SPT a 1.4 m a rifiuto
1.4 – 3.1	Coltre superficiale dello scisto alterata ma con struttura riconoscibile	
3.1 – 13.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee scistose, metasiltiti e quarziti da totalmente fratturate a brecciate	
13.0 – 15.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee scistose, metasiltiti e quarziti da fratturate a poco fratturate	

*Tabella 4.15 – Stratigrafia sondaggio S14.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 0.6	Suolo, sabbioso – limoso con ciottoli	
0.6 – 1.4	Coltre superficiale degli scisti alterata ma con struttura riconoscibile	
1.4 – 14.1	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee scistose, metasiltiti e quarziti da molto fratturate a fratturate	
14.1 – 21.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metapeliti da molto fratturate a totalmente fratturate	
21.0 – 25.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metapeliti da	

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 33 di 109
---	---

	molto fratturate a totalmente	
--	-------------------------------	--

*Tabella 4.16 – Stratigrafia sondaggio S15.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 - 0.4	Terreno di riporto detriti di scisto	
0.4 – 6.3	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie micacee e metasiltiti scistose, quarziti da totalmente a molto fratturate	
6.3 – 18.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da poco fratturate a integre	
18.0 – 22.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturata	
22.0 – 25.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti da fratturate a poco fratturate	

*Tabella 4.17 – Stratigrafia sondaggio S16.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 0.9	Suolo limoso - ciottoloso	
0.9 – 1.6	Coltre superficiale degli scisti alterata ma con struttura riconoscibile	Prova SPT a 1.5 m a rifiuto
1.6 – 3.4	Coltre superficiale della Formazione delle Arenarie di San Vito totalmente fratturata	
3.4 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da poco fratturate a integre	

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 34 di 109</p>
---	--

*Tabella 4.18 – Stratigrafia sondaggio S17.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 – 1.6	Coltre superficiale degli scisti alterati	
1.6 – 2.8	Coltre superficiale della Formazione delle Arenarie di San Vito totalmente fratturata	
2.8 – 15.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturate	
15.0 – 20.0	Formazione delle Arenarie di San Vito: metarenarie e metasiltiti scistose da fratturate a molto fratturate	

*Tabella 4.19 – Stratigrafia sondaggio S18.*

Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	N <sub>SPT</sub>
0.0 - 0.6	Suolo sabbioso - argilloso	
0.6 – 2.4	Detrito di granito arenizzato con ciottoli	Prova SPT a 1.5 m con N <sub>SPT</sub> = 16
2.4 – 8.0	Granito arenizzato e parzialmente alterato	4 prove SPT a 3.0, 4.5, 5.7 e 7.2 m tutte a rifiuto
8.0 – 11.8	Granito da molto a totalmente fratturato	
11.80 – 23.60	Granito da poco fratturato a integro, giunti prevalentemente obliqui e subverticali	
23.60 – 30.00	Granito da fratturato a poco fratturato e a integro, giunti prevalentemente obliqui e subverticali	



Inoltre, lungo il tracciato sono stati effettuati n. 13 degli stendimenti di sismica a rifrazione; nelle seguenti Figure sono riportati i risultati di tali indagini, relativamente ai valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Con riferimento anche alle indicazioni di letteratura, relativamente ai valori tipici della velocità delle onde di taglio per i terreni e le rocce (Figura 4.1), dai risultati delle prove geofisiche di sismica a rifrazione è identificabile la seguente successione stratigrafica:

1. presenza di un primo strato di copertura di materiale molto alterato e/o fratturato dello spessore massimo di circa 15 m caratterizzato da valori massimi della velocità delle onde di taglio  $V_s = 500$  m/s;
2. secondo strato dello spessore massimo di circa 10÷15 m di roccia da molto fratturata a fratturata con valori massimi delle velocità delle onde di taglio  $V_s = 1200$  m/s;
3. infine, per profondità mediamente superiori ai 20 m la roccia diventa meno fratturata con valori della velocità delle onde di taglio mediamente superiori ai 1300÷1500 m/s.

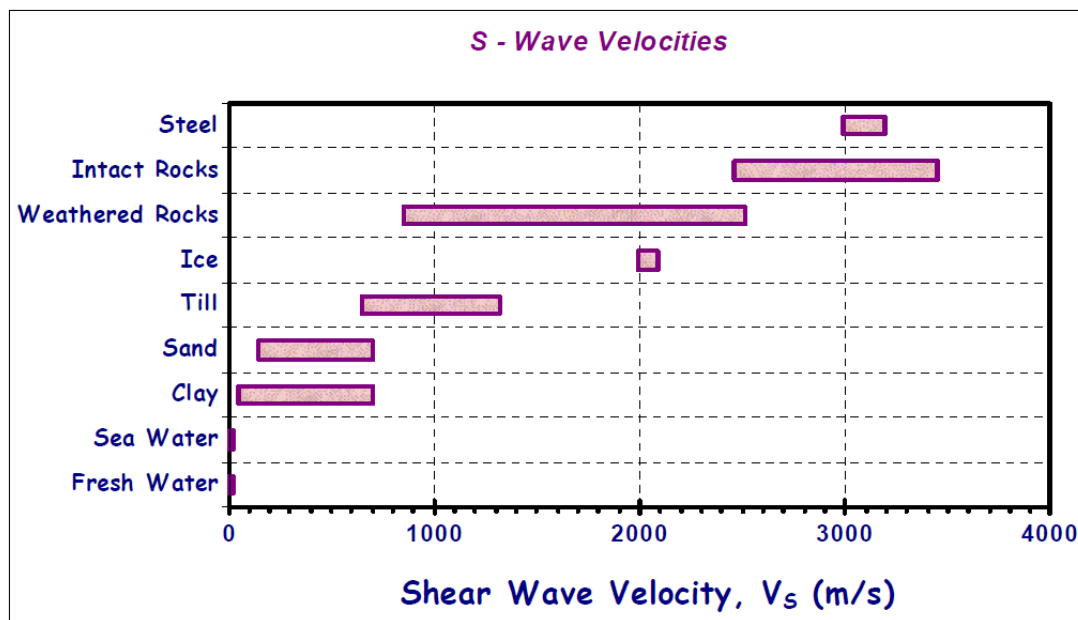


Figura 4.1. Valori rappresentativi della velocità delle onde di taglio per terreni e rocce.



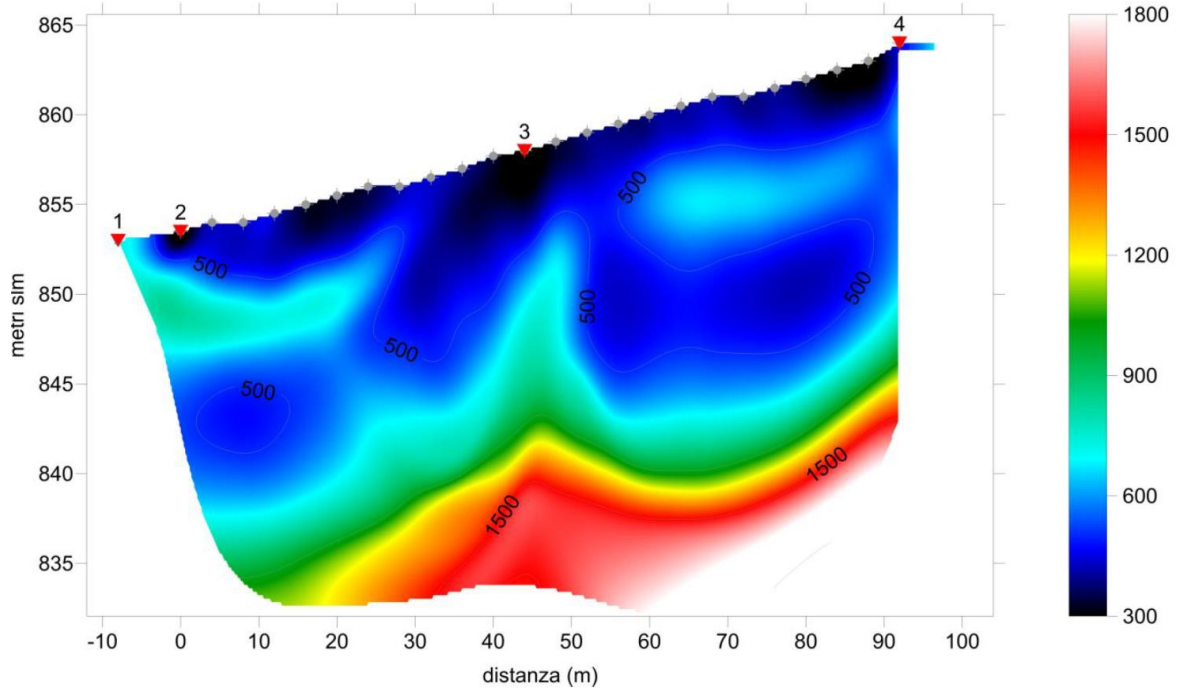


Figura 4.2. Prospezione tomografica sismica LSR1 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

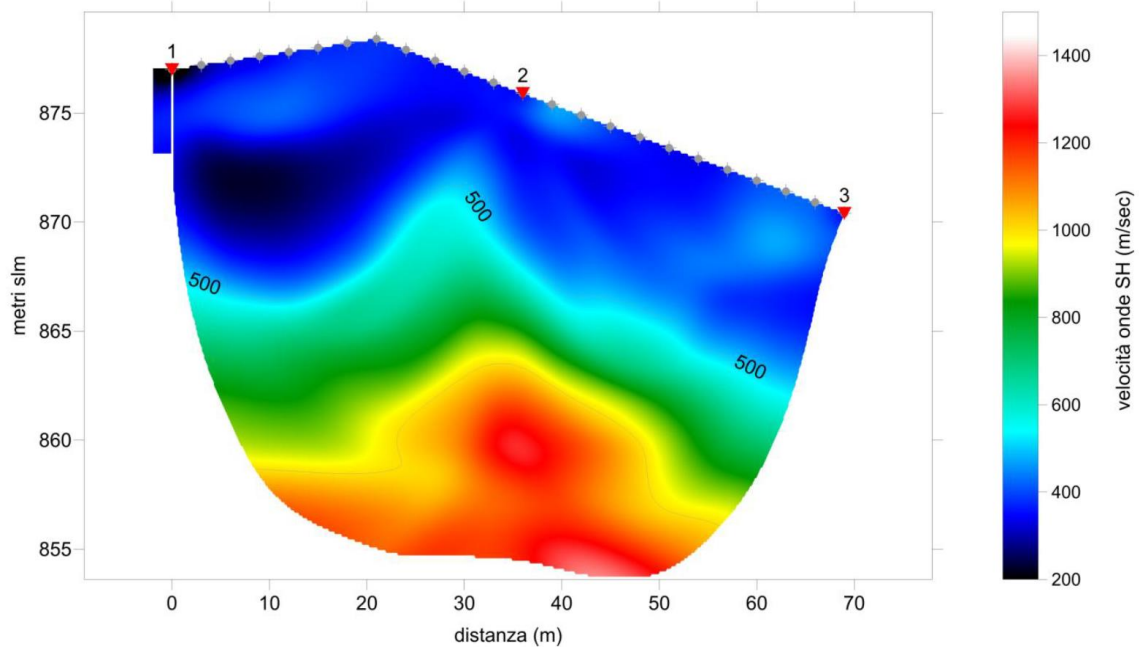


Figura 4.3. Prospezione tomografica sismica LSR2 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

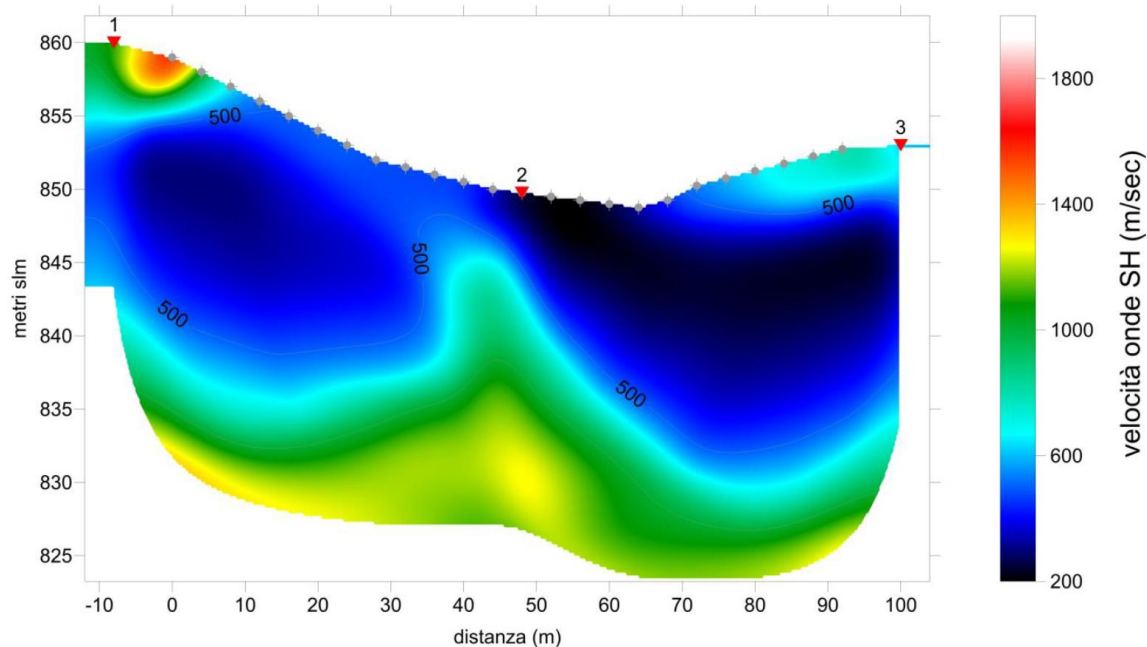


Figura 4.4. Prospezione tomografica sismica LSR3 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

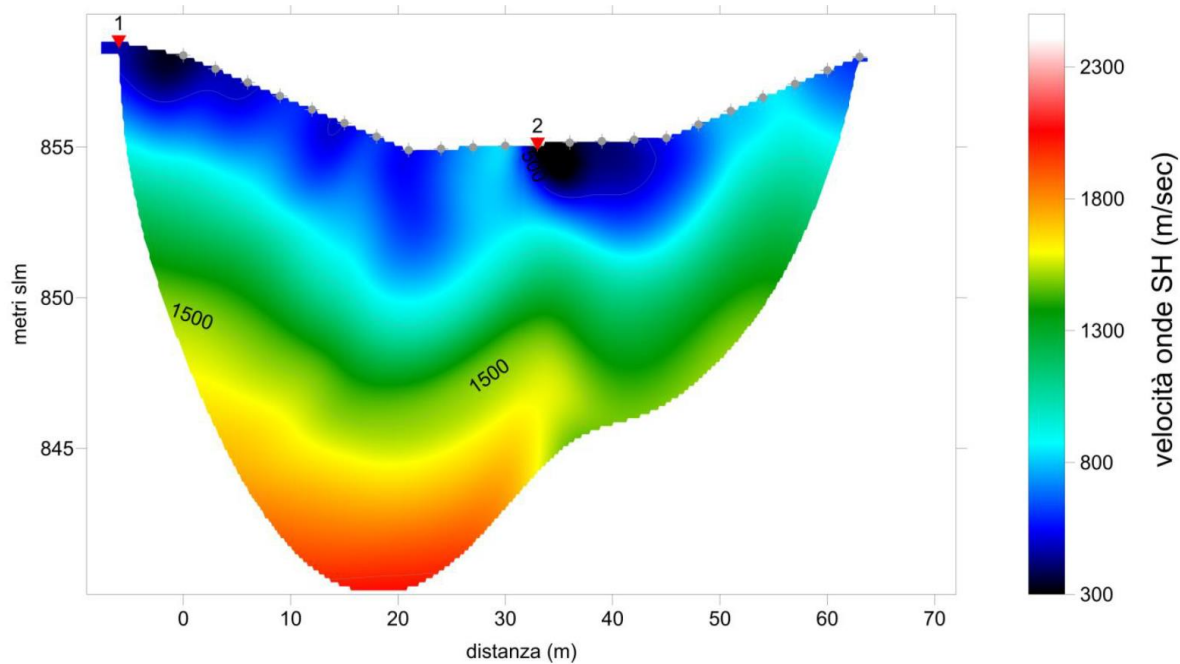


Figura 4.5. Prospezione tomografica sismica LSR4 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

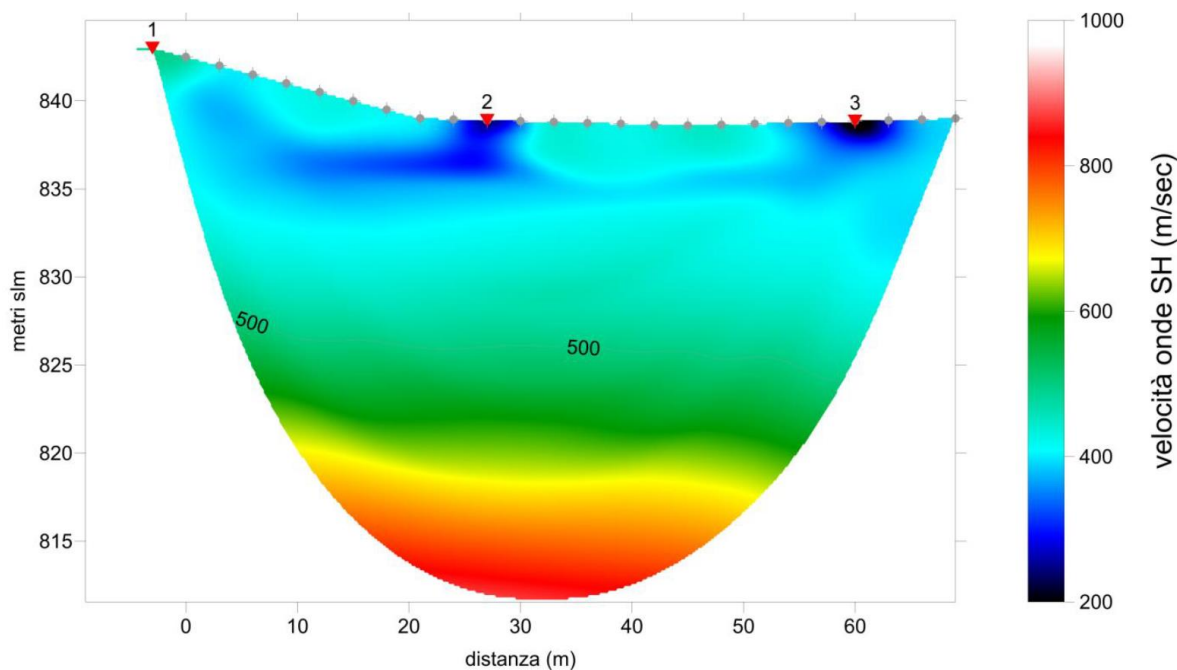


Figura 4.6. Prospezione tomografica sismica LSR5 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

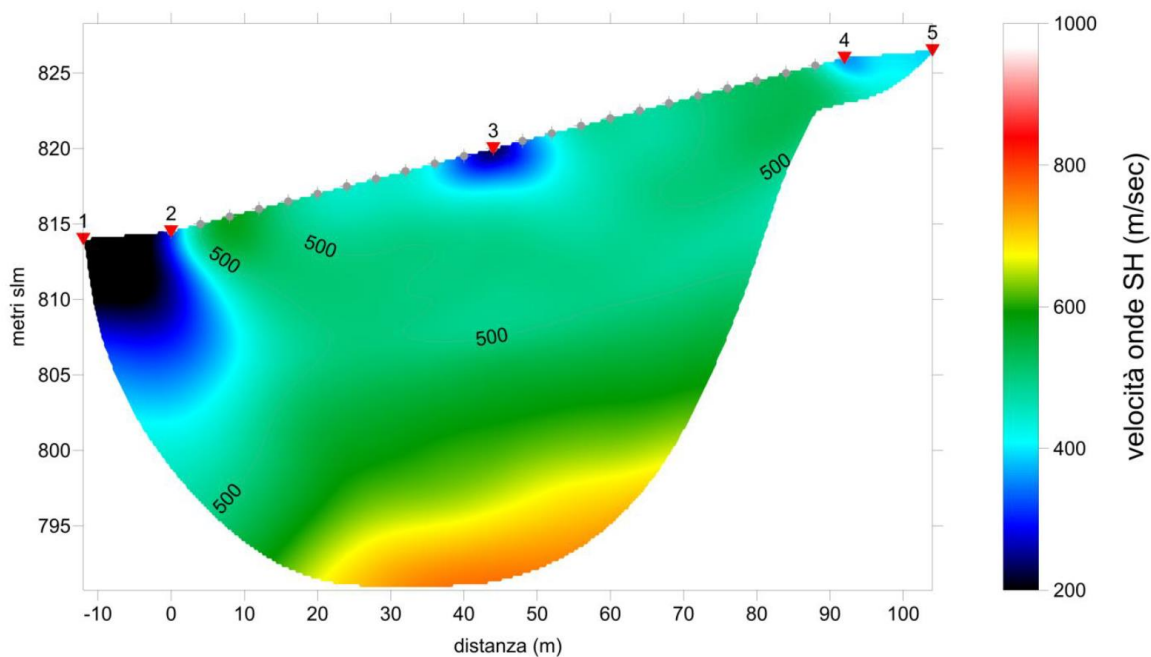


Figura 4.7. Prospezione tomografica sismica LSR6 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

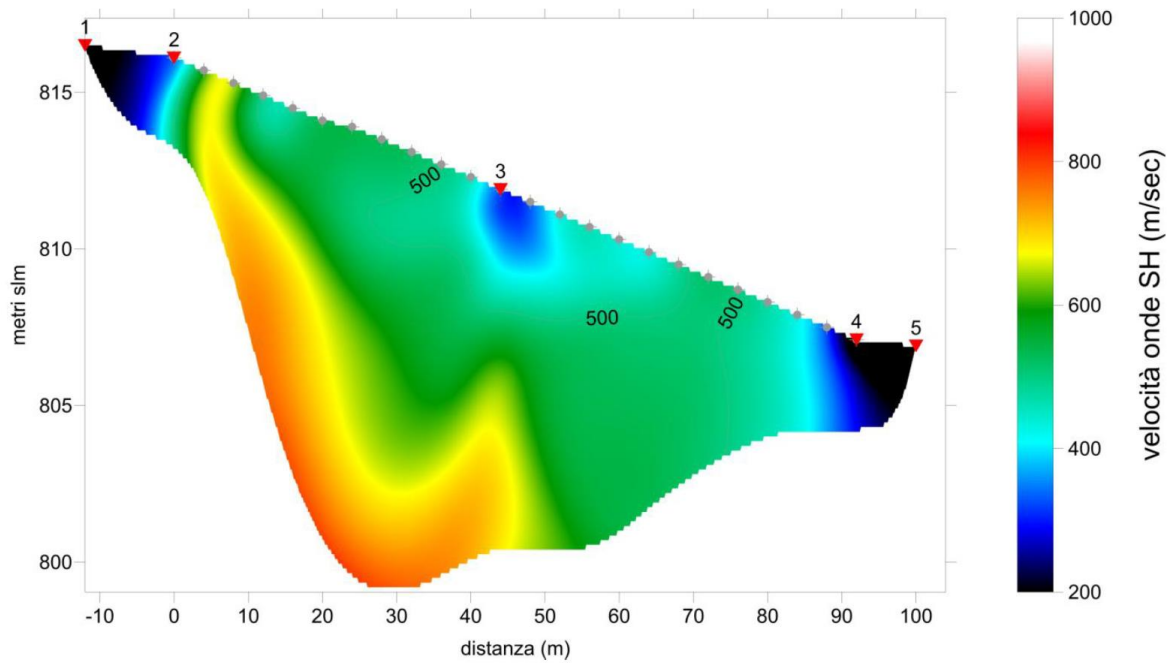


Figura 4.8. Prospezione tomografica sismica LSR7 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

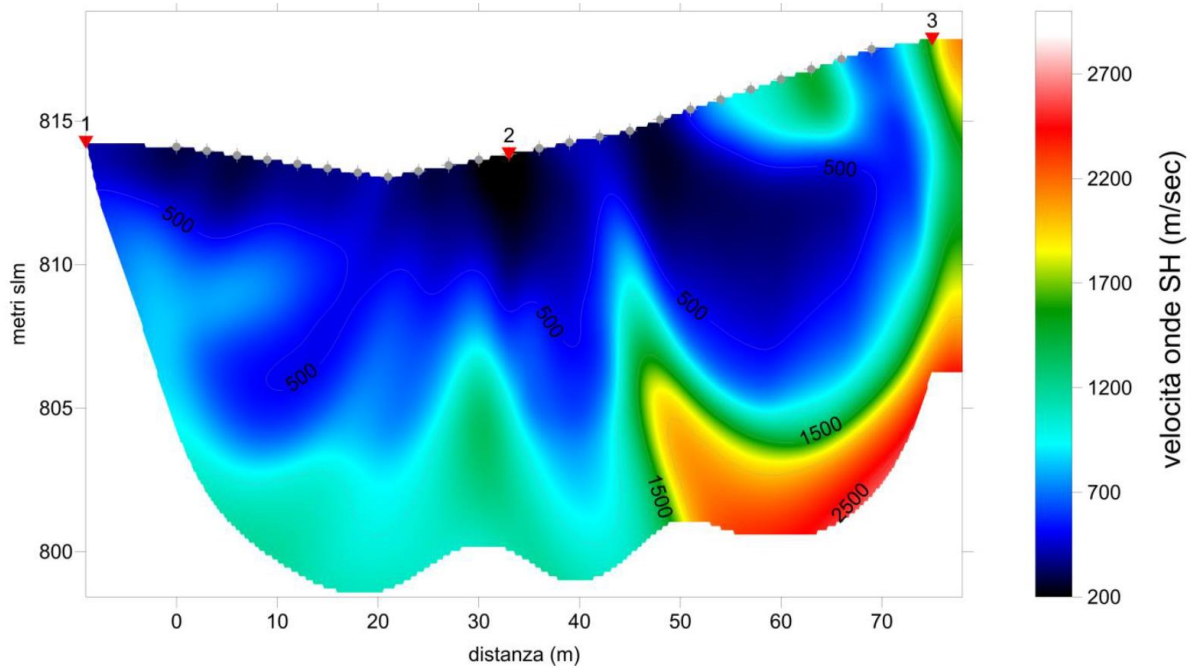


Figura 4.9. Prospezione tomografica sismica LSR8 con restituzione della velocità delle onde di taglio.



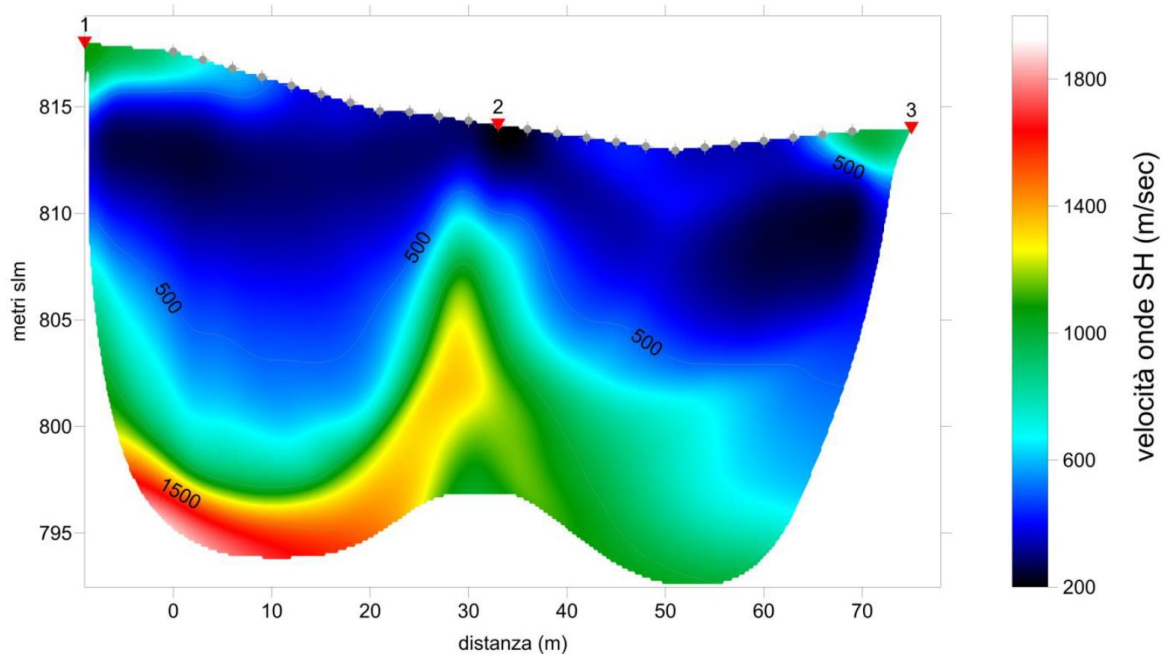


Figura 4.10. Prospezione tomografica sismica LSR9 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

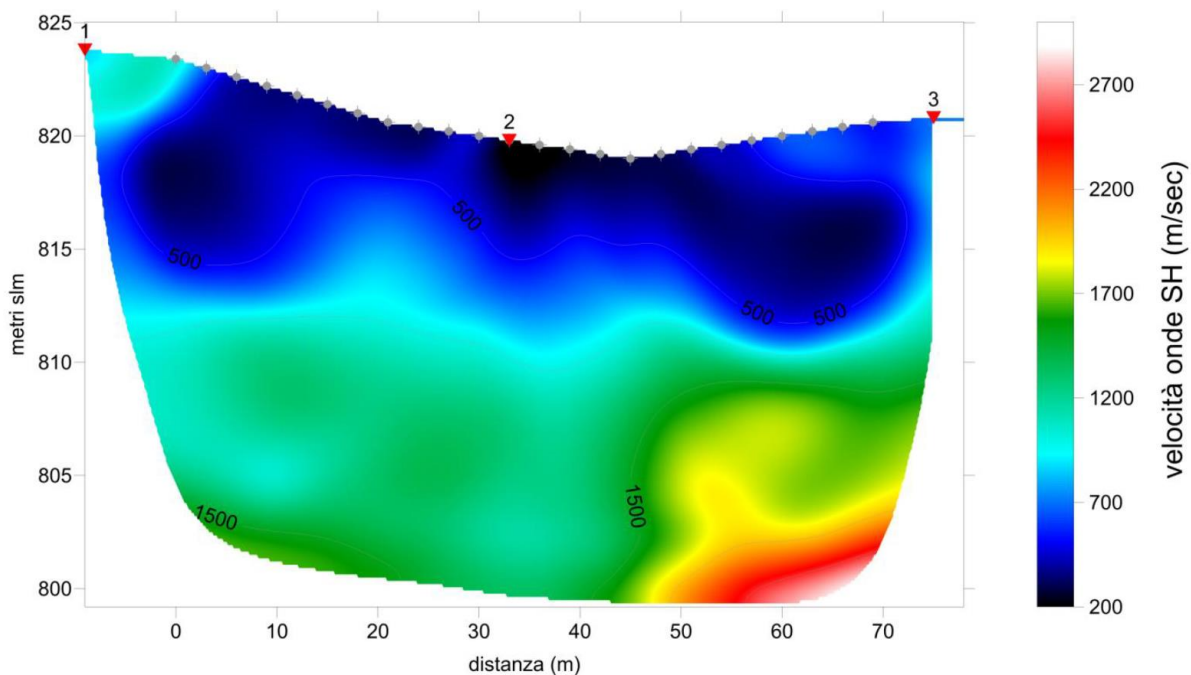


Figura 4.11. Prospezione tomografica sismica LSR10 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

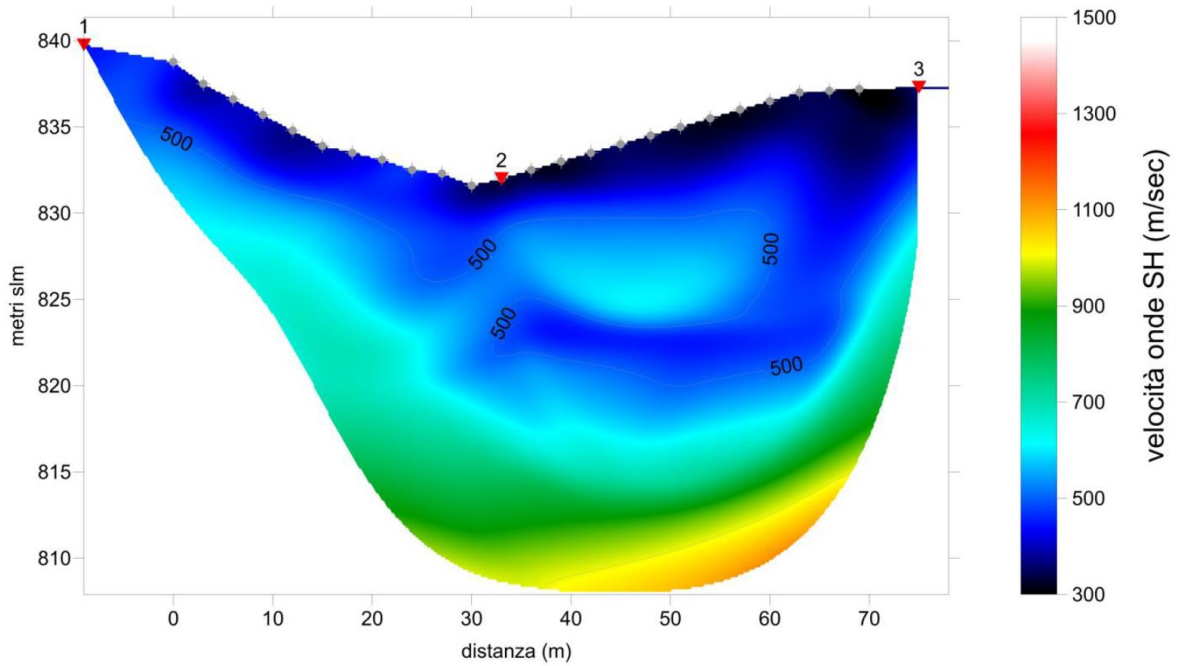


Figura 4.12. Prospezione tomografica sismica LSR11 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

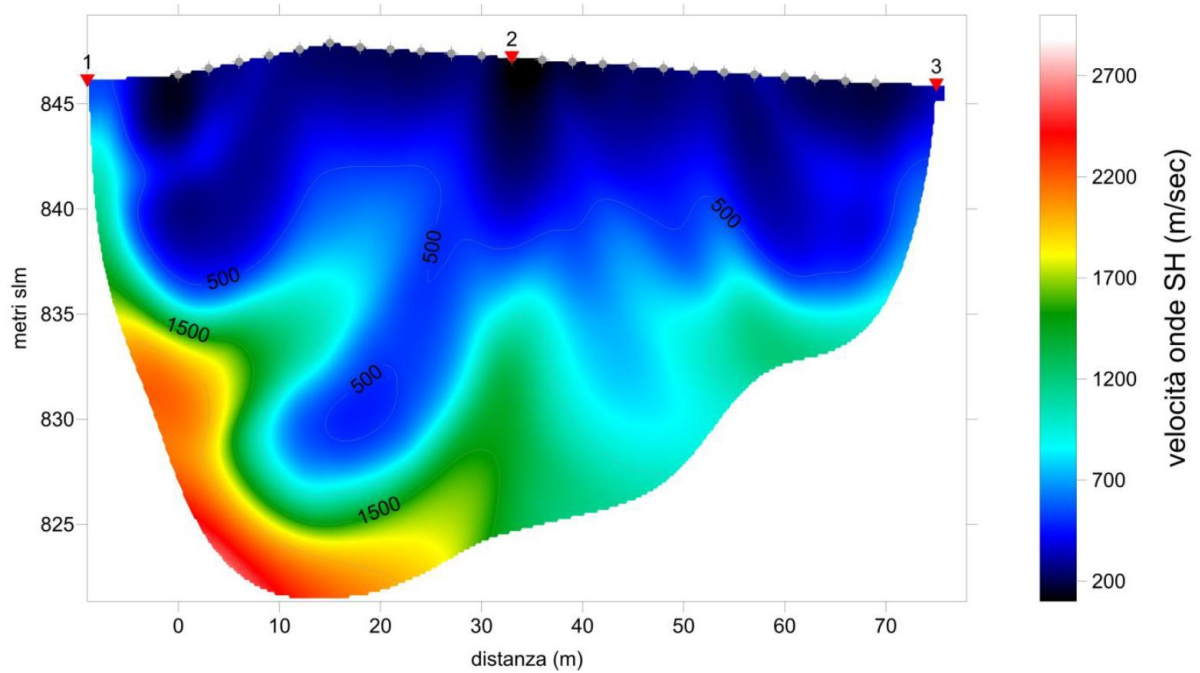
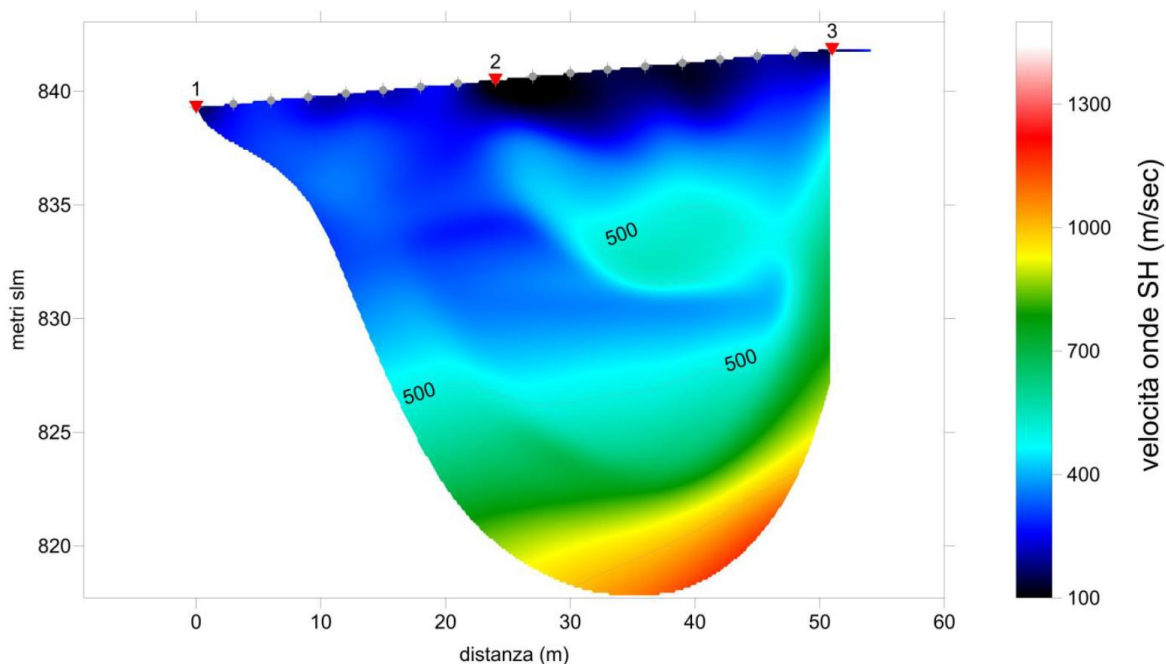


Figura 4.13. Prospezione tomografica sismica LSR12 con restituzione della velocità delle onde di taglio.





*Figura 4.14. Prospezione tomografica sismica LSR13 con restituzione della velocità delle onde di taglio.*

Nei sondaggi S1, S7, S9bis ed S16 sono stati installati dei piezometri a tubo aperto che hanno misurato livelli di falda compresi fra la profondità di 1.5 e 6.69 m (Tabella 4.22).

*Tabella 4.22 – Letture piezometriche.*

<b>Piezometro</b>	<b>Profondità finale</b>	<b>Lettura</b>
1	- 25.00 mt	21/02/2018 – 5.88 mt
7	- 20.00 mt	21/02/2018 – 6.69 mt
9 bis	- 15.00 mt	21/02/2018 – 1.50 mt
16	- 20.00 mt	21/02/2018 – 2.54 mt

## **5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA**

### **5.1 UNITA' GEOTECNICHE**

Con riferimento agli studi geologici e alle indagini geotecniche effettuate gli ammassi rocciosi, interessati dal tracciato dell'infrastruttura, presentano uno spessore superficiale di roccia il cui grado di alterazione risulta tale da presentarsi come dei veri e propri terreni, descritti nelle stratigrafie come graniti arenizzati (Figura 5.1) o come coltri superficiali degli scisti (Figura 5.2), da totalmente alterati a molto alterati e da molto addensati a semilapidei.

In tali spessori superficiali sono state effettuate delle prove SPT che sono andate quasi tutte a rifiuto, ad esclusione di 5 prove per le quali si sono ottenuti i seguenti valori di  $N_{SPT}$ : 19, 16, 63, 55 e 46, rispettivamente, a 3.2, 1.5, 1.5, 3 e 4.5 m di profondità. Le prove che non sono andate a rifiuto sono state interpretate per ricavare le caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità adottando, rispettivamente, la correlazione di Bolton e Stroud, di seguito descritte.

Su campioni disturbati/rimaneggiati, prelevati durante le prove SPT, sono state effettuate delle prove di laboratorio comprendenti analisi granulometriche, determinazione dei limiti di Atterberg, del peso specifico dei grani e prove di taglio diretto.

Infine, sono state effettuate delle prospezioni geofisiche di sismica a rifrazione in modalità tomografica e delle prove geofisiche down – hole che sulla base della misura della velocità delle onde di taglio ha reso possibile ricavare i valori del modulo di taglio e di Young a piccolissime deformazioni e, conseguentemente, il valore del modulo di deformabilità operativo dei terreni attraversati.

Inoltre, sulla base dei rilievi e studi geologici e come indicato nei profili geologici longitudinali, in corrispondenza delle incisioni e dei corsi d'acqua a regime stagionale sono presenti delle coltri eluvio – colluviali (depositi b2), dei depositi alluvionali recenti e attuali (depositi ba1) e dei depositi alluvionali terrazzati (depositi bna1).



*Figura 5.1. Granito arenizzato.*



*Figura 5.2. Coltre superficiale dello scisto molto alterato.*

### 5.1.1 Correlazione di Bolton

In accordo a Bolton (1986) l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  può essere stimato sulla base delle seguenti equazioni:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

con

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa

Q = 10 (per particelle di natura silicea)

$p'_f$  = pressione efficace media a rottura (kPa) =  $1.4 \sigma'_{ff}$  (Jamiokowski et al. ,1988)

$\sigma'_{ff}$  = tensione normale alla superficie di rottura in condizioni di rottura

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione (Tabella 5.1) assunta nel nostro caso cautelativamente pari a 3

$\phi'_{cv}$  = angolo di attrito a volume costante, determinabile da prove di laboratorio o stimabile, nel caso di sabbie, sulla base di quanto indicato in Tabella 5.2

In accordo all'inviluppo curvilineo proposto da Baligh (1975) fino a valori di  $\sigma'_{ff} = 272$  kPa l'angolo di attrito di picco  $\phi'$  può essere determinato adottando  $p'_f = 1.4 \sigma'_{ff} = 1.4 \times 272 = 380$  kPa. Per valori superiori di  $\sigma'_{ff}$ , l'angolo di attrito  $\phi'$  tenderà invece a diminuire; esso andrà determinato caso per caso sulla base dell'effettivo valore di  $\sigma'_{ff}$  o di  $p'_f$ , associabile allo specifico problema in esame.

Tabella 5.1 – Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986).

Condizioni di deformazione	m (-)
Tipiche di prove triassiali di compressione (problemi di carico in condizioni assialsimmetriche)	3
Tipiche di prove di taglio semplice (problemi in condizioni di deformazione piana)	5

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 47 di 109
---	---

Tabella 5.2 – Valori dell'angolo a volume costante in accordo a Stroud (1988) e Youd (1972).

Tipo di terreno	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie con spigoli vivi	38°	34°
Sabbie con spigoli arrotondati	33°	30°

Nel nostro caso è stato assunto un valore pari a 30°.

Per quanto concerne il valore della densità relativa da utilizzare nella formula proposta da Bolton è stata, infine, utilizzata la seguente correlazione di Skempton.

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  di sabbie silicee, non cementate può essere correlata al valore di  $N$  con la seguente relazione per i terreni normalconsolidati:

$$D_r = \left( \frac{N}{a + b \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{100}} \right)^{0.5}$$

mentre per i terreni sovraconsolidati si ha:

$$D_r = \left( \frac{N}{a + b \cdot C_{oc} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{100}} \right)^{0.5}$$

dove:

$a, b$  = costanti empiriche indicate nella seguente Tabella 5.3; nel nostro caso è stato adottato un valore  $a = b = 27.5$ .

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT espressa in kPa

$N$  = numero di colpi ( $N_{SPT}$ ) misurati con la prova standard per 30 cm di infissione

$$C_{oc} = \frac{1 + 2K_{0OC}}{1 + K_{0NC}}$$

essendo:

$K_{0NC}$  =  $1 - \sin \phi'$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$K_{0OC}$  =  $K_{0NC} (OCR)^{\sin \phi'}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

OCR = grado di sovraconsolidazione

$D_r$  = densità relativa



<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 48 di 109
---	---

*Tabella 5.3 – Costanti empiriche a e b (Skempton, 1986).*

<b>Tipo di materiale</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	21.7÷27.5

### **5.1.2 Correlazione di Stroud**

Per quanto concerne la valutazione del modulo di deformabilità dai risultati delle prove SPT, è stata adottata la correlazione proposta da Stroud (1989) che ha mostrato che per terreni sia normalconsolidati sia sovraconsolidati, con un coefficiente di sicurezza pari a 3 nei confronti della capacità portante di fondazioni, è ragionevole assumere la seguente approssimazione:

$$E'/N = 1 \quad (\text{MPa})$$

## **5.2 UNITA' GEOMECCANICHE**

In considerazione del possibile grado di fratturazione e delle dimensioni delle opere di sostegno e di fondazione da realizzare, la caratterizzazione geotecnica di tutte le formazioni rocciose incontrate lungo il tracciato è stata condotta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare il parametro RMR "Rock Mass Rating" è stato stimato sulla base di quanto di seguito descritto; il parametro GSI (Geological Strength Index) è stato valutato con la seguente espressione, per quanto concerne i rilievi geomeccanici che sono stati effettuati sugli affioramenti rocciosi:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Per quanto concerne invece i sondaggi, si è fatto riferimento all'approccio messo a punto recentemente da Hoek et al. (2013) basato su una carta quantitativa di GSI (Figura 5.3), utilizzando due parametri ben noti come il parametro  $J_{Cond89}$ , relativo alle condizioni dei giunti, secondo il sistema di classificazione di Bieniawski (Tabella 5.4), e il recupero percentuale modificato RQD ottenuto dai carotaggi.



Più precisamente, Hoek et al. (2013) hanno definito la seguente espressione:

$$GSI = 1.5 \cdot J_{Cond89} + RQD/2$$

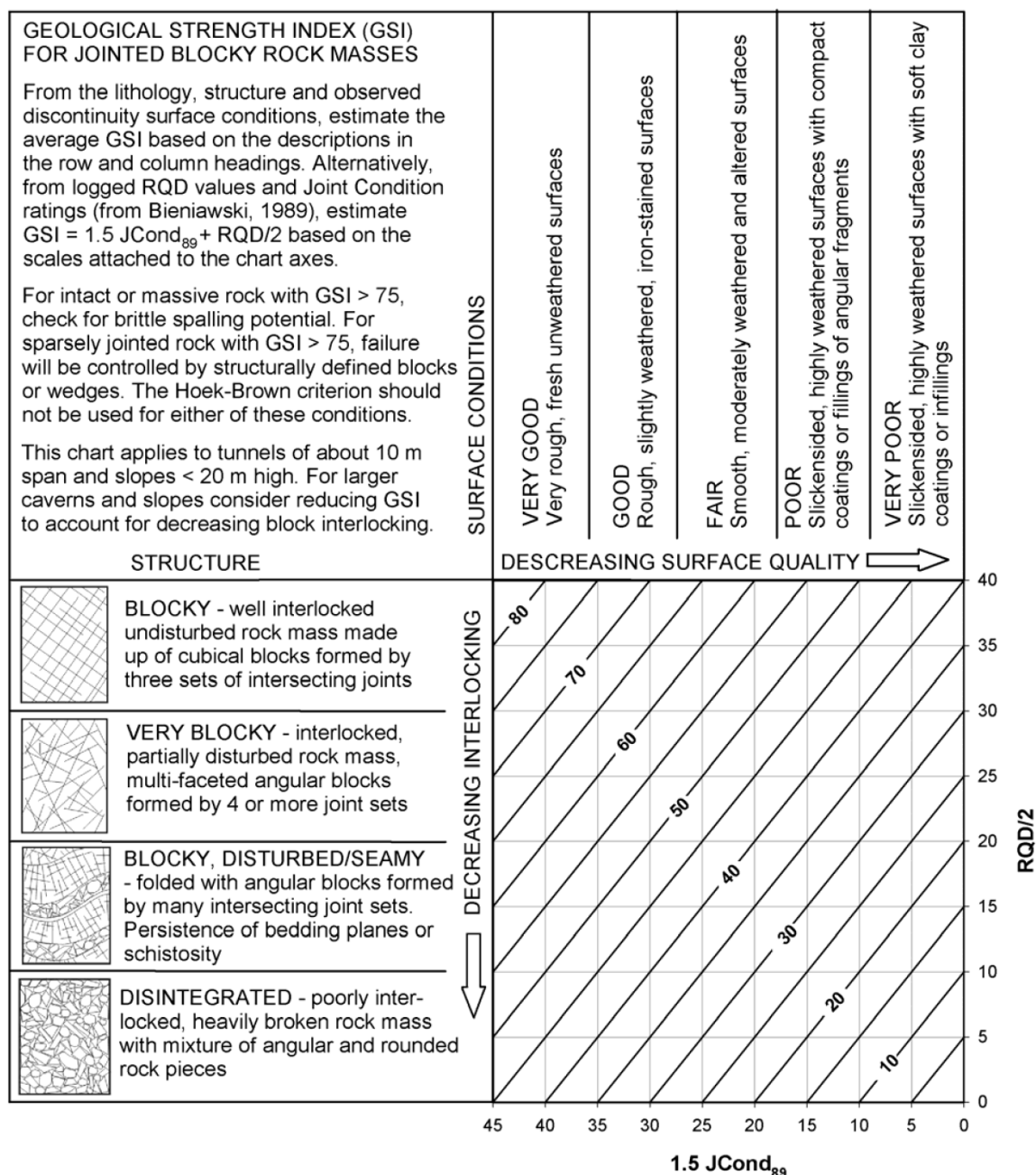


Figura 5.3. Quantificazione di GSI sulla base delle condizioni dei giunti ( $J_{Cond89}$ ) e di RQD; per  $J_{Cond89}$  si veda la Tabella 5.4.

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 50 di 109
--	---

Tabella 5.4 – Definizione di  $J_{Cond89}$ , fonte: Bieniawski (1989).

Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0

Guidelines for classification of discontinuity conditions

Discontinuity length (persistence) Rating	< 1 m 6	1 to 3 m 4	3 to 10 m 2	10 to 20 m 1	More than 20 m 0
Separation (aperture) Rating	None 6	< 0.1 mm 5	0.1 – 1.0 mm 4	1 – 5 mm 1	More than 5 mm 0
Roughness Rating	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge) Rating	None 6	Hard infilling < 5 mm 4	Hard filling > 5 mm 2	Soft infilling < 5 mm 2	Soft infilling > 5 mm 0
Weathering Rating	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderate weathering 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" è stato valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002).

### 5.2.1 Valutazione del parametro $RMR_{89}$

Per ogni litotipo il parametro  $RMR_{89}$  viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta (**I1**)

Resistenza alla compressione semplice $\sigma_c$ (MPa)	I1
> 250	15
100÷250	12
50÷100	7
25÷50	4
5÷25	2
1÷5	1
< 1	0

- Qualità della roccia RQD (**I2**)

RQD (%)	I2
90÷100	20

75÷90	17
50÷75	13
25÷50	8
< 25	3

- Spaziatura delle discontinuità **(I3)**

<b>S</b>	<b>I3</b>
> 2 m	20
0.6 m÷2 m	15
200 mm÷600 mm	10
60 mm÷200 mm	8
< 60 mm	4

- Lunghezza delle discontinuità **(I4)**

<b>L</b>	<b>I4</b>
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità **(I5)**

<b>H</b>	<b>I5</b>
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza **(I6)**

<b>Descrizione</b>	<b>I6</b>
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 52 di 109
--	---

Lisce	0
-------	---

- **Caratteristiche del riempimento delle discontinuità (I7)**

Descrizione – spessore	I7
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

- **Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione (I8)**

Descrizione	I8
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di  $RMR'_{89}$ :

- non si tiene conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare;
- l'indice legato alla presenza dell'acqua viene assunto pari a quello associabili a condizioni secche, "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua vengono messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

### 5.2.2 Criterio di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al. (2002) l'ammasso roccioso viene descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

D = 0 per “undisturbed rock masses”

D = 1 per “disturbed rock masses”

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta

$\sigma_1'$  = tensione principale efficace maggiore

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

$\sigma_c$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Per quanto concerne il coefficiente  $m_i$ , essendo disponibili i soli risultati di prove di compressione monoassiale, si farà riferimento sia a quanto indicato in letteratura sia ad esperienze su formazioni similari per le quali l'elevato grado di alterazione superficiale comporta valori del coefficiente  $m_i$  inferiori a quelli più noti in letteratura che si riferiscono a case histories di formazioni situate in altri Paesi e continenti.

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza al taglio, in termini di coesione e angolo di resistenza al taglio (criterio di rottura di Mohr – Coulomb), e di deformabilità, ricavati sulla base dei valori di GSI e dall'involuppo di rottura di Hoek – Brown del 2002, sono stati adottati i valori di GSI residui, secondo quanto indicato in letteratura, tenendo conto sia della natura delle due formazioni rocciose presenti (formazione dei leuco graniti e unità metamorfica di San Vito) sia dei notevoli scavi previsti lungo il tracciato dell'infrastruttura, con la presenza di numerose scarpate chiodate definitive di altezze consideravoli.

Nella seguente Figura 5.4, sulla base delle acquisizioni e ricerche di M. Cai, P.K. Kaiser, Y. Tasaka, M. Minami (2007), è riportata la correlazione fra i valori di GSI e i suoi valori residui, una volta superata la resistenza di picco.

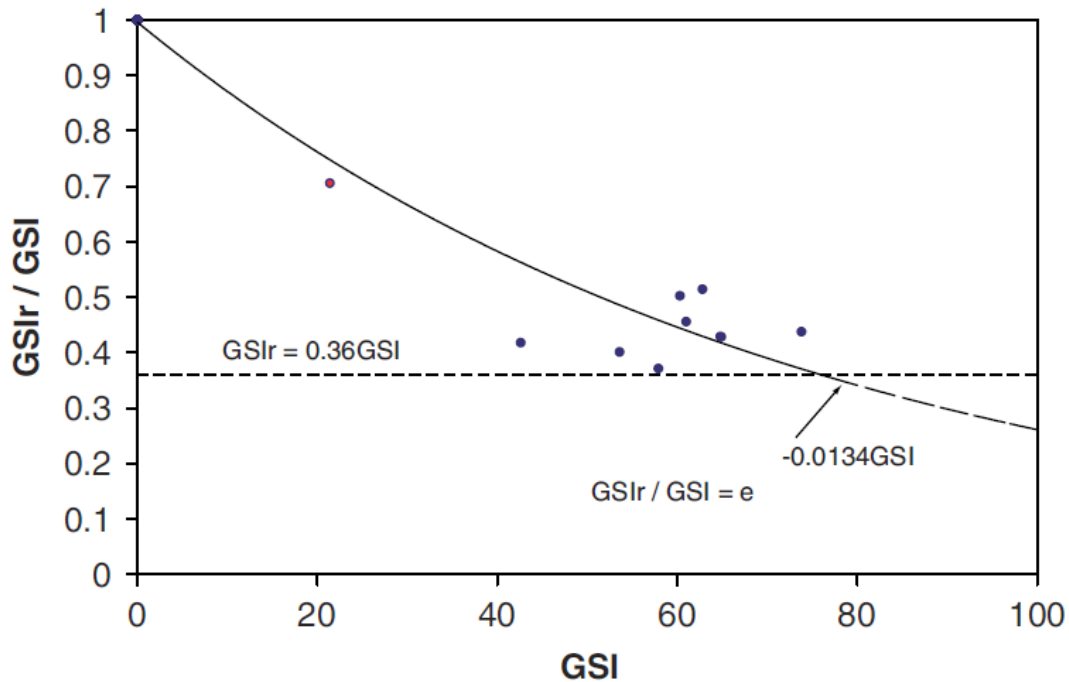


Figura 5.4. Relazione fra il rapporto  $GSI_{residuo} / GSI$  ed il valore di  $GSI$  (fonte: M. Cai, P.K. Kaiser, Y. Tasaka, M. Minami, 2007)

### 5.2.3 Caratteristiche di deformabilità

#### 5.2.3.1 Moduli “operativi” da prove geofisiche

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa}) \qquad E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .



<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 55 di 109</p>
--	--

Sulla base dei valori del modulo a piccolissime deformazioni, ottenuti dalla velocità delle onde di taglio, il valore del modulo di Young “operativo”  $E_{op}$  può essere assunto pari a circa  $(1/3 \div 1/5) E_0$ ; nel nostro caso, cautelativamente, si assumerà:  $E_{op} = 1/5 E_0$ .

#### **5.2.3.2 Moduli “operativi” sulla base dell’espressione di Hoek, Carranza – Torres e Corkum**

I moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  dell’ammasso roccioso, saranno valutati sulla base della seguente espressione, proposta da Hoek, Carranza-Torres and Corkum (2002) e confrontati con quelli ricavati dalle prove geofisiche secondo l’approccio descritto nel precedente paragrafo:

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

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

## 6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMECCANICO

### 6.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in esame è situata nella Sardegna Centro - orientale in prossimità del lago alto del Flumendosa. Il settore, morfologicamente montuoso, appartiene dal punto di vista strutturale alla zona a falde esterne della Catena Varisica Sarda. In particolare il settore è caratterizzato dall'affioramento del Complesso intrusivo Ercinico, costituito da Granodioriti e porfidi granitici (Unità intrusiva di Villagrande), che attraversa le metamorfiti cambriane delle Arenarie di San Vito. Lungo il corso del Flumendosa si individuano i depositi alluvionali e i depositi alluvionali terrazzati, ascrivibili all'Olocene, poco estesi arealmente a causa della morfologia montuosa dell'area. (Figura 6.1).

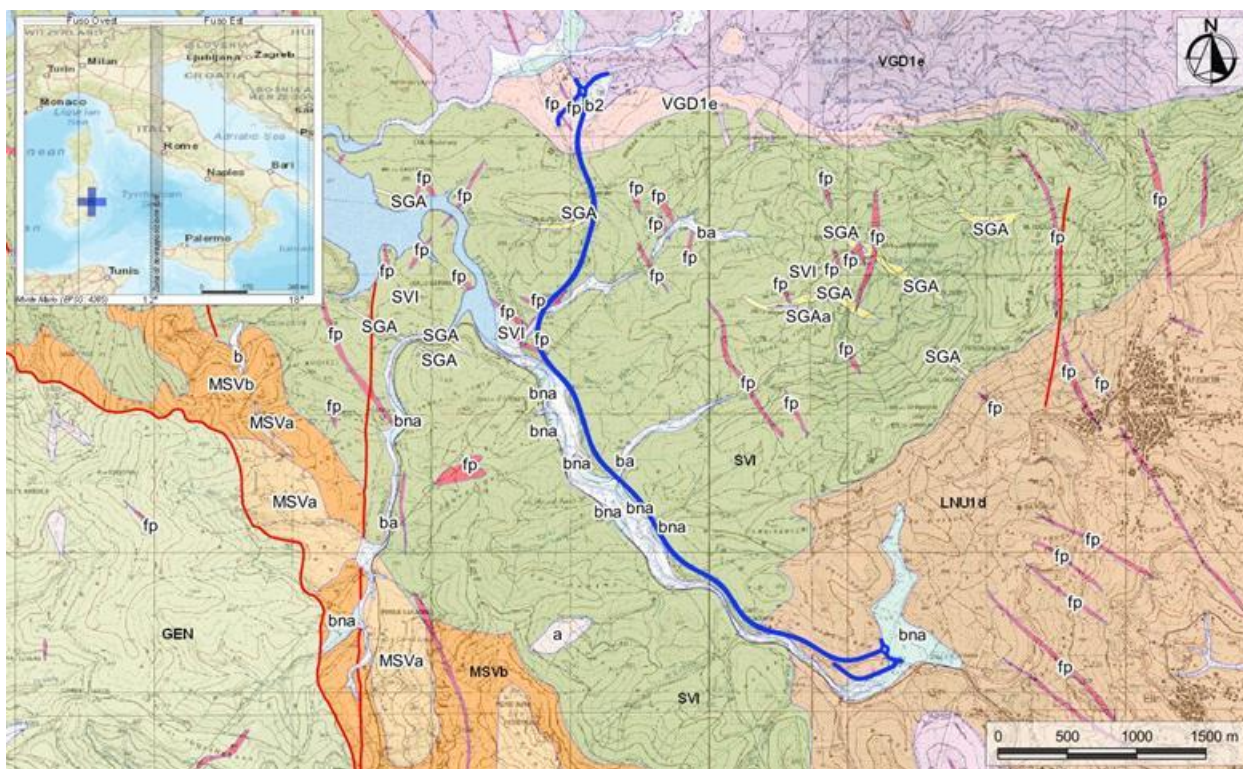


Figura 6.1. Stralcio della Carta Geologica della Sardegna 1:25000, con individuazione della tratta in esame (blu). Legenda: SVI Arenarie di San Vito; MSV Formazione di Monte Santa Vittoria; SGA Scisti a Graptoliti Auct; VGD Unità Intrusiva Di Villagrande; LNU Unità Intrusiva di Lanusei; fp Porfidi granitici; fq Filoni idrotermali; fb Porfidi granitici; bna Depositi alluvionali terrazzati; ba Depositi alluvionali recenti e attuali; a Depositi di versante; b2 Coltri eluvio-colluviali.

<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 57 di 109</p>
--	--

Con diretto riferimento a quanto riportato nella Carta Geologica della Regione Sardegna in scala 1:25000 (Regione Sardegna 2016), e in conformità con la Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000 nel foglio 566 "Jerzu" (ISPRA 2002), le successioni stratigrafiche presenti nell'area di interesse possono essere distinte, dal basso verso l'alto, in:

- Arenarie di San Vito (Cambriano Medio - Ordoviciano Inf) Alternanze irregolari (SVI), da decimetriche a metriche, di metarenarie micacee, quarziti e metasiltiti, e livelli di metaconglomerati minuti quarzosi nella parte alta.
- Formazione di Monte Santa Vittoria (Ordoviciano ?).
- *Litofacies Metaepiclastiti*: metaepiclastiti a matrice vulcanica (MSVa), metaquarzogrovacche e metarenarie, metaconglomerati a prevalenti componenti di vulcaniti acide ("formazione di Manixeddu" Auct.).
- *Litofacies nella Metagrovache*. Metagrovacche vulcaniche e metavulcaniti (MSVb); probabili originarie piroclastiti a chimismo intermedio-basico ("formazione di Serra Tonnai" Auct.).
- Scisti a Graptoliti auct (Siluriano - Devoniano Medio) Metapeliti carboniose e metasiltiti con graptoliti (SGA); intercalati livelli di diaspri neri (liditi).
- *Litofacies Metacalcari*. Metacalcari scuri (SGAa) e metacalcari nodulari fossiliferi.
- Formazione Delle Filladi Grigie Del Gennargentu (Cambriano Medio - ?Ordoviciano Inf?) Irregolare alternanza di livelli da decimetrici a metrici di metarenarie quarzose e micacee (GEN), quarziti, filladi quarzose e filladi ("Postgotlandiano" Auct.).
- Unità Intrusiva Di Villagrande.
- Subunità intrusiva di Villanova.
- *Facies Lago Alto Flumendosa* (Carbonifero Superiore) Granodioriti monzogranitiche biotitiche (VGD1b), a grana medio-grossa, inequigranulari, con fenocristalli di Kfs pluricentimetrici, tessitura orientata.
- *Facies Pedrarbas* (Carbonifero Sup. – Permiano) Leucograniti biotitici (VGD1e), biancastri, a grana fine, equigranulari, tessitura isotropa.
- Unità Intrusiva di Lanusei.
- Subunità intrusiva di Ilbono.

<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 58 di 109</p>
--	--

- *Facies Cardedu* (Carbonifero Sup. – Permiano) Granodioriti biotitico-anfiboliche grigio chiare (LNU1d), a grana grossa, equigranulari, tessitura orientata.
- *Facies Barisardo* (Carbonifero Sup. – Permiano) Tonaliti granodioritiche (LNU1e), grigie, a grana media, inequigranulari per Kfs di taglia fino a 2-3 cm, tessitura isotropa.
- Porfidi granitici (Carbonifero Sup. - Permiano ) di colore prevalentemente rosato e rossastro (fp), a struttura da afirica a porfirica per fenocristalli di Qtz, Fsp e Bt e tessitura isotropa; in giacitura prevalentemente filoniana, talvolta in ammassi.
- Filoni idrotermali (Carbonifero Sup. - Permiano ) a prevalente quarzo (fq), spesso mineralizzati a barite e fluorite, talora anche con solfuri metallici (Pb, Zn, Cu, Fe, etc). Carbonifero Sup. – Permiano.
- Porfidi granitici (Carbonifero Sup. – Permiano ) di colore prevalentemente rosato e rossastro (fb), a struttura da afirica a porfirica per fenocristalli di Qtz, Fsp e Bt e tessitura isotropa; in giacitura prevalentemente filoniana, talvolta in ammassi.
- Depositi alluvionali terrazzati (Olocene ) Ghiaie con subordinate sabbie (bna).
- Depositi alluvionali (Olocene) Ghiaie da grossolane a medie (ba).
- Depositi di versante (Olocene) Detriti con clasti angolosi (a), talora parzialmente cementati.
- Coltri eluvio-colluviali (Olocene) Detriti immersi in matrice fine (b2), talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica.

## 6.2 INQUADRAMENTO GEOMECCANICO

Nella zona in oggetto il substrato è costituito da rocce cristalline e metamorfiche di età variabile dall'Ordoviciano al Permiano. Tali rocce sono macroscopicamente suddivisibili in due grandi gruppi: (i) rocce metamorfiche; (ii) rocce cristalline.

### **Rocce metamorfiche**

Si tratta di metarenarie micacee, quarziti e metasiltiti di colore grigio e verdastro, con livelli di metaconglomerati quarzosi. A luoghi sono intercalati passaggi di metapeliti e metacalcari. Gli ammassi si presentano fortemente fratturati e a luoghi completamente frantumati e/o tettonizzati. Il materiale risulta alterato o molto alterato, mentre i blocchi presentano forma variabile da tabulare a irregolare, a seconda della presenza o meno della scistosità.

<p><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 59 di 109</p>
---	---

Generalmente è presente un evidente elemento di anisotropia costituito dai piani di scistosità delle rocce, che presentano una direzione media di 120/140° e una inclinazione di 28/46°. In talune circostanze, soprattutto nella porzione meridionale dell'area, la scistosità è quasi del tutto assente e gli ammassi risultano isotropi a grande scala.

Le fratture sono piuttosto numerose e con spaziatura variabile tra qualche centimetro e pochi decimetri. La rugosità (JRC) è mediamente compresa tra 4 e 10, anche se localmente variabile in funzione delle condizioni dei giunti. L'apertura media è nell'ordine di 1 o 2 mm, raramente superiore, mentre il riempimento è generalmente assente o costituito da terriccio e materiale di alterazione.

I giunti sono per lo più poco persistenti e terminano quasi sempre contro altre discontinuità. I piani di scistosità, al contrario, presentano una elevata persistenza e si estendono con continuità all'interno dell'ammasso. In generale non è possibile definire dei sistemi di discontinuità prevalenti all'interno dell'ammasso (a meno della scistosità), in quanto le fratture presentano orientazioni, inclinazioni e caratteristiche altamente variabili.

### **Rocce cristalline**

Si tratta di granodioriti, graniti e leucograniti, di colore biancastro, a grana da fine a grossa e tessitura variabile da isotropa a orientata. A luoghi sono presenti filoni di porfidi graniti di colore rosa e rossastro e tessitura isotropa. Gli ammassi si presentano molto fratturati, anche se con condizioni di fratturazioni variabili. Il materiale si presenta fortemente alterato e, spesso, con passaggi di rocce arenitizzate o completamente alterate e ridotte a una sabbia moderatamente cementata.

I blocchi presentano forma variabile da irregolare a prismatica, mentre l'ammasso non presenta evidenti piani di anisotropia. Le fratture sono numerose e con spaziatura variabile da qualche centimetro ad oltre 1 m. La rugosità (JRC) è mediamente compresa tra 8 e 14, mentre l'apertura media è variabile da 1 mm a qualche millimetro. I giunti sono vuoti o riempiti da terriccio, anche se non mancano le discontinuità completamente alterate e riempite dalla roccia arenitizzata.

I giunti sono piuttosto persistenti e si estendono con discreta continuità all'interno dell'ammasso. Localmente sono comunque presenti discontinuità che terminano contro altri giunti. Anche in questo caso non sono presenti sistemi o famiglie di discontinuità prevalenti a scala dell'ammasso, in quanto i giunti presentano orientazioni simili solo a piccola scala.

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In corrispondenza dei sondaggi S1, S2, S3 ed S5 sono stati riscontrati, a partire dal piano campagna fino a profondità, rispettivamente, di 17.8 m per il sondaggio S1, di 19.50 m per il sondaggio S2, di 2.9 m per il sondaggio S3 e di 4.5 m per il sondaggio S5 dei graniti completamente arenizzati (sabbie e ghiaie) e nel caso del sondaggio S5 delle coltri di alterazione di scisti prevalentemente a grana fine.

In ogni caso in tutti i sondaggi effettuati sono stati attraversati, a partire dal p.c., strati di roccia completamente alterata o estremamente fratturata. Nella Figura 7.1 sono riepilogati gli spessori di roccia completamente alterata e/o fratturata che è stata attraversata prima di raggiungere il substrato roccioso.

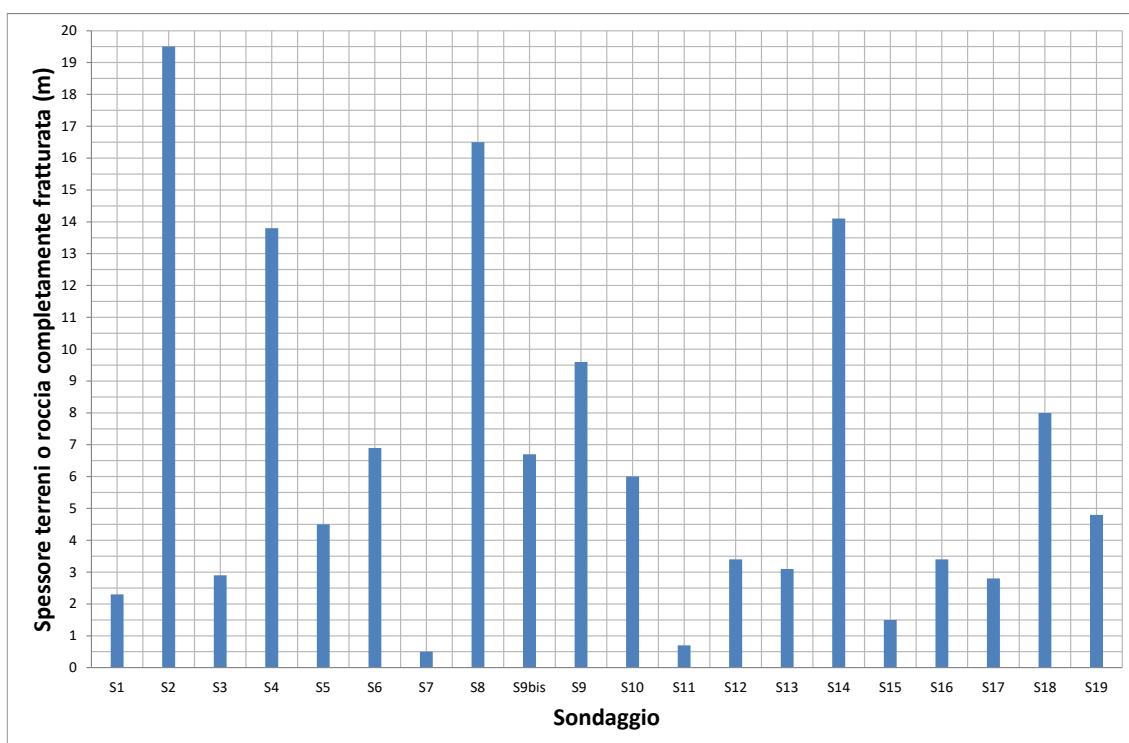


Figura 7.1. Sondaggi a carotaggio continuo effettuati lungo il tracciato, spessore della roccia completamente alterata e/o estremamente fratturata.

Gli spessori delle coperture di roccia completamente alterata e/o estremamente fratturata, individuati dai sondaggi sono in accordo con i risultati degli stendimenti di



sismica a rifrazione; ad esempio lo stendimento LSR1 situato fra i sondaggi S1 ed S2 (Figura 7.2) ha confermato, lungo l'intera lunghezza dello stendimento pari a 110 m, la presenza di uno strato di copertura dello spessore di circa 12-13 m di terreni costituiti da graniti completamente alterati.

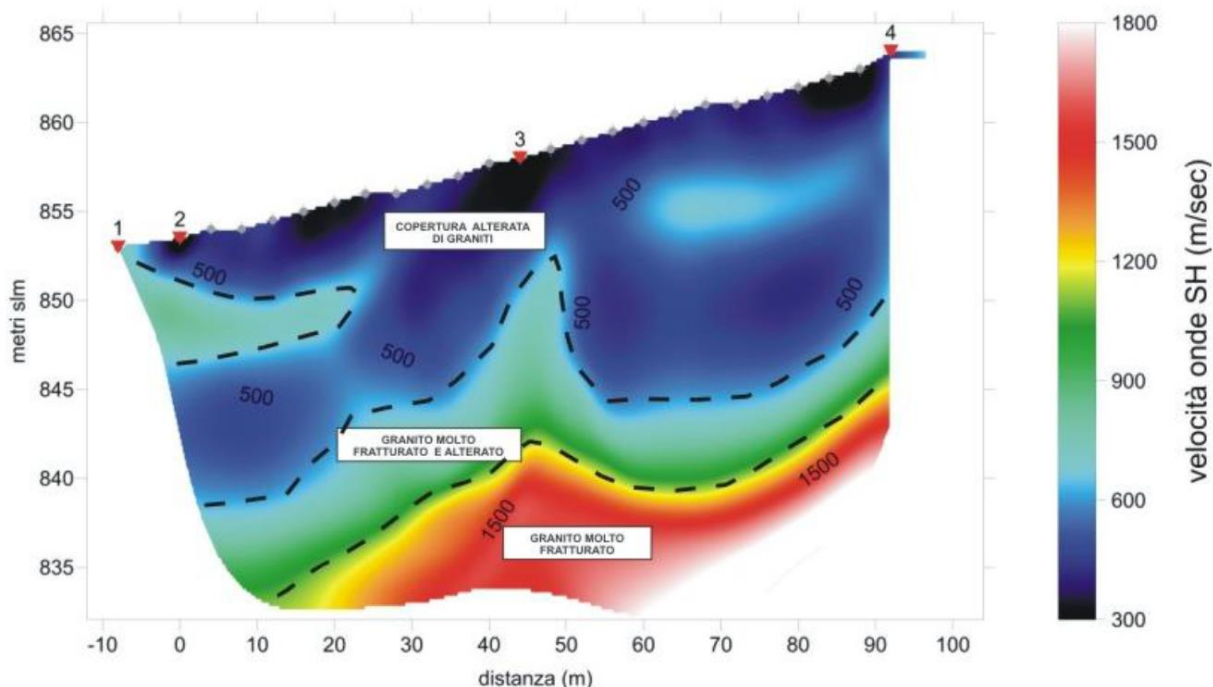


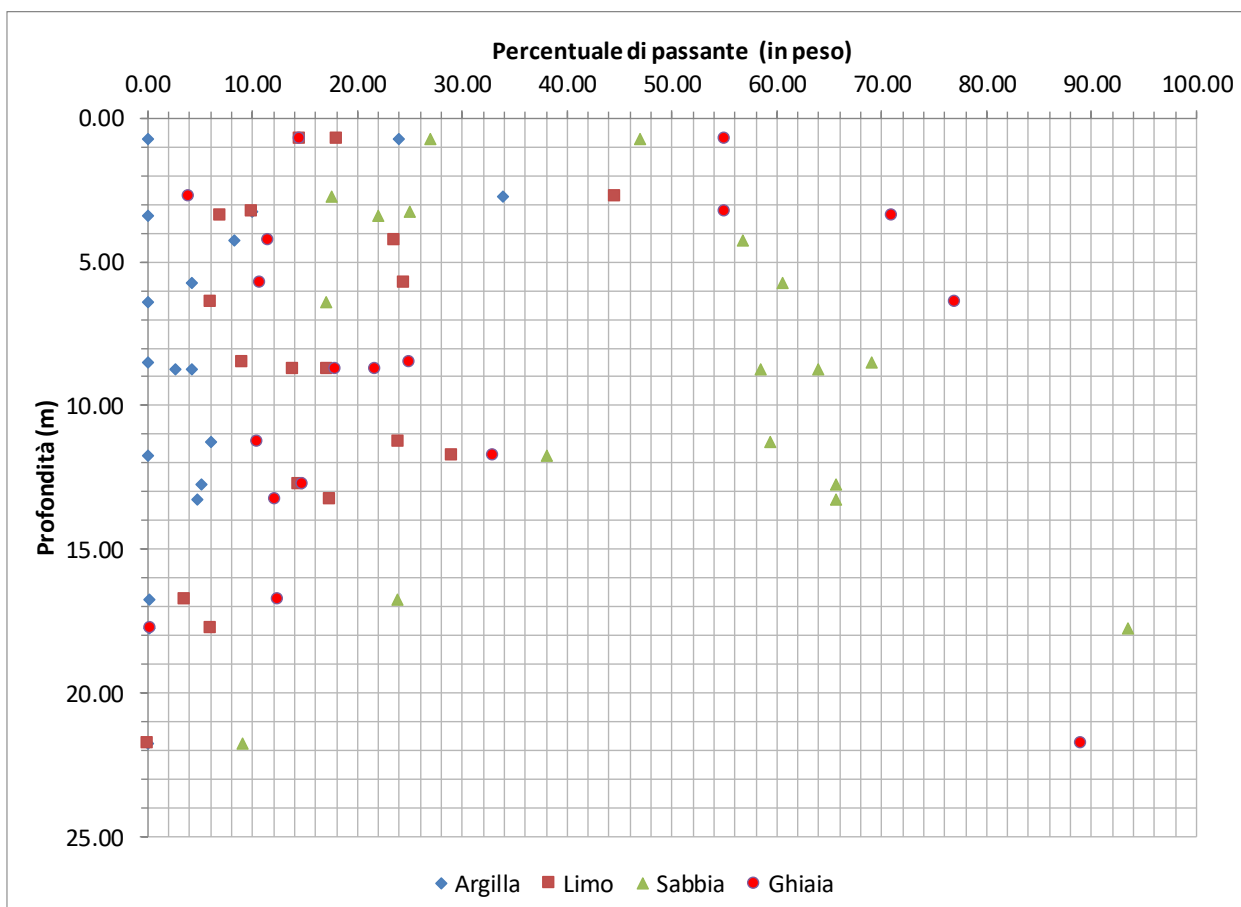
Figura 7.2. Prospezione tomografica sismica LSR1 con restituzione della velocità delle onde di taglio.

In tali livelli superficiali sono state effettuate delle prove penetrometriche dinamiche SPT che sono andate a rifiuto, ad esclusione di 5 prove per le quali si sono ottenuti i seguenti valori di  $N_{SPT}$ : 19, 16, 63, 55 e 46, rispettivamente, a 3.2, 1.5, 1.5, 3 e 4.5 m di profondità.

Inoltre, sono stati prelevati dei campioni rimaneggiati sui quali sono state effettuate delle analisi granulometriche, delle determinazioni del peso specifico dei grani e dei limiti di Atterberg sulla frazione fine e delle prove di taglio diretto.

Nella Figura 7.3 sono riepilogati i risultati delle analisi granulometriche per quanto riguarda le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia. Come si può notare, la frazione prevalente è costituita dalla sabbia con un valore medio del 45%, inoltre si ha una percentuale media di ghiaia del 30% circa e un valore medio della percentuale di terreno a grana fine (argilla e limo) del 25%, con un valore medio del 5% per la frazione argillosa e del 20% per la frazione limosa.

Su 10 campioni sono stati determinati i limiti di Atterberg e il valore dell'indice di plasticità, IP. Per quanto concerne il limite liquido, LL, si sono ottenuti valori compresi fra il 29 e il 54% con un valore medio del 40%; per il limite plastico, LP, si sono ottenuti valori compresi fra il 23 e il 36% con un valore medio del 30% circa; infine, per l'indice di plasticità, IP, si sono ottenuti valori compresi fra il 5 e il 17% circa, valori tipici di una argilla poco plastica.



*Figura 7.3. Risultati delle analisi granulometriche effettuate.*

Nella Tabella 7.1, per i graniti arenizzati, nella Tabella 7.2 per i campioni prelevati nelle coltri superficiali alterate degli scisti, e nella Tabella 7.3, per i detriti di versante, sono riepilogati i risultati delle prove di taglio diretto effettuate su campioni prelevati nei sondaggi, per quanto concerne la resistenza al taglio in termini di coesione e di angolo di resistenza al taglio.

Occorre evidenziare che tali valori di resistenza al taglio sono da considerarsi del tutto orientativi in quanto sono stati effettuati su campioni disturbati/rimaneggiati

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 63 di 109
--	---

necessariamente ricostruiti in laboratorio per riuscire ad eseguire le prove di taglio diretto.

*Tabella 7.1 – Graniti arenizzati, risultati delle prove di taglio diretto*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Coesione (kPa)	Angolo di resistenza al taglio (°)
S1	CR1	5.5 – 6.0	14.5	29.4
S1	CR2	8.5 – 9.0	10.9	37.6
S1	CR3	11 – 11.5	9.8	32.5
S1	CR4	13.0 – 13.5	6.6	34.5
S1	CR5	16.5 – 17.0	5.7	35.3
S2	CR1	4.0 – 4.5	34.4	29.5
S2	CR2	8.5 – 9.0	16.2	27.0
S2	CR3	12.5 – 13.0	10.2	34.2
S2	CR4	17.5 – 18.0	13.6	31.6
S3	CR1	0.5 – 1.0	7.3	32.3
S8	CR2	8.0 – 9.0	7.58	34.5
S18	CR1	3.5 – 4.0	2.74	38.0
S19	CR1	1.0 – 2.0	14.71	39.5

*Tabella 7.2 – Coltri superficiali negli scisti, risultati delle prove di taglio diretto*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Coesione (kPa)	Angolo di resistenza al taglio (°)
S5	CR1	2.3 – 3.0	45.6	21.9
S16	CR1	1.0 – 1.4	7.3	38.3
S17	CR1	0.5 – 1.0	2.27	40.5

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 64 di 109</p>
---	--

*Tabella 7.3 – Detrito di versante, risultati delle prove di taglio diretto*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Coesione (kPa)	Angolo di resistenza al taglio (°)
S12	CR1	0.5 – 1.0	23.71	38.5
S13	CR1	0.5 – 1.0	0.04	34

Nella Figura 7.4 sono riportati i valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  ottenuto dai valori di  $N_{SPT}$  per le sole prove che non sono andate a rifiuto, adottando la correlazione proposta da Bolton. Tenendo conto che la maggior parte delle prove SPT sono andate a rifiuto, tali valori dell'angolo di resistenza al taglio sono da intendersi come i valori minimi dei terreni attraversati dai sondaggi effettuati lungo l'intera tratta dell'infrastruttura stradale.

Nella Figura 7.5 sono riportati i valori del modulo di deformazione, ottenuto dai valori di  $N_{SPT}$  per le sole prove che non sono andate a rifiuto, adottando la correlazione proposta da Stroud.

Per la valutazione del modulo di deformabilità si è inoltre fatto riferimento anche ai risultati delle prove geofisiche down – hole, ricavando dalla velocità delle onde di taglio i valori del modulo di taglio e di Young a piccolissime deformazioni e quindi il valore di modulo di deformabilità operativo, ottenuto da quello a piccolissime deformazioni, è stato assunto, cautelativamente, pari ad un decimo di quello a piccolissime deformazioni. Tali valori, relativamente ai soli strati superficiali di terreno/roccia completamente alterata e fratturata, sono riportati nella Figura 7.6. Con riferimento a tale Figura, per quanto concerne l'unità geotecnica individuata dai sondaggi S1, S2, S3 ed S5, la prova down – hole considerata è quella effettuata in corrispondenza del sondaggio S2.

Infine, per quanto concerne le prove di carico su piastra effettuate in alcuni dei pozzetti, si sono ottenuti valori compresi fra 21.3 e 37.6 MPa con un valore medio di 31 MPa.

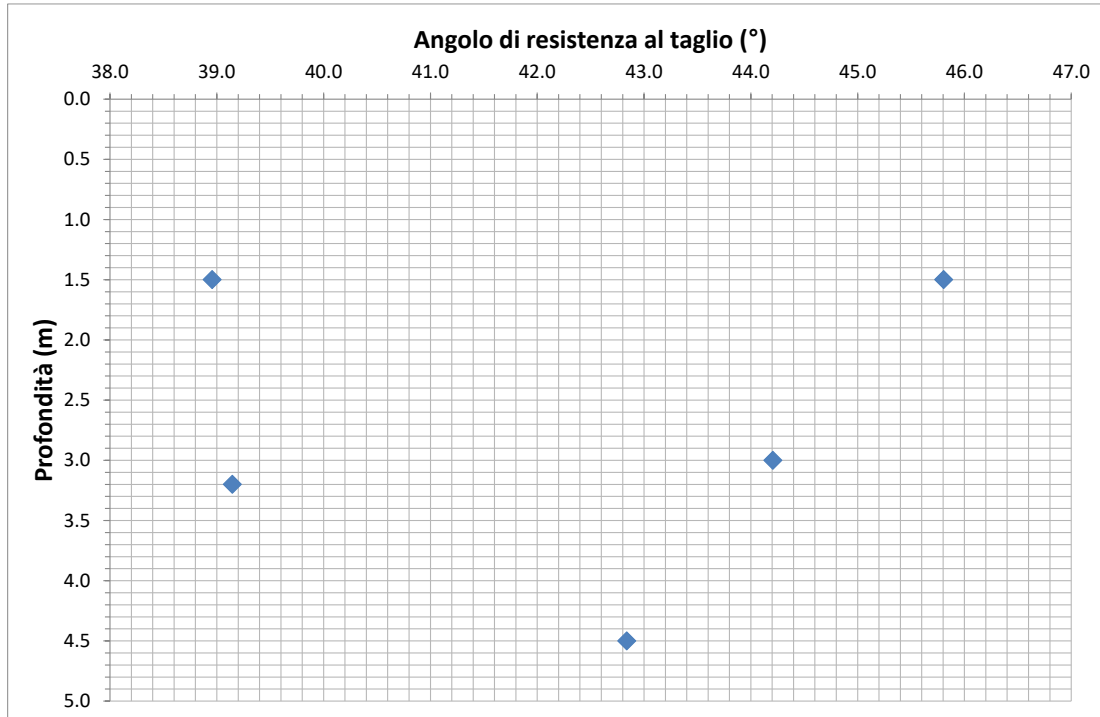


Figura 7.4. Valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  ottenuto dall'interpretazione delle prove SPT non andate a rifiuto.

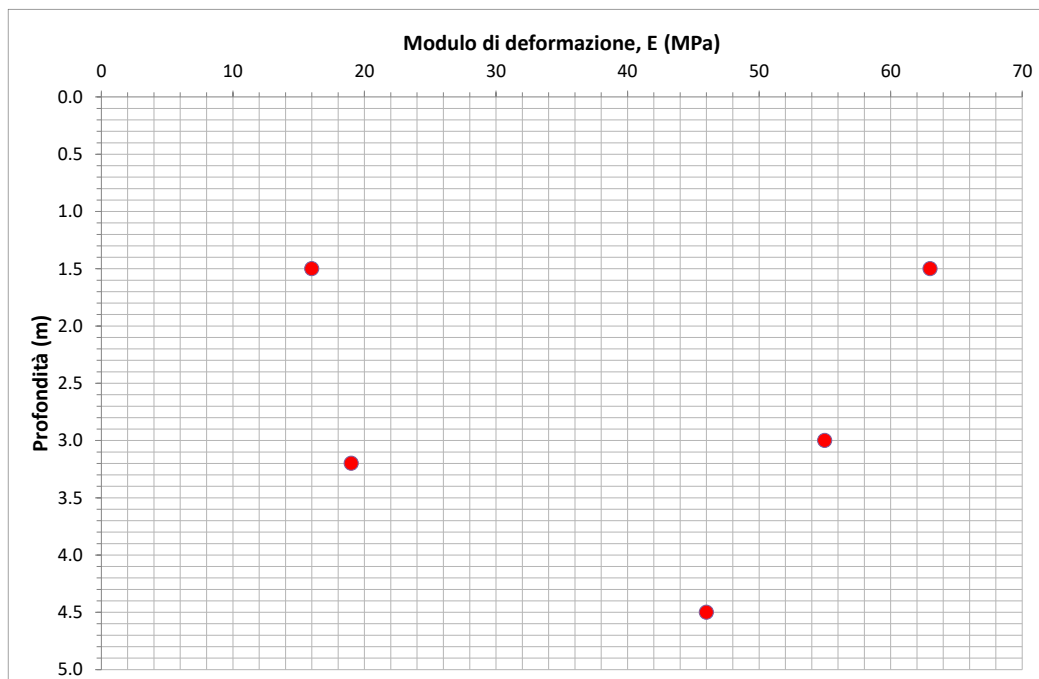


Figura 7.5. Valori del modulo di deformazione ottenuto dall'interpretazione delle prove SPT non andate a rifiuto.

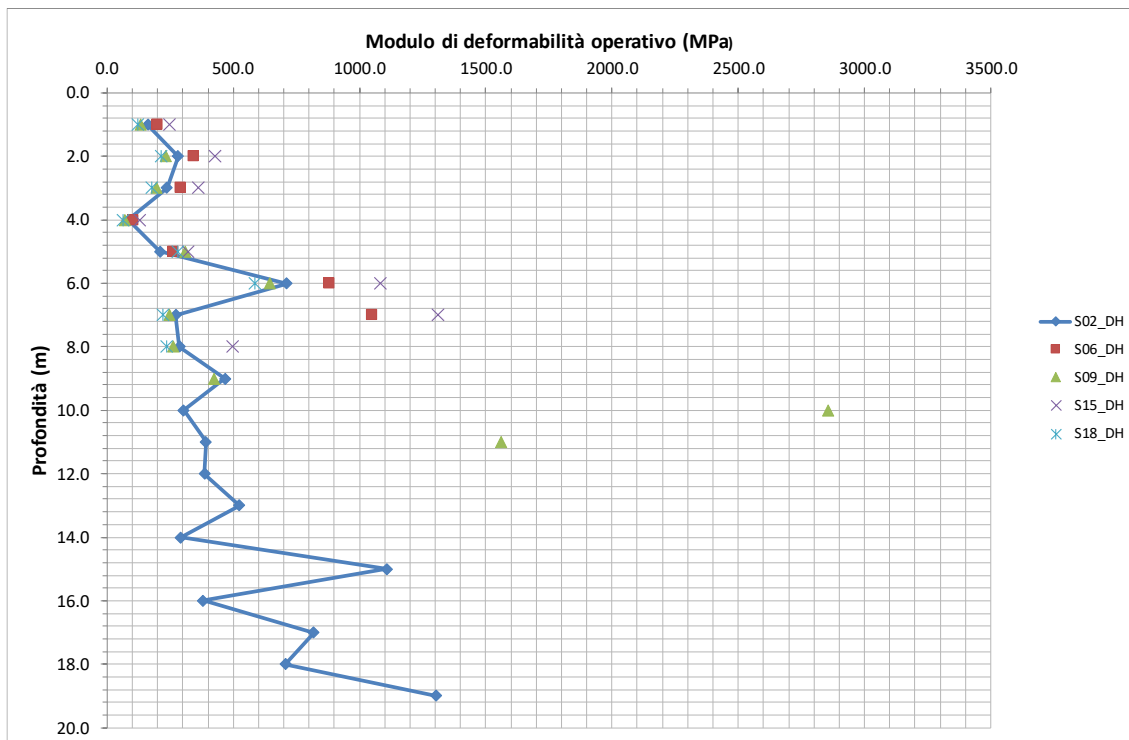


Figura 7.6. Risultati delle prove geofisiche down – hole in termini di valori del modulo di deformabilità operativo.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, delle prove di laboratorio, e delle prove down – hole, i cui risultati sono riepilogati nelle precedenti Figure e Tabelle, si adotteranno i seguenti valori caratteristici per il peso dell'unità di volume, la resistenza al taglio e il modulo di deformazione:

$$\gamma'_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_k = 20 \text{ kPa}$$

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$E_k = 20 \text{ MPa}$$

Occorre evidenziare che poiché le uniche indagini, che hanno permesso di valutare le caratteristiche di resistenza al taglio delle coltri superficiali, la cui roccia affiorante si è trasformata in terreno per effetto dell'alterazione, sono costituite da prove SPT, quasi tutte andate a rifiuto, in quanto le prove di taglio diretto su campioni rimaneggiati e ricostituiti in laboratorio non sono in grado di fornire indicazioni attendibili sulla risposta tensio-deformativa dei terreni naturali in posto, sono stati assunti dei parametri



geotecnici unici che, sulla base della letteratura geotecnica ed esperienza, possono essere considerati cautelativamente rappresentativi.

In sede di Progetto Esecutivo sulla base di una campagna di indagini geotecniche integrative sarà possibile pervenire ad una caratterizzazione geotecnica più dettagliata.

Infine, poiché sulla base dei rilievi e studi geologici e come indicato nei profili geologici longitudinali, in corrispondenza delle incisioni e dei corsi d'acqua a regime stagionale sono presenti delle coltri eluvio – colluviali (depositi b2), dei depositi alluvionali recenti e attuali (depositi ba1) e dei depositi alluvionali terrazzati (depositi bna1) che non sono stati, in questa fase progettuale, direttamente interessati da indagini geotecniche, sulla base della descrizione granulometrica riportata sulla cartografia geologica, sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

Anche in questo caso, in sede di Progetto Esecutivo, dovranno essere condotte opportune indagini geotecniche per la verifica dei parametri geotecnici assunti per la Progettazione Definitiva.

#### Depositi alluvionali recenti e attuali (ba1) e terrazzati (bna1)

Ghiaie poligeniche grossolane e medie, da sub-angolose a sub-arrotondate, talora angolose in matrice sabbiosa e sabbioso – limosa; a luoghi sono presenti lenti e/o livelli di sabbie di sabbie e sabbie limose a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffuse ghiaie poligeniche da angolose a sub- arrotondate.

$$\gamma'_k = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_k = 5 \text{ kPa}$$

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$E_k = 18 \text{ MPa}$$

#### Coltri eluvio – colluviali (b2)

Sabbie limose e limi sabbiosi con abbondanti ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose, in matrice sabbioso – limosa generalmente abbondante.

$$\gamma'_k = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_k = 10 \text{ kPa}$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$E_k = 15 \text{ MPa}$$

<p><b>ANAS S.p.A.</b>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 68 di 109</p>
---	--

Per quanto concerne l'assunzione di un valore di coesione  $c'_k = 10$  kPa si fa presente che la presenza di una matrice limosa è stata confermata dall'osservazione dei terreni interessati dallo scavo dei pozzetti (in modo particolare per i pozzetti Pz2, Pz4 e Pz5), anche se in assenza di specifiche analisi granulometriche, e in ogni caso sulla base di dati di letteratura (Z. Wilun e K. Starzewski, 1975) tali tipi di terreni sono caratterizzati da una coesione, in termini di tensioni efficaci, compresa fra 15 e 40 kPa in funzione della loro consistenza. Più precisamente, nella seguente Tabella 7.4, che riporta attendibili dati di letteratura, sono riportati i valori della coesione in funzione della percentuale di limo e argilla presente; come si può notare il valore assunto pari a 10 kPa è ampiamente suffragato, cautelativamente, per un terreno con una frazione di limo e argilla inferiore al 10%.

*Tabella 7.4 – Coltri eluvio – colluviali (b2), stima della componente di coesione in funzione della percentuale di frazione di limo e argilla (fonte: Z. Wilun e K. Starzewski, 1975).*

<b>Frazione di limo e argilla (%)</b>	<b>c' (kPa)</b>
< 10	15 - 20
10 – 20	20 - 30
20 – 30	30 - 40
> 30	40 - 50

## 7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Con riferimento agli studi geologici e ai profili geologici e geotecnici / geomeccanici, lungo il tracciato dell'infrastruttura stradale, si possono identificare due unità geomeccaniche: (1) la prima è costituita dai leucograniti biotitici, biancastri, a grana fine (Formazione geologica VGD1e) e dalle granodioriti biotitico-anfiboliche grigio chiare, a grana grossa (Formazione geologica LNU1d); tale unità geomeccanica è presente nella parte iniziale e finale della infrastruttura in oggetto ed è stata attraversata dai sondaggi S1, S2, S3 ed S18, S19; (2) la seconda che è presente su tutta la restante tratta (sondaggi S4÷S17), comprende le arenarie di San Vito (Formazione geologica SVI) costituite da alternanze irregolari, da decimetriche a metriche, di metarenarie micacee, quarziti e metasiltiti, e livelli di metaconglomerati minuti quarzosi nella parte alta.

Nella Tabella 7.5 e nella Tabella 7.6, rispettivamente, per i graniti e le metaarenarie/metasiltiti sono riepilogati i risultati delle prove di compressione monoassiale effettuate sui campioni prelevati dai sondaggi. Come si può notare si ha

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 69 di 109
--	---

una grande dispersione dei valori in funzione delle condizioni delle condizioni dei diversi provini utilizzati; più precisamente si ha:

- per i graniti: un valore minimo della resistenza a compressione monoassiale,  $\sigma_c$ , pari a 34.8 MPa, un valore massimo pari a 113.6 MPa e un valore medio di 76.8 MPa;
- per le metaarenarie/metasiltiti: un valore minimo della resistenza a compressione monoassiale,  $\sigma_c$ , pari a 12.1 MPa, un valore massimo pari a 85.0 MPa e un valore medio di 32.7 MPa.

*Tabella 7.5 – Risultati prove di compressione monoassiale effettuate sui campioni di graniti prelevati dai sondaggi.*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Formazione geologica	$\sigma_c$ (MPa)
S1	CL1	17.8 - 18.0	Granito	72.3
S1	CL3	20.8 - 21.0	Filone lapideo aplitico	87.0
S1	CL4	22.0 - 22.4	Granito	113.6
S1	CL5	24.5 - 25.0	Granito	60.4
S3	CL1	3.6 - 3.9	Granito	40.5
S3	CL2	5.7 - 5.9	Granito	43.6
S3	CL3	7.5 - 7.7	Granito	34.8
S18	CL2	13.3 - 13.7	Granito	91.8
S18	CL5	19.0 - 19.4	Granito	98.9
S18	CL6	22.3 - 22.6	Granito	89.7
S18	CL7	26.6 - 27.0	Granito	83.1
S19	CL2	7.8 - 8.0	Granito	95.2
S19	CL3	9.5 - 10.0	Granito	94.3
S19	CL5	15.7 - 16.0	Granito	69.6

*Tabella 7.6 – Risultati prove di compressione monoassiale effettuate sui campioni di metaarenarie/metasiltiti prelevati dai sondaggi.*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Litotipo	$\sigma_c$ (MPa)
S4	CL1	14.4 - 14.6	Metasiltite	28.3
S4	CL4	17.2 - 17.4	Metasiltite	36.0
S5	CL1	6.0 - 6.4	Metaarenarie e metasiltiti	12.5
S5	CL2	9.5 - 9.8	Metaarenarie e metasiltiti	20.3
S6	CL2	14.7 - 14.9	Metaarenarie e metasiltiti	34.0
S7	CL2	7.7 - 7.9	Metaarenarie e metasiltiti	31.1
S7	CL4	19.4 - 19.6	Metaarenarie e metasiltiti	47.7
S8	CL2	23.4 - 23.6	Metasiltite	19.0
S9	CL4	22.0 - 22.2	Metasiltite	31.1
S10	CL2	6.7 - 6.9	Metasiltite	48.6
S10	CL4	11.7 - 12.0	Metasiltite	58.5
S13	CL2	14.5 - 14.7	Metaarenarie e metasiltiti	44.6
S14	CL3	6.1 - 6.3	Metaarenarie e metasiltiti	38.1
S14	CL7	16.7 - 17.0	Metaarenarie e metasiltiti	25.1
S14	CL8	17.0 - 17.4	Metaarenarie e metasiltiti	27.1
S15	CL2	8.0 - 8.5	Metaarenarie e metasiltiti	12.1
S15	CL3	12.2 - 12.5	Metaarenarie e metasiltiti	35.5
S15	CL6	24.0 - 24.5	Metaarenarie e metasiltiti	85.0
S16	CL2	6.5 - 6.9	Metaarenarie e metasiltiti	17.4
S16	CL3	10.3 - 10.7	Metaarenarie e metasiltiti	12.1
S16	CL4	13.0 - 13.5	Metaarenarie e metasiltiti	14.3
S17	CL5	13.0 - 13.3	Metaarenarie e metasiltiti	40.5

Inoltre, sono state effettuate numerose prove di misura della resistenza al punzonamento (point load test) su campioni prelevati dai sondaggi S6÷S19. I risultati sono riportati, rispettivamente, nella Figura 7.7 per l'unità geomeccanica delle arenarie di San Vito e nella Figura 7.8 per l'unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, sia come valore dell'indice di resistenza al punzonamento  $I_{s(50)}$  normalizzato ad un provino standard di dimensioni  $D = 50$  mm sia come valore della resistenza a compressione monoassiale; avendo assunto, come suggerito in letteratura, due possibili valori di correlazione ovverosia, rispettivamente, 20 e 25 volte la resistenza al punzonamento  $I_{s(50)}$ . Anche in questo caso si può notare, come per le prove di compressione monoassiale, una grande dispersione dei valori ottenuti, a causa non solo della direzione del carico applicato rispetto alla giacitura delle fratture e fessure ma, soprattutto, del diverso grado di alterazione.

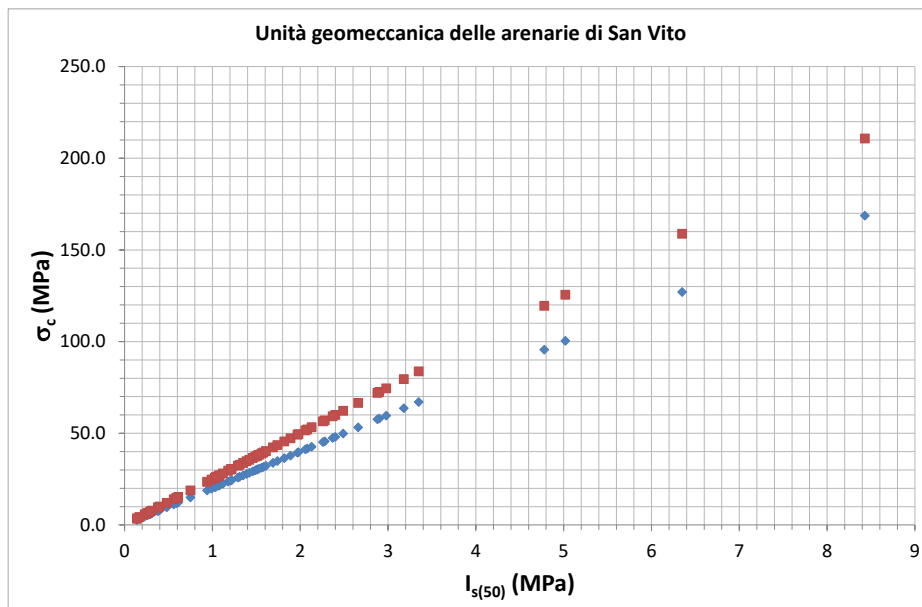


Figura 7.7. Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, valori di resistenza al punzonamento ottenuti dalle prove effettuate e relativi valori di resistenza a compressione semplice.

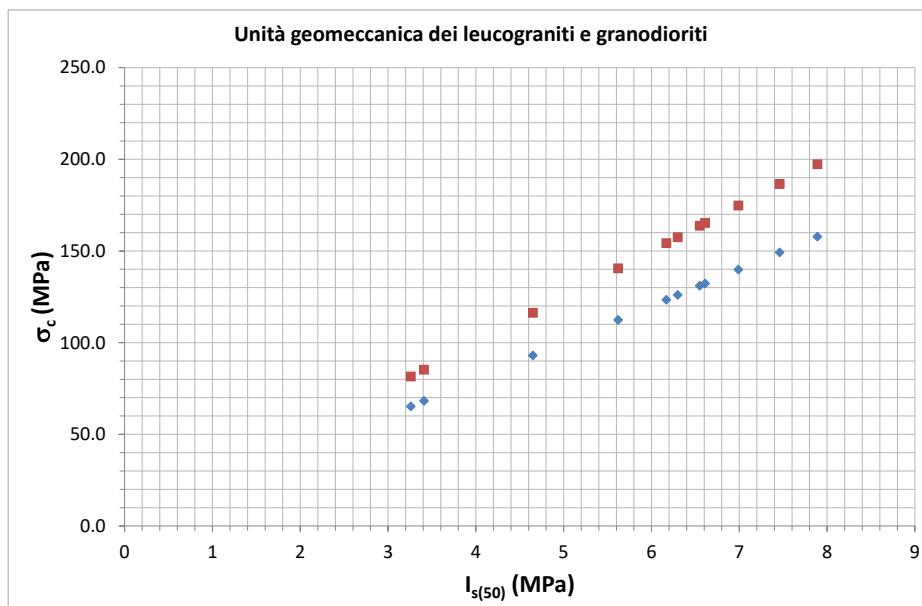


Figura 7.8. Unità geomeccanica dei leucograniti e granodioriti, valori di resistenza al punzonamento ottenuti dalle prove effettuate e relativi valori di resistenza a compressione semplice.

Nelle seguenti Figure sono riportati i valori, rispettivamente per le due differenti unità geomeccaniche, di RQD (Figura 7.9 e Figura 7.10) e di GSI (Figura 7.11 e Figura 7.12) ottenuti dai sondaggi, adottando i criteri riportati nel precedente capitolo 5.

Più precisamente i valori di GSI sono stati ricavati mediante la seguente correlazione (Hoek et al.,2013):

$$GSI = 1.5 \cdot J_{Cond89} + RQD/2$$

sulla base dei valori di RQD ottenuti dai sondaggi (Tabella 4-21) e assumendo per  $J_{Cond89}$ , dai rilievi geomeccanici effettuati sulle carote dei sondaggi, un valore cautelativo pari a 15 per tutti i sondaggi (Tabella 5.4).

Come si può notare si ha una grande dispersione dei valori avendosi, a parte i valori nulli relativi a roccia estremamente fratturata e brecciata, valori di RQD prevalentemente compresi fra 20 e 80 e valori di GSI compresi fra 30 e 65.

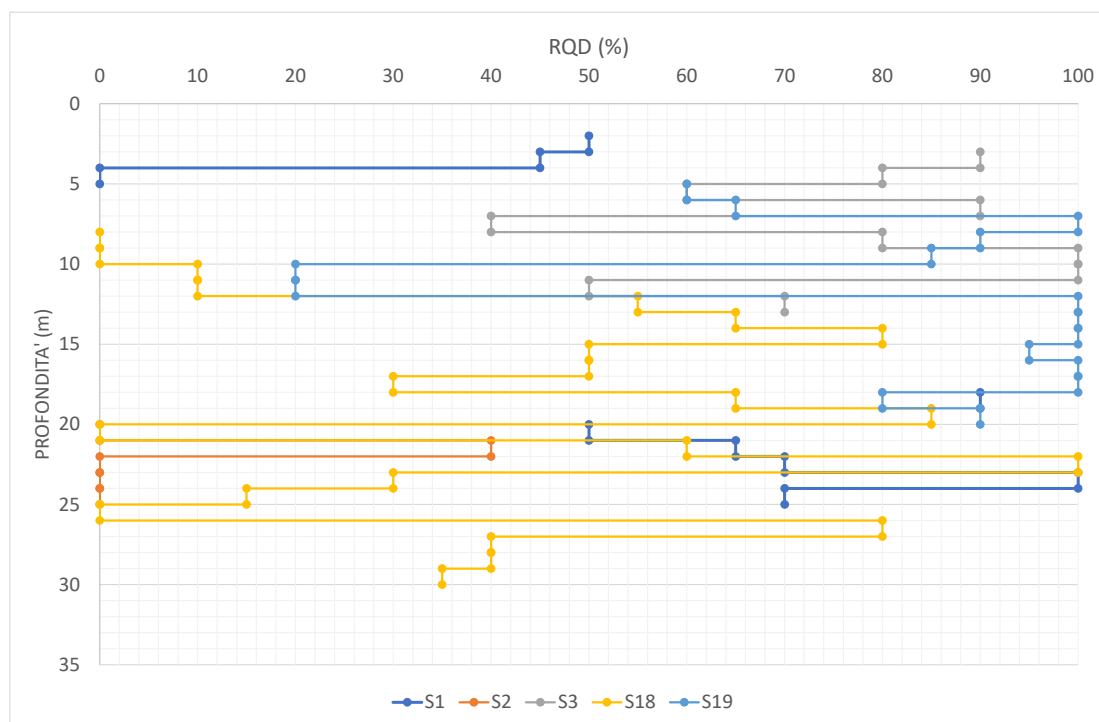


Figura 7.9. Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, risultati dei sondaggi effettuati in termini del valore di RQD.



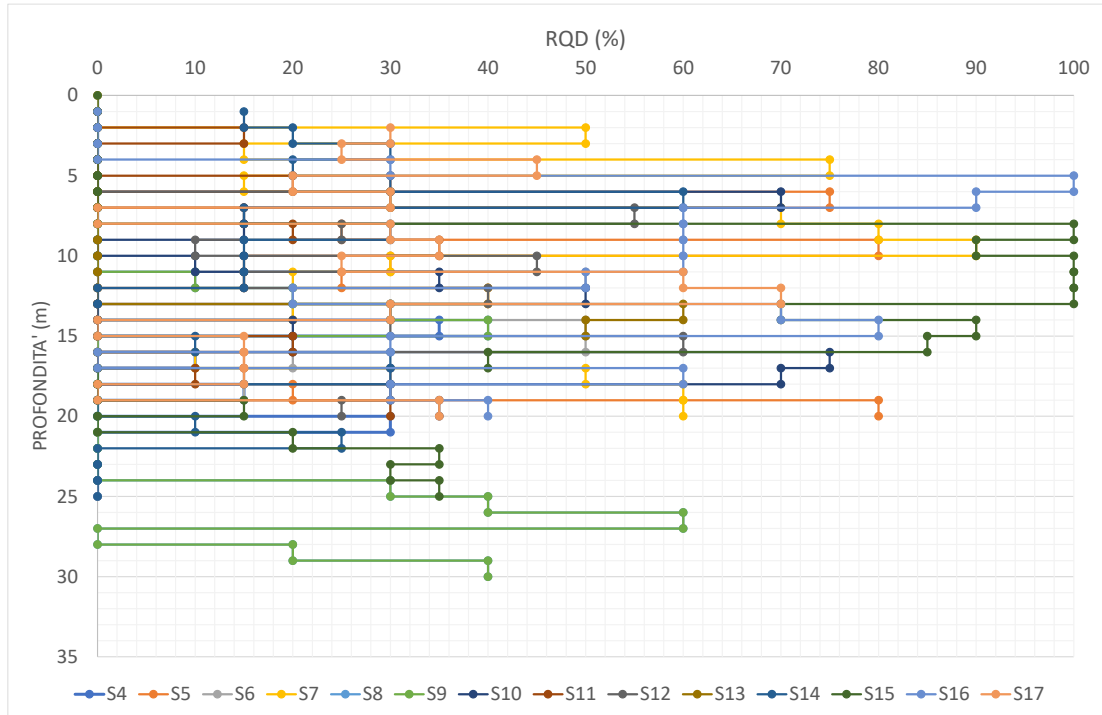


Figura 7.10. Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, risultati dei sondaggi effettuati in termini del valore di RQD.

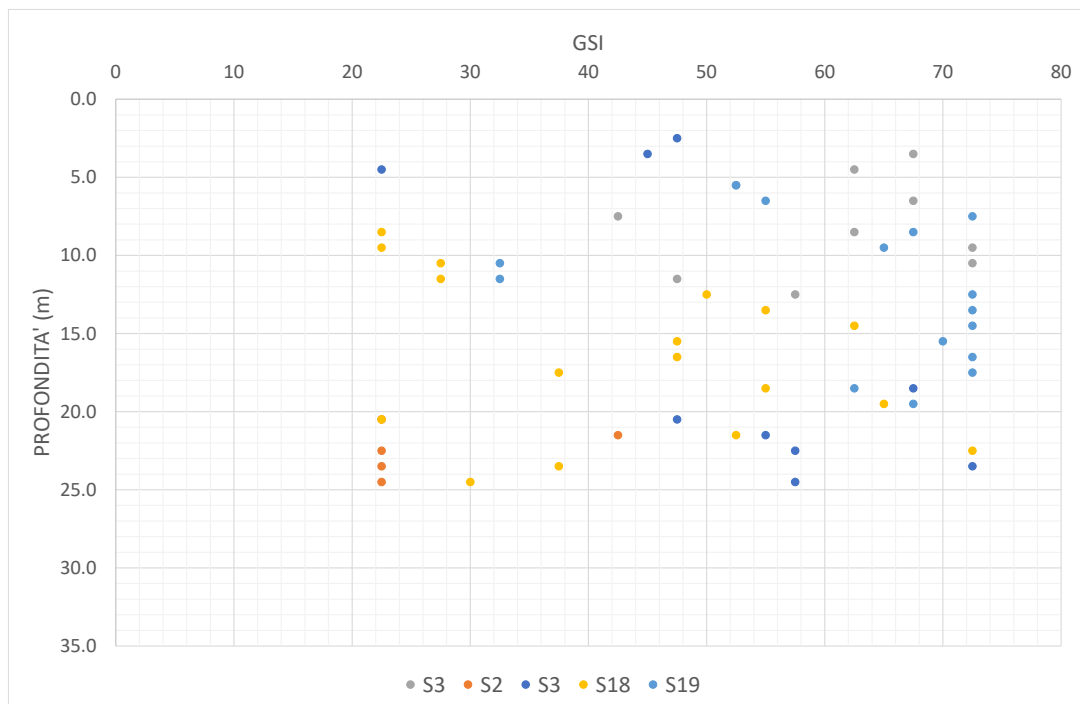


Figura 7.11. Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, risultati dei sondaggi effettuati in termini del valore di GSI.

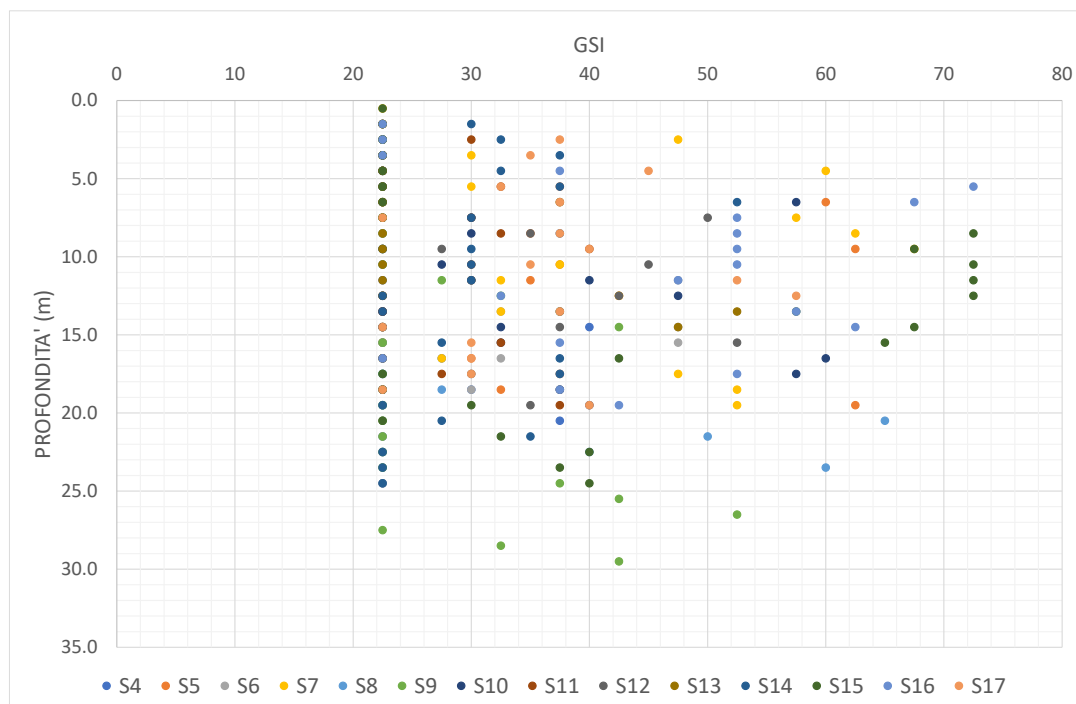


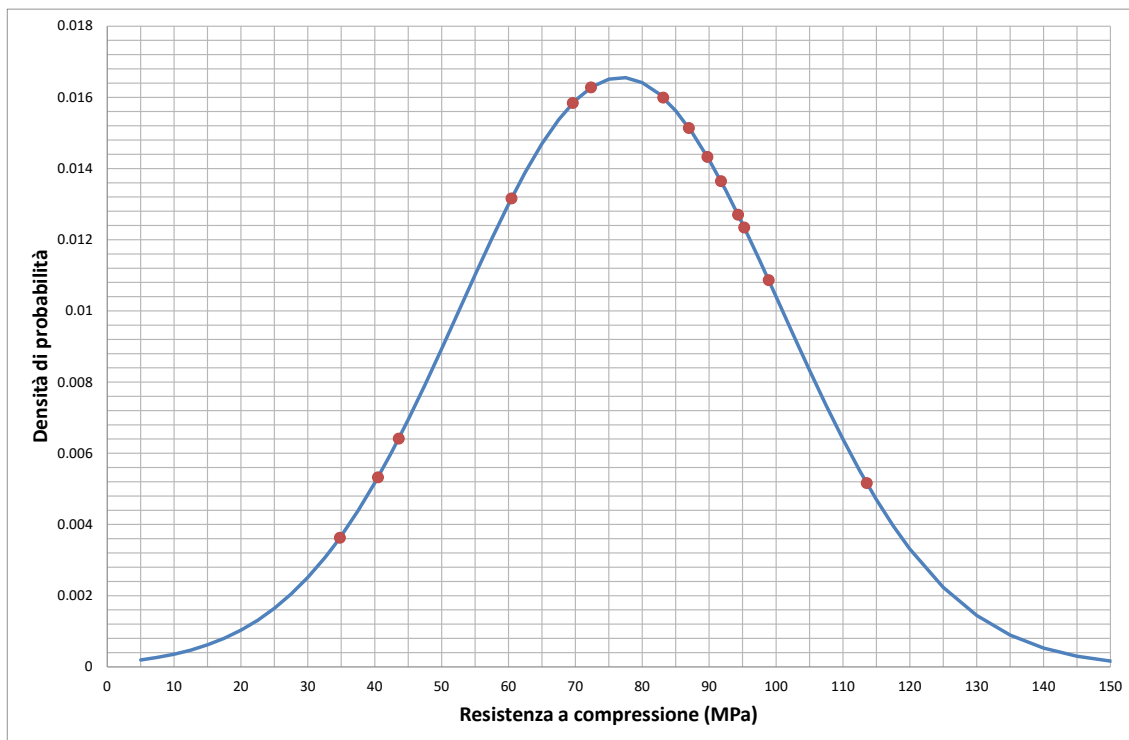
Figura 7.12. Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, risultati dei sondaggi effettuati in termini del valore di GSI.

Sulla base dei valori di GSI riportati nelle precedenti Figure (Figura 7.11 e Figura 7.12) e di quanto illustrato nel paragrafo 7.2, di seguito sono riportati i valori della resistenza al taglio e della deformabilità in funzione della profondità. Per la determinazione di tali valori sono state fatte le seguenti assunzioni per i valori di GSI, della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa,  $\sigma_c$ , e dei coefficienti  $m_i$  e  $D$  relativi al criterio di rottura di Hoek & Brown 2002.

#### Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti

Adozione di valori di GSI residuo pari a 0.5 GSI (Figura 5.4).

Per quanto concerne la resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa, adottando una distribuzione normale si ottiene, per le 14 prove effettuate, un valore medio di 76.8 MPa ed una deviazione standard di 24.1 MPa. Nella Figura 7.13 sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi, insieme con la distribuzione normale per il valore medio e la deviazione standard ottenuti dalle prove eseguite.



*Figura 7.13. Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, risultati prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi, distribuzione normale per il valore medio e la deviazione standard ottenuti dalle 14 prove eseguite.*

Sulla base di tali risultati e delle indicazioni di letteratura, relativamente alla scelta del valore caratteristico che deve essere un valore sufficientemente cautelativo e tenere conto del numero di determinazioni sperimentali disponibili e della loro distribuzione, si adotta un valore caratteristico pari a:

$$\sigma_{c,k} = \sigma_m - \mu = 76.8 - 24.1 \approx 50 \text{ MPa}$$

dove:

$$\sigma_m = \text{valore medio} = 76.8 \text{ MPa}$$

$$\mu = \text{deviazione standard} = 24.1 \text{ MPa}$$

$$m_i = 30$$

$$D = 1$$

Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito

Adozione di valori di GSI residuo pari a 0.5 GSI (Figura 5.4).

Per quanto concerne la resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa, adottando una distribuzione normale si ottiene, per le 22 prove effettuate, un valore medio di 32.7 MPa ed una deviazione standard di 17.5 MPa. Nella Figura 7.14 sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi, insieme con la distribuzione normale per il valore medio e la deviazione standard ottenuti dalle prove eseguite.

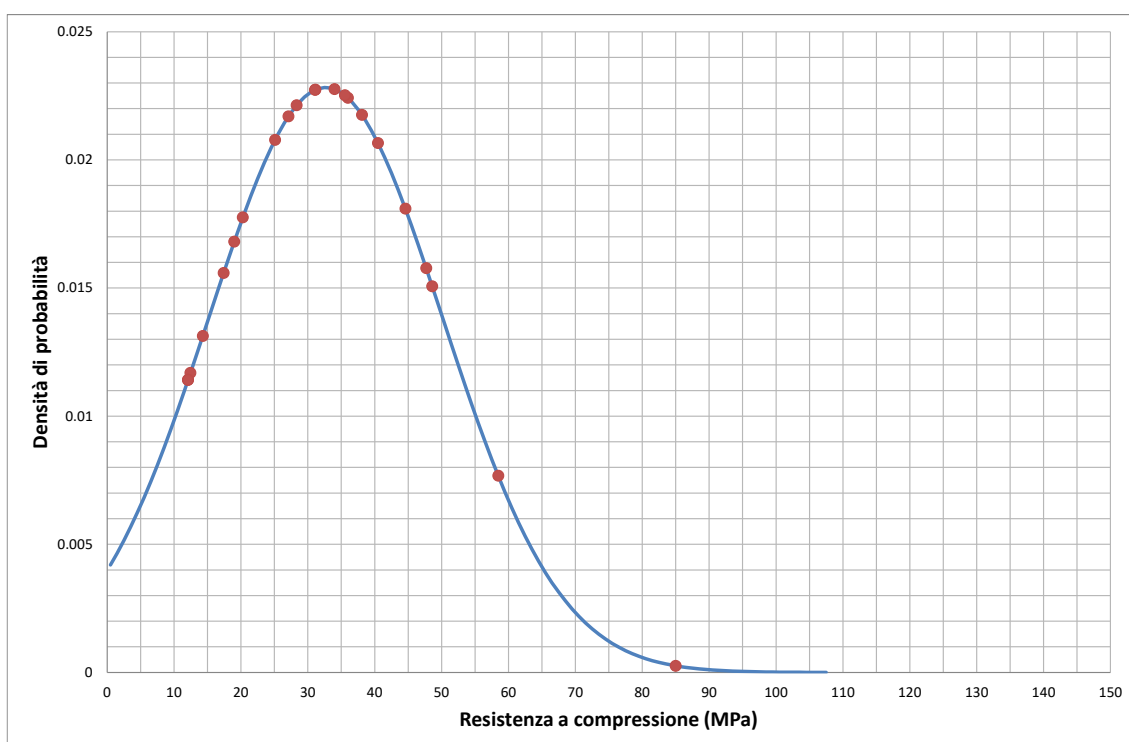


Figura 7.14. Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, risultati prove di compressione monoassiale sui campioni di roccia prelevati nei sondaggi, distribuzione normale per il valore medio e la deviazione standard ottenuti dalle 22 prove eseguite.

Sulla base di tali risultati e delle indicazioni di letteratura, relativamente alla scelta del valore caratteristico che deve essere un valore sufficientemente cautelativo e tenere conto del numero di determinazioni sperimentali disponibili e della loro distribuzione, si adotta un valore caratteristico pari a:

$$\sigma_{c,k} = \sigma_m - \mu = 32.7 - 17.5 \approx 15 \text{ MPa}$$

dove:

$$\sigma_m = \text{valore medio} = 32.7 \text{ MPa}$$

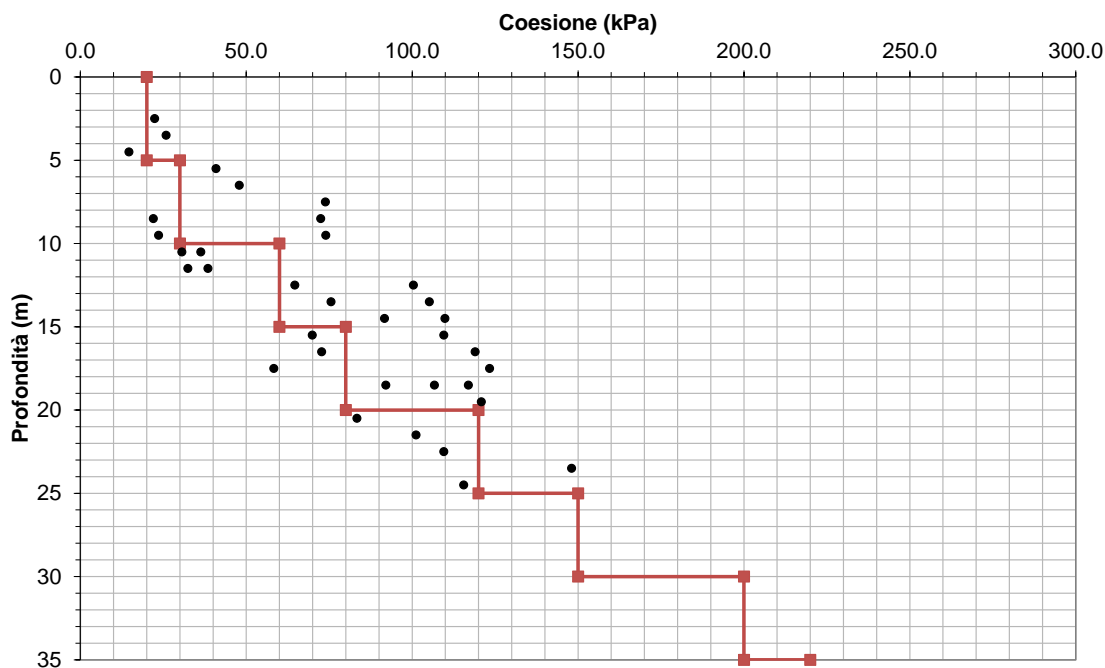
$\mu$  = deviazione standard = 17.5 MPa

$m_i$  = 15

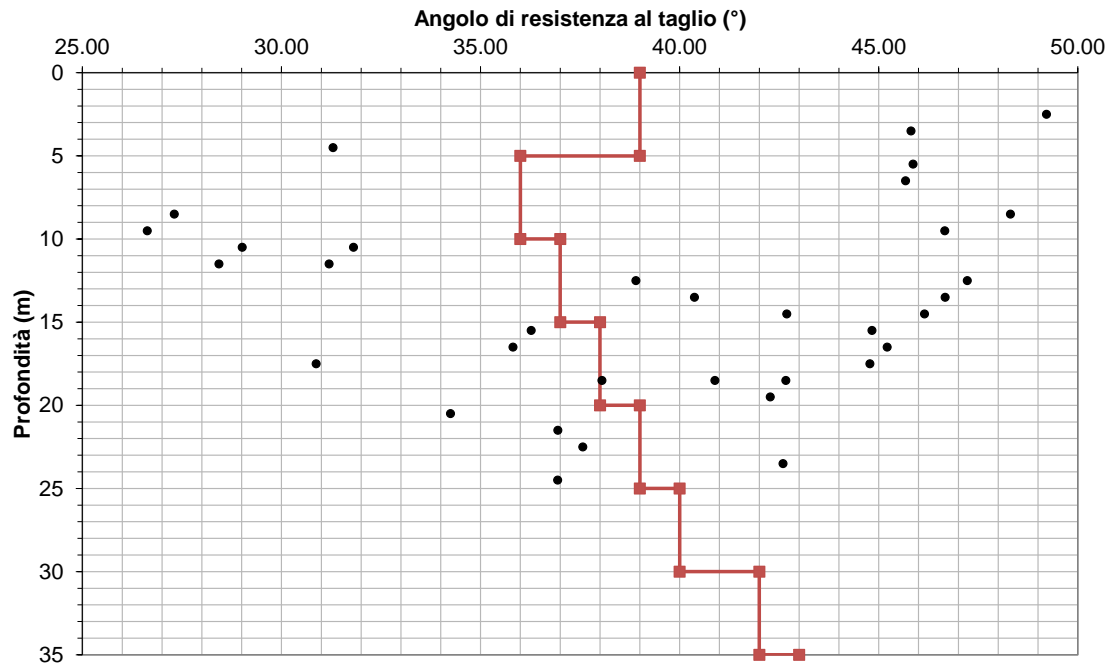
$D$  = 0.7

Sulla base dei valori sopra riportati, dalla Figura 7.15 alla Figura 7.20 è riportata una stima dei parametri geomeccanici (coesione, angolo di resistenza al taglio e modulo di deformabilità), rispettivamente per l'unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti e per l'unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, ricavati adottando il criterio di rottura di Hoek & Brown (2002), per la coesione e l'angolo di resistenza al taglio, e l'espressione, proposta da Hoek, Carranza-Torres and Corkum (2002) per il modulo di Young "operativo"  $E_{op}$  dell'ammasso roccioso.

Per quanto concerne il modulo di Young "operativo"  $E_{op}$  dell'ammasso roccioso, nella Figura 7.21 e nella Figura 7.22, rispettivamente per l'unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti e per l'unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, sono riportati i valori ottenuti dall'interpretazione dei risultati delle prove geofisiche down – hole. Nelle stesse Figure, per un confronto, sono riportati anche i valori ottenuti con l'espressione proposta da Hoek, Carranza-Torres and Corkum (2002). Come si può notare si ha complessivamente un buon accordo con i valori ottenuti utilizzando l'espressione proposta da Hoek, Carranza-Torres and Corkum. Tale confronto positivo costituisce una implicita validazione delle assunzioni, cautelative, operate per i valori di GSI e della resistenza a compressione monoassiale dei materiali.

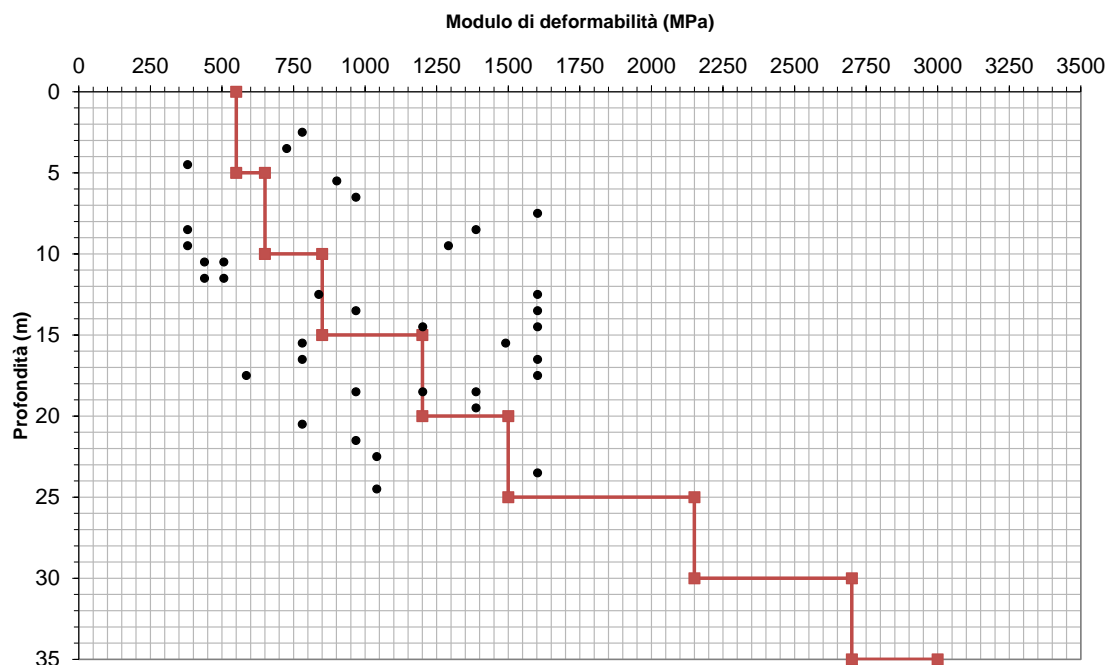


*Figura 7.15 - Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, caratterizzazione geomeccanica, andamento della coesione con la profondità.*

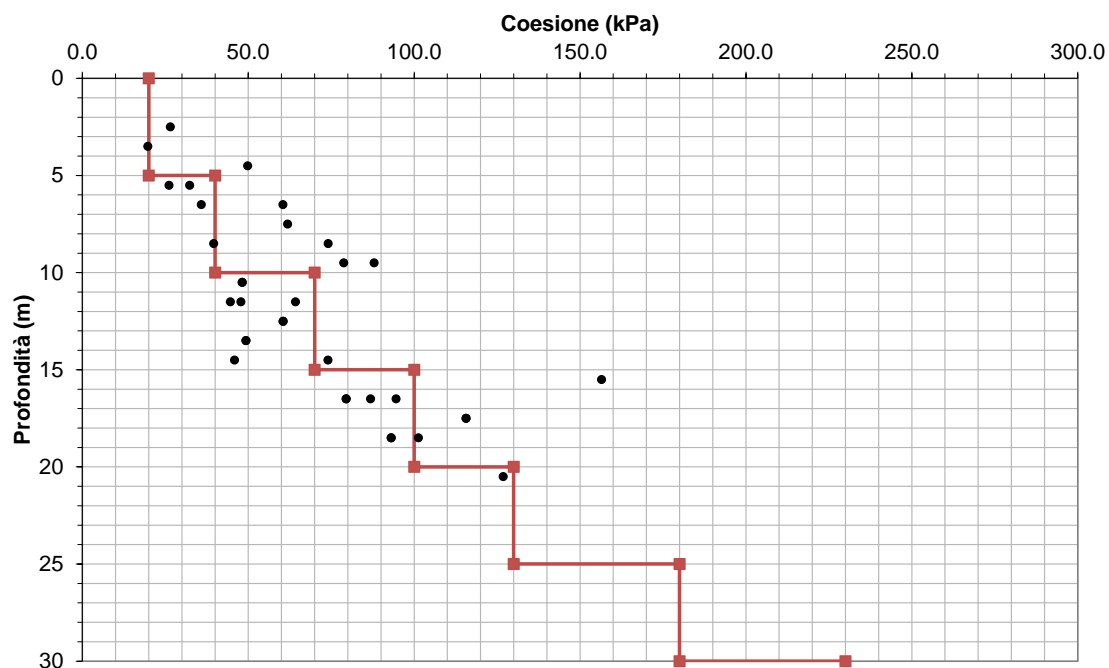


*Figura 7.16 - Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, caratterizzazione geomeccanica, andamento dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità.*





*Figura 7.17 - Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, caratterizzazione geomeccanica, andamento del modulo di deformabilità con la profondità.*



*Figura 7.18 - Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, caratterizzazione geomeccanica, andamento della coesione con la profondità.*

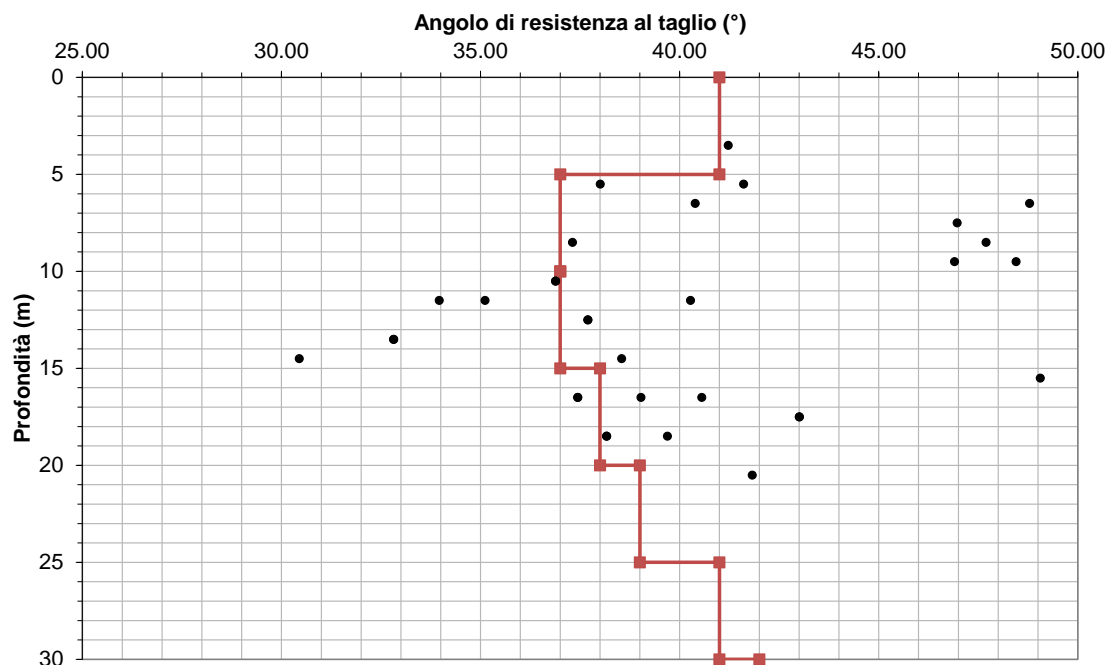


Figura 7.19 - Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, caratterizzazione geomeccanica, andamento dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità.

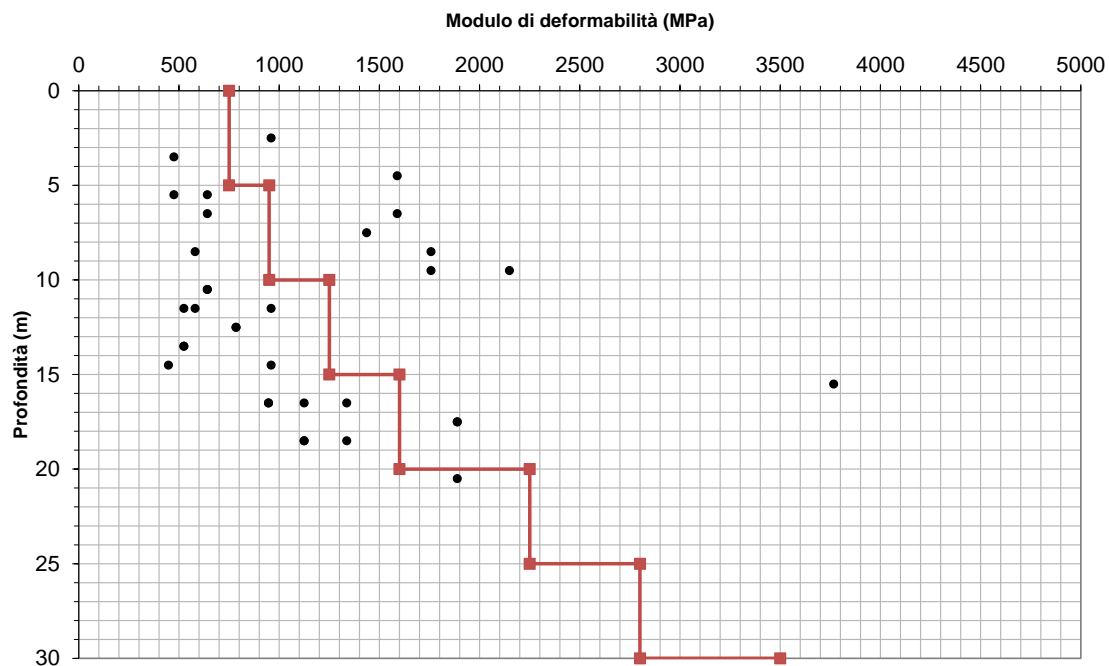


Figura 7.20 - Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, caratterizzazione geomeccanica, andamento del modulo di deformabilità con la profondità.

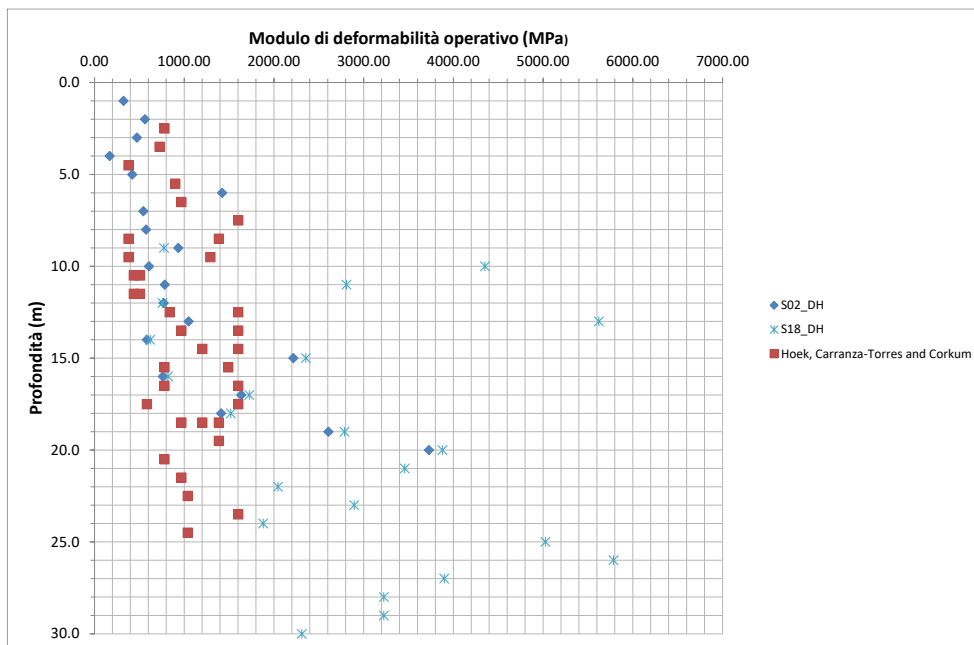


Figura 7.21 - Unità geomeccanica delle leucograniti e granodioriti, caratterizzazione geomeccanica, interpretazione prove geofisiche down – hole, andamento del modulo di deformabilità con la profondità.

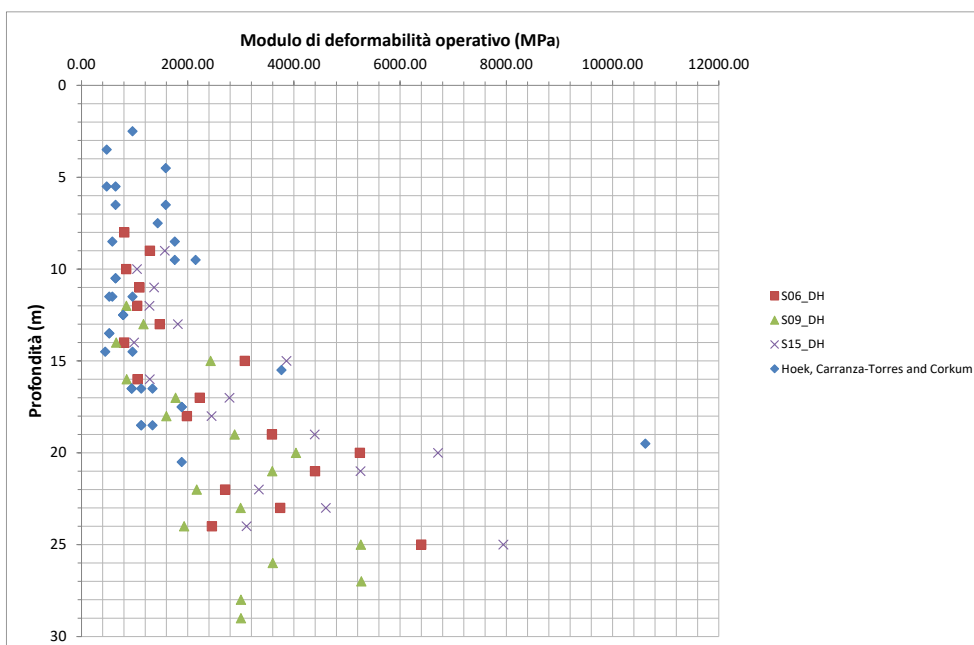


Figura 7.22 - Unità geomeccanica delle arenarie di San Vito, caratterizzazione geomeccanica, interpretazione prove geofisiche down – hole, andamento del modulo di deformabilità con la profondità.

Infine, nella seguente

Tabella 7.7 sono riepilogati i dati principali relativi ai 20 rilievi geomeccanici effettuati in corrispondenza di affioramenti rocciosi significativi individuati in prossimità del tracciato della infrastruttura stradale.

*Tabella 7.7 – Rilievi geomeccanici condotti su affioramenti rocciosi significativi individuati in prossimità del tracciato della infrastruttura stradale; risultati principali per la caratterizzazione geomeccanica.*

Stazione geomeccanica	Litologia	Unità geologica	RMRb	GSI
G2	Leucograniti biotitici	VGD1e	45 ÷ 60	45 ÷ 58
G5	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	38 ÷ 55	38 ÷ 52
G7	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	37 ÷ 52	37 ÷ 49
G8	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	36 ÷ 50	36 ÷ 48
G10	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	31 ÷ 46	31 ÷ 44
G11	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	32 ÷ 49	32 ÷ 47
G13	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	32 ÷ 46	32 ÷ 43
G15	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	32 ÷ 47	32 ÷ 44
G16	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	42 ÷ 54	37 ÷ 49
G17	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	41 ÷ 52	36 ÷ 47
G19	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	30 ÷ 47	30 ÷ 45
G20	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	31 ÷ 47	31 ÷ 44
G21	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	39 ÷ 55	39 ÷ 53
G22	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	30 ÷ 49	30 ÷ 46
G23	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	48 ÷ 61	43 ÷ 56
G24	Metarenarie, quarziti, metasiltiti e metapeliti	SVI	44 ÷ 58	39 ÷ 53
G26	Granodioriti biotitico-anfibolitiche	LNU1d	51 ÷ 61	46 ÷ 56
G27	Granodioriti biotitico-anfibolitiche	LNU1d	49 ÷ 61	44 ÷ 56
G28	Granodioriti biotitico-anfibolitiche	LNU1d	50 ÷ 63	45 ÷ 58
G29	Granodioriti biotitico-anfibolitiche	LNU1d	49 ÷ 63	44 ÷ 58

<p><i>ANAS S.p.A.</i>  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 83 di 109
---	---

### 7.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI/GEOMECCANICI

Nelle seguenti tabelle sulla base di quanto riportato nei precedenti paragrafi sono riepilogati i parametri geotecnici relativi alle diverse unità geotecniche e geomeccaniche identificate sulla base dell'indagine geotecnica condotta.

*Tabella 7.8 – Parametri geotecnici unità CA.*

<b>UNITA' GEOTECNICA CA</b>			
Coperture di roccia fortemente alterata e completamente arenitizzate, soprattutto in corrispondenza delle zone più intensamente fratturate, che riducono l'ammasso a una sabbia ghiaiosa da poco a moderatamente cementata.			
$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$E_k$ (MPa)
20	20	38	20

*Tabella 7.9 – Parametri geotecnici unità ba1/bna1.*

<b>UNITA' GEOTECNICA ba1/bna1</b>			
Depositi alluvionali recenti e attuali (ba1) e terrazzati (bna1), costituiti da ghiaie poligeniche grossolane e medie, da sub-angolose a sub-arrotondate, talora angolose in matrice sabbiosa e sabbioso – limosa; a luoghi sono presenti lenti e/o livelli di sabbie di sabbie e sabbie limose a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffuse ghiaie poligeniche da angolose a sub- arrotondate.			
$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$E_k$ (MPa)
19	5	38	18

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLÌ LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 84 di 109
--	---

*Tabella 7.10 – Parametri geotecnici unità b2.*

<b>UNITA' GEOTECNICA b2</b>			
Coltri eluvio – colluviali costituite da sabbie limose e limi sabbiosi con abbondanti ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose, in matrice sabbioso – limosa generalmente abbondante.			
$\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$E_k$ (MPa)
18.5	10	35	15

*Tabella 7.11 – Parametri geotecnici unità geomeccanica VGD1e – LNU1d.*

<b>UNITA' GEOMECCANICA VGD1e – LNU1d</b>			
Unità intrusiva di Villagrande (VGD1e) costituita da leucograniti biotitici a grane fine e tessitura isotropa e Unità intrusiva di Lanusei (LNU1d) costituita da granodioriti biotitico-anfibolitiche a grana grossa e tessitura orientata localmente passanti a tonaliti.			
$\gamma_k = 25$ kN/m <sup>3</sup>			
Profondità (m)	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$E_k$ (MPa)
0 - 5	20	39	550
5 - 10	30	36	650
10 - 15	60	37	850
15 - 20	80	38	1200
20 - 25	120	39	1500
25 - 30	150	40	2150
30 - 35	200	42	2700
> 35	220	43	3000



<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 85 di 109
--	---

*Tabella 7.12 – Parametri geotecnici unità geomeccanica SVI.*

<b>UNITA' GEOMECCANICA SVI</b>			
Unità metamorfica di San Vito (SVI) costituita da una alternanza irregolare di metarenarie micacee, quarziti, metasiltiti e metapeliti in strati da molto sottili a sottili, talora medi o spessi.  $\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$			
Profondità (m)	$c_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$E_k$ (MPa)
0 - 5	20	41	750
5 - 10	40	37	950
10 - 15	70	37	1250
15 - 20	100	38	1600
20 - 25	130	39	2250
25 - 30	180	41	2800
30 - 35	230	42	3500
> 35	250	43	3700

## 8 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 8.1 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Per quanto riguarda la definizione della pericolosità sismica di base, in accordo all'Allegato B delle NTC2008 cui fanno riferimento le NTC2018, nella Figura 8-1 sono riportate tutte le informazioni sulla pericolosità sismica S.S. 389 nel tratto Villagrande Strisali – Arzana. Tali informazioni, relativamente all'accelerazione orizzontale massima del terreno, sono state ottenute dal sito web dell'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>).

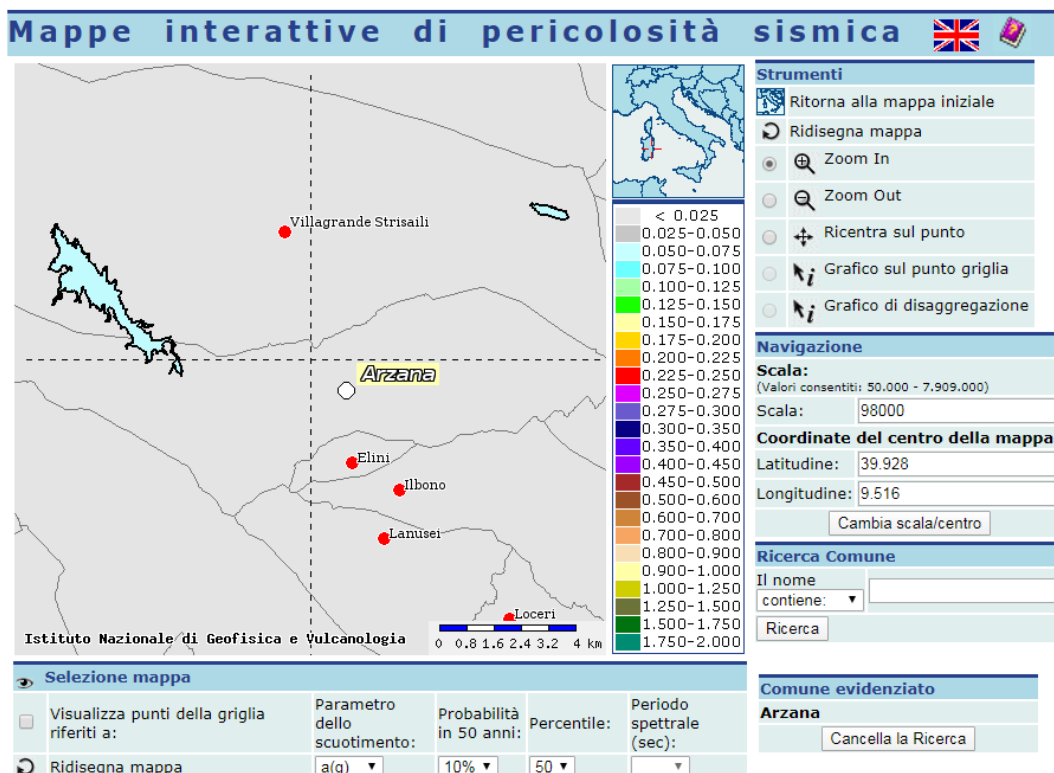


Figura 8-1 - Maglia del reticolo di riferimento per il sito di Arzana, con indicati i valori di  $a_g$  con probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni.

Come mostrato in Figura 8-1, nell'area del progetto si ha un valore dell'accelerazione orizzontale massima del terreno compresa tra 0.025 g e 0.05 g ( $T_R=475$  anni).

## 8.2 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO

Per la valutazione della categoria di sottosuolo, il valore di  $V_{s,eq}$ , indicato dalle NTC 2018 e relativo alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, calcolata imponendo l'equivalenza dei tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, è stato calcolato utilizzando i risultati delle 5 prove “down – hole” relative alla campagna geotecnica di progetto e applicando la seguente formula:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato i-esimo;

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$  = numero di strati;

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

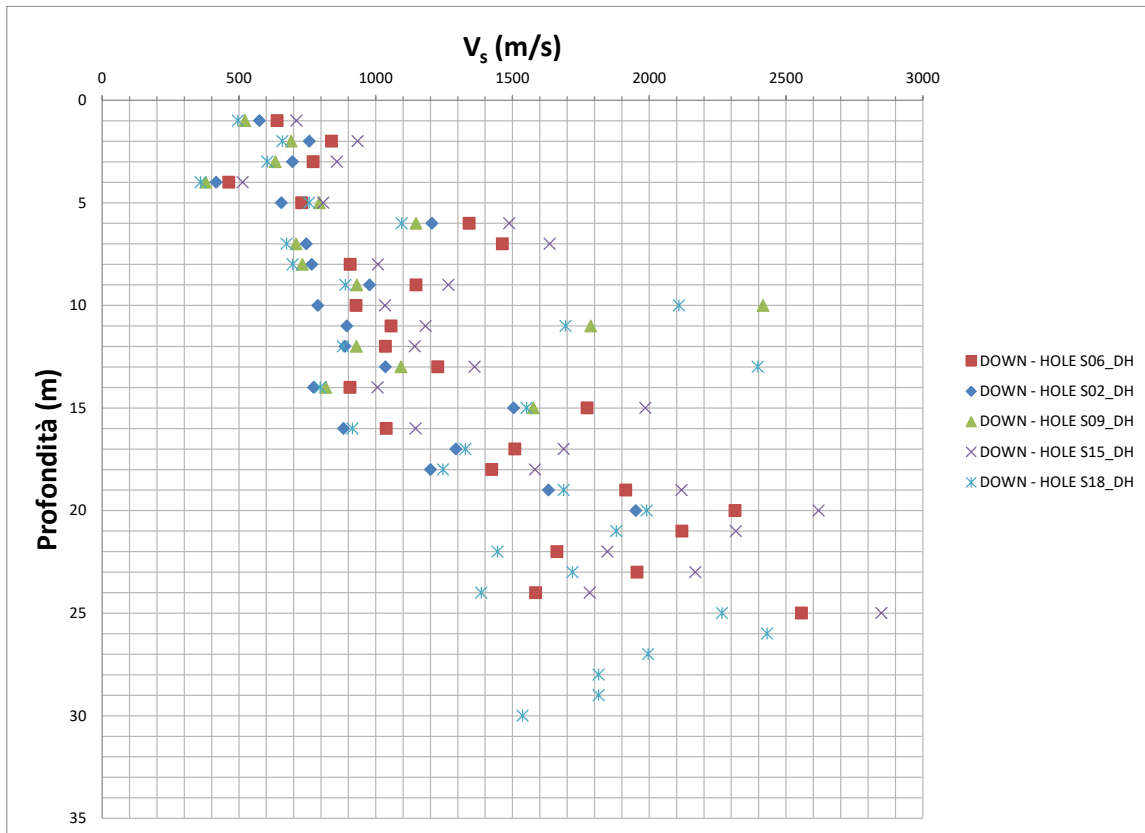
Nella seguente Figura 8-2 sono riepilogati i valori della velocità delle onde di taglio ottenute dalle prove down – hole condotte in alcuni sondaggi.

Sulla base di tali valori per ciascuna prova down – hole è stato calcolato il valore di  $V_{s,eq}$ , come da indicazioni del DM 17/01/2018. Nella seguente tabella sono riepilogati tali valore e la relativa categoria di sottosuolo.

*Tabella 8-1 – Valori di  $V_{s,eq}$  e relativa categoria di sottosuolo*

<b>Prova down-hole</b>	<b><math>V_{s,eq}</math> (m/s)</b>	<b>Categoria di sottosuolo</b>	<b>Unità geologica</b>
S2	715	B	VGD1e
S6	660	B	SVI
S9	640	B	SVI

S15	834	A	SVI
S18	609	B	LNU1d



*Figura 8-2 – Velocità delle onde di taglio derivanti dalle prove down hole.*

### 8.3 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nei comuni di Arzana e Villagrande Strisali interessati dall'opera:

- vita nominale:  $V_N = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso:  $C_U = 2$
- periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 100$  anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV:  $PVR = 10\%$  periodo di ritorno:  $TR = -VR / \ln(1 - PVR) = 949$  anni
- categoria di sottosuolo: B
- categoria topografica: T1

I parametri sismici principali sono riassunti nella seguente Tabella 8-2 (le accelerazioni di riferimento sono riportate all'allegato 2 del DM2008 cui il DM2018 rimanda).

*Tabella 8-2 – Valori dei parametri per la definizione del sisma di progetto*

	$P_{VR}$ [%]	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	81%	60	0,0254	2,685	0,300
SLD	63%	101	0,0313	2,730	0,307
SLV	10%	949	0,0599	2,976	0,371
SLC	5%	1950	0,0707	3,061	0,393

<b>ANAS S.p.A.</b> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b>	File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 90 di 109
--	---

## 9 FONDAZIONI DEI VIADOTTI

Nella seguente Tabella 9-1 sono riepilogati i sondaggi disponibili per stabilire la tipologia delle fondazioni delle spalle e delle pile di ciascun viadotto.

*Tabella 9-1 – Sondaggi effettuati in prossimità di ciascun viadotto.*

Viadotto	Sondaggi effettuati
1	S6 (l=25 m); S7 (l=20 m)
2	S8 (l=24 m); S9bis (l=13.5 m); S9 (l=30 m); S10 (l=20 m)
3	S11 (l=20 m)
4	S14 (l=25 m)
5	S16 (l=20 m)
6	S17 (l=20 m)
7	S18 (l=30 m); S19 (l=20 m)

Per i viadotti 1, 2 e 7 per i quali, anche se non in corrispondenza delle spalle e pile, sono disponibili più sondaggi, la valutazione della capacità portante è stata condotta adottando come stratigrafia di calcolo quella più cautelativa relativa al sondaggio S6, S8 ed S18, rispettivamente, per il viadotto 1, 2 e 7.

### 9.1.1 Capacità portante del palo singolo

#### 9.1.1.1 Pali soggetti a carichi verticali in compressione

Sulla base delle stratigrafie dei sondaggi, che indicano la presenza di coltri superficiali di terreni e di roccia estremamente alterata e fratturata, di spessori variabili compresi fra poco meno di un metro fino ad un massimo di 16.5 m, e tenendo conto degli elevati carichi trasmessi dai viadotti alle fondazioni e dei criteri estremamente restrittivi per i cedimenti ammissibili che di fatto devono essere praticamente trascurabili (o meglio di

<p>ANAS S.p.A.</p> <p>S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI</p> <p>LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA</p> <p>DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389</p> <p><b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:</p> <p>T00_GE01_GET_RE01_A</p> <p>Data: Febbraio 2021</p> <p>Pag. 91 di 109</p>
--	--

ordine millimetrico), si è optato per l'adozione di pali trivellati del diametro  $D = 1200$  mm.

Sulla base dell'interpretazione dei sondaggi e delle prove in sito e di laboratorio, effettuate in corrispondenza dei 7 viadotti, è stato determinato, per ciascun sondaggio, l'andamento della capacità portante del palo singolo con la profondità, adottando le procedure analitiche e l'approccio progettuale DA2, previsto dalle NTC 2018, che prevede la sola combinazione A1+M1+R3.

Per quanto concerne il fattore di correlazione e i coefficienti parziali della resistenza alla base del palo e della resistenza laterale sono stati adottati i seguenti valori:

$\xi_3$ = fattore di correlazione =	1.7
$\gamma_b$ = coefficiente parziale resistenza base palo =	1.35
$\gamma_s$ = coefficiente parziale resistenza laterale in compressione del palo =	1.15

Occorre evidenziare che per quanto concerne il fattore di correlazione è stato adottato un valore pari a 1.7 relativo ad una verticale di indagine, come è stato effettivamente e necessariamente fatto per ciascun viadotto.

Per l'attraversamento delle coltri superficiali di terreno e di roccia molto fratturata, la portata per attrito laterale è stata calcolata mediante la seguente espressione:

$$f_s = \sigma'_h \tan \delta = K \sigma'_{v0} \tan \delta$$

dove l'angolo di attrito  $\delta$  che caratterizza l'interfaccia palo – terreno può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno, nel caso di pali in calcestruzzo, mentre per la valutazione del coefficiente di spinta  $K$  è stata adottata la seguente espressione:

$$K = K_0 = (1 - \sin \phi')$$

Per quanto concerne tali coltri superficiali di alterazione e di roccia estremamente fratturata si è adottato un valore cautelativo pari a  $34^\circ$ .

Per quanto concerne la portata di base dei pali nelle coltri superficiali si è adottata la seguente relazione proposta da Berezantev (1961)

$$Q_{lim} = N_q \sigma'_{v0}$$

avendosi per  $N_q$  la seguente espressione:

$$N_q = 0.24 e^{0.122 \phi'}$$

Infine, per quanto riguarda la resistenza ultima alla base del palo,  $q_{ub}$ , che si andrà ad intestare nel substrato roccioso, si sono utilizzati i valori della resistenza a



<p>ANAS S.p.A.  S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI  LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA  DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389  <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File:  T00_GE01_GET_RE01_A  Data: Febbraio 2021  Pag. 92 di 109</p>
--	--

compressione monoassiale  $q_{uc}$  ottenuta sulla matrice rocciosa dalle prove di laboratorio e i valori di RQD (Rock Quality Designation), ottenuti dai sondaggi.

Più precisamente Kulhawy e Goodman (1987) hanno mostrato che la resistenza ultima alla base del palo,  $q_{ub}$ , può essere correlata al valore di RQD (Rock Quality Designation) dell'ammasso roccioso e alla resistenza a compressione monoassiale,  $q_{uc}$ , secondo quanto indicato nella seguente **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

*Tabella 9-2 – Valutazione della portata di base dei pali sulla base della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta  $q_{uc}$  e del valore di RQD (Kulhawy e Goodman, 1987).*

RQD (%)	$q_{ub}$
0 – 70	0.33 $q_{uc}$
70 – 100	0.33 – 0.8 $q_{uc}$

Generalmente la necessità di oltrepassare la porzione di ammasso roccioso alterato consiglia di far penetrare il palo all'interno della formazione rocciosa per un tratto di almeno 1.5 volte il diametro del palo.

Infine, per quanto concerne la resistenza per attrito lungo il fusto del palo,  $f_s$ , nel substrato roccioso, adottando le indicazioni suggerite in letteratura da Tomlinson e Woodward (2008) si è adottato un valore cautelativo pari allo 0.5% della resistenza a compressione monoassiale  $q_{uc}$ .

Nelle seguenti figure, per ciascun viadotto, è pertanto riportato l'andamento della resistenza di progetto di pali del diametro  $D = 1200$  mm, avendo considerato, cautelativamente, per ciascun viadotto, il sondaggio più critico, relativamente alla definizione della capacità portante dei pali.

Occorre evidenziare che le difficoltà di accesso incontrate per l'esecuzione dei sondaggi, per tale fase progettuale, hanno limitato le informazioni geotecniche disponibili per le fondazioni dei viadotti, tenendo soprattutto conto che i sondaggi disponibili sono quasi tutti situati in prossimità delle spalle dei viadotti. Conseguentemente, soprattutto per i viadotti più lunghi, come ad esempio il viadotto n. 2, le numerose pile intermedie non sono state interessate da alcun tipo di indagine.

Pertanto, sulla base di una interpretazione geologica e geotecnica delle singole aree interessate dai viadotti, il dimensionamento delle lunghezze dei pali ha considerato, per ciascun viadotto, le condizioni stratigrafiche e geotecniche più cautelative con riferimento alle verticali di indagine disponibili; più precisamente per il calcolo della resistenza di progetto dei pali, per i viadotti 1, 2 e 7 per i quali nella zona dell'opera

sono presenti più sondaggi, è stato scelto il sondaggio ritenuto più rappresentativo ovvero, il sondaggio S6 per il viadotto 1, il sondaggio S8 per il viadotto 2 e il sondaggio S18 per il viadotto 7, mentre per i restanti viadotti è stato utilizzato l'unico sondaggio disponibile in prossimità dell'area in oggetto (Tabella 9-1).

Nelle seguenti Figure (Figura 9.1÷Figura 9.7) sono riportati i valori di RQD che sono stati adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo, relativamente ai sondaggi sopra indicati e utilizzati per le fondazioni di ciascun viadotto.

Sempre con riferimento a tali Figure la quota testa palo è stata assunta pari alla quota di testa di ciascun sondaggio di riferimento, la falda non è stata considerata sia per ragioni idrogeologiche che hanno indicato la presenza di falde stagionali e, soprattutto, perché nel metodo di calcolo della capacità portante la sua presenza non influisce sulla resistenza laterale fra il palo e la roccia. Infine, per la portata di base dei pali è stato assunto un valore della resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta pari a 20 MPa.

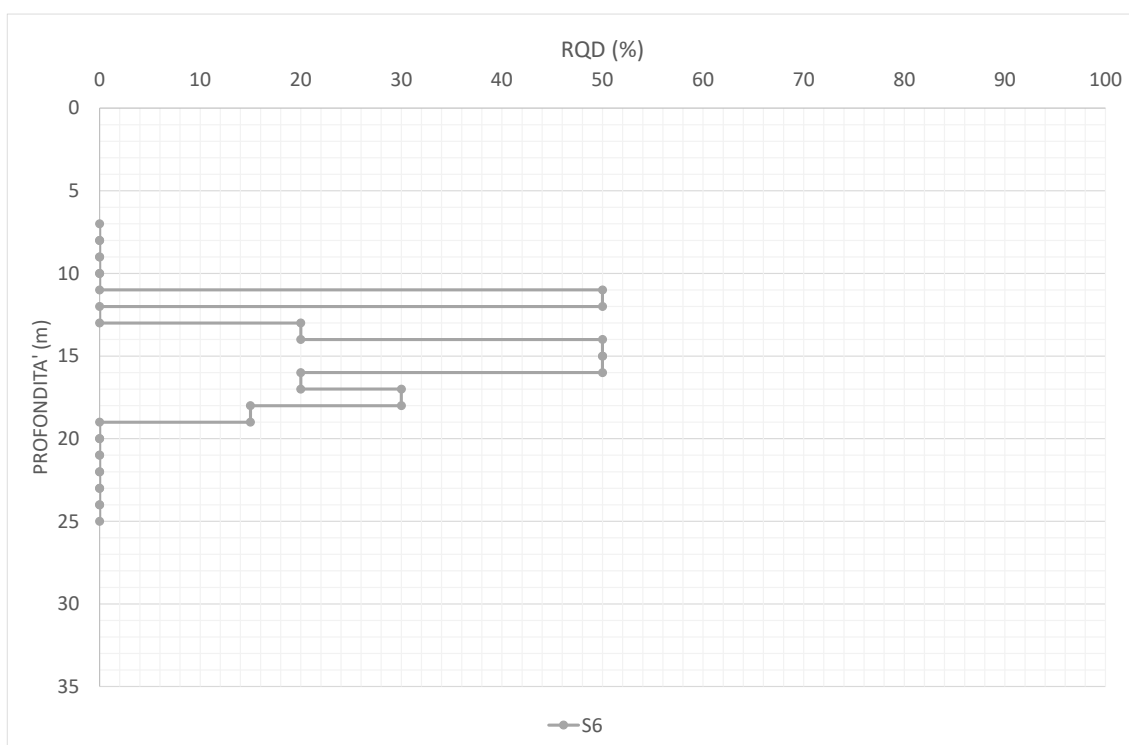


Figura 9.1. Viadotto n. 1, valori di RQD relativi al sondaggio S6 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

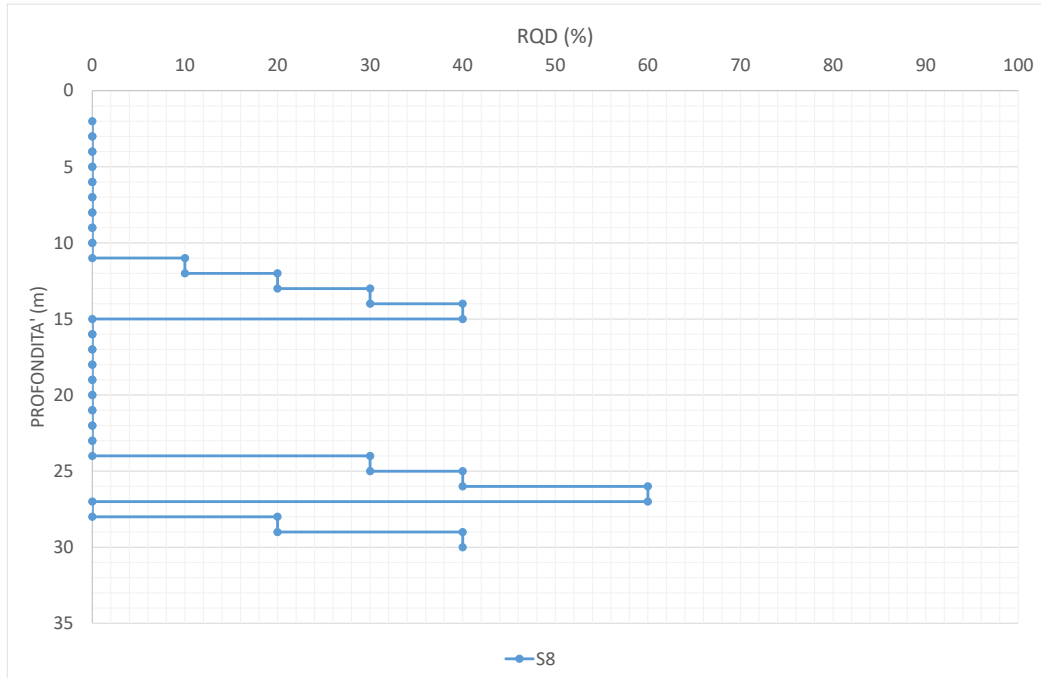


Figura 9.2. Viadotto n. 2, valori di RQD relativi al sondaggio S8 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

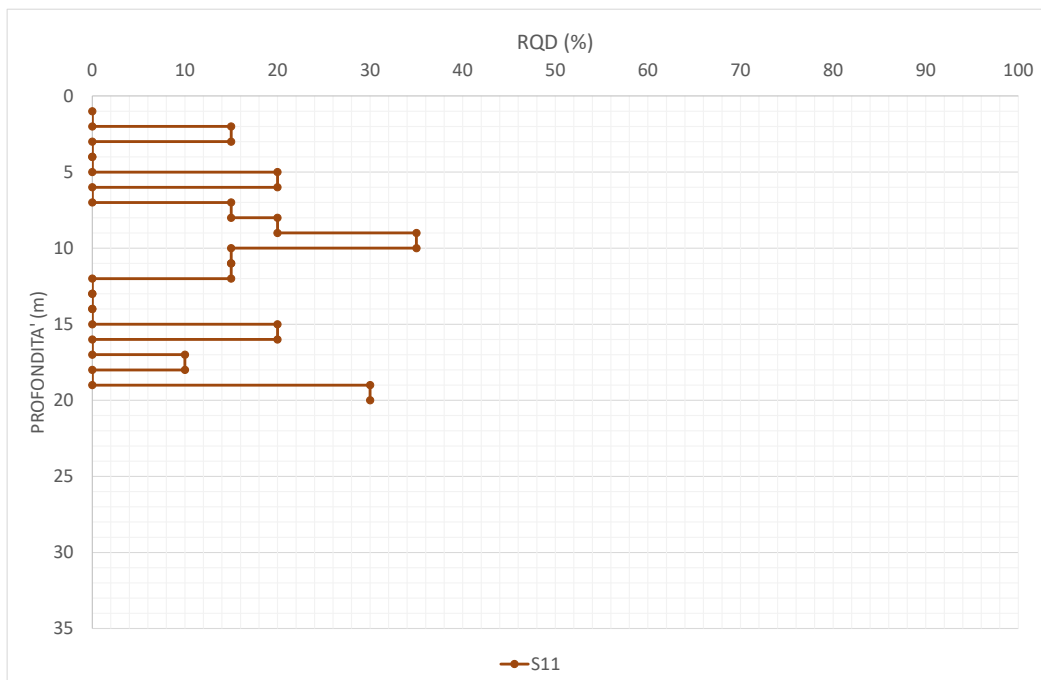


Figura 9.3. Viadotto n. 3, valori di RQD relativi al sondaggio S11 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

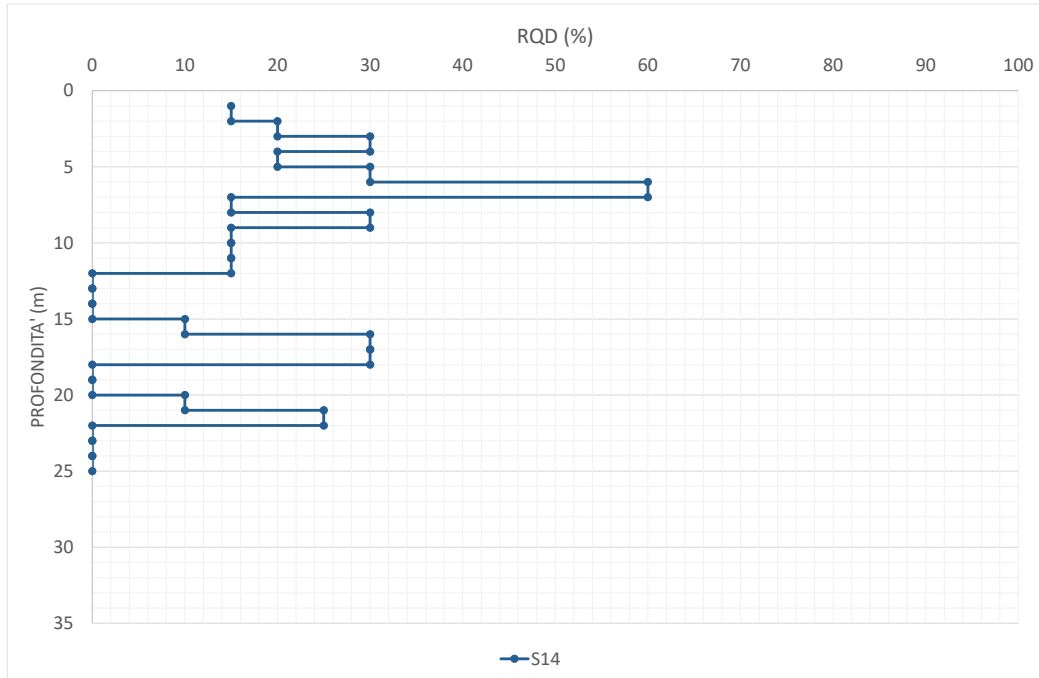


Figura 9.4. Viadotto n. 4, valori di RQD relativi al sondaggio S14 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

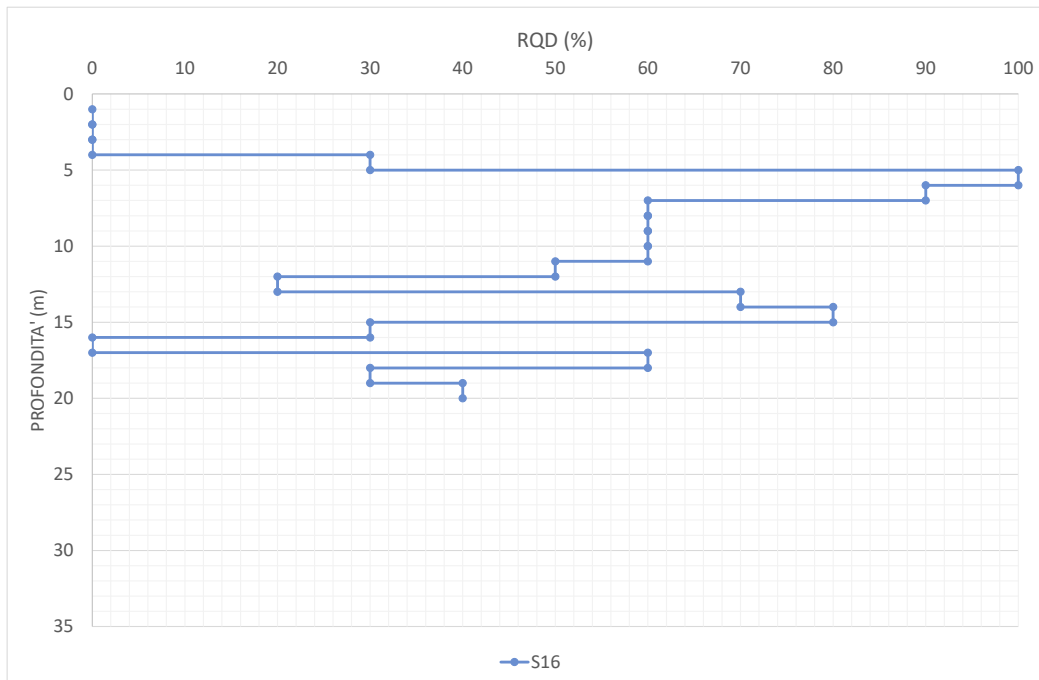


Figura 9.5. Viadotto n. 5, valori di RQD relativi al sondaggio S16 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

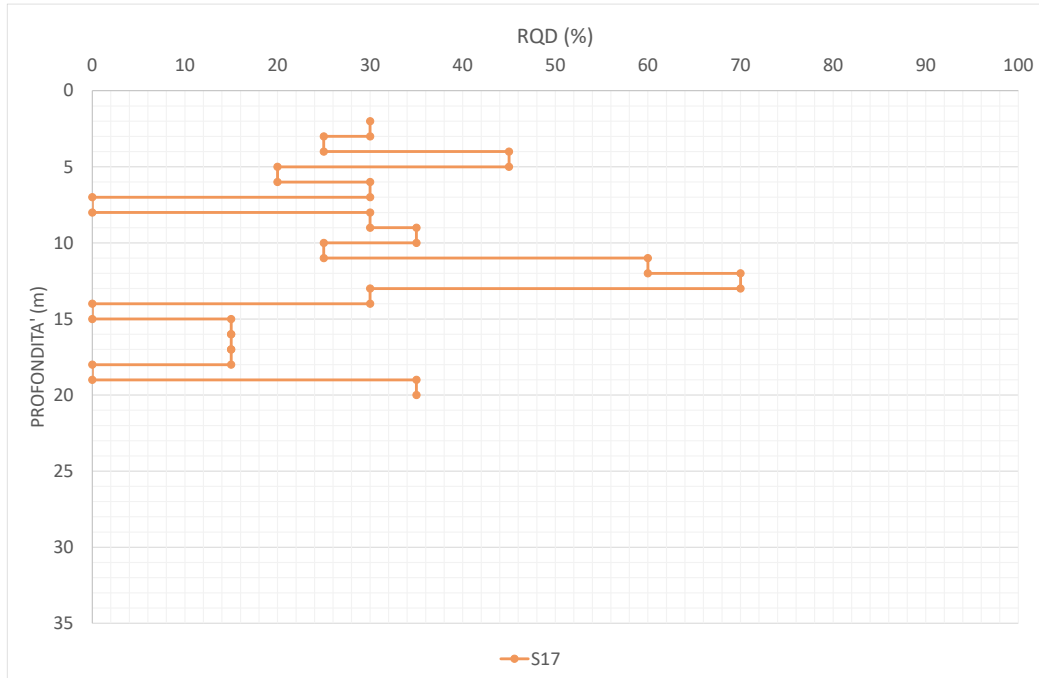


Figura 9.6. Viadotto n. 6, valori di RQD relativi al sondaggio S17 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

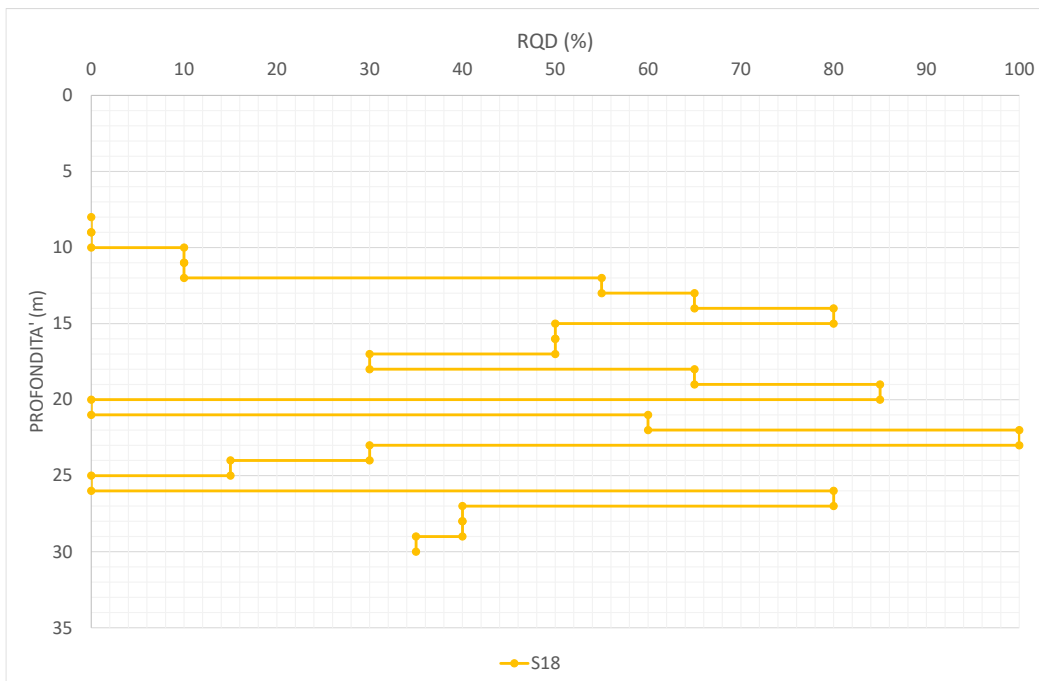


Figura 9.7. Viadotto n. 7, valori di RQD relativi al sondaggio S18 adottati per la determinazione della capacità portante verticale del palo singolo.

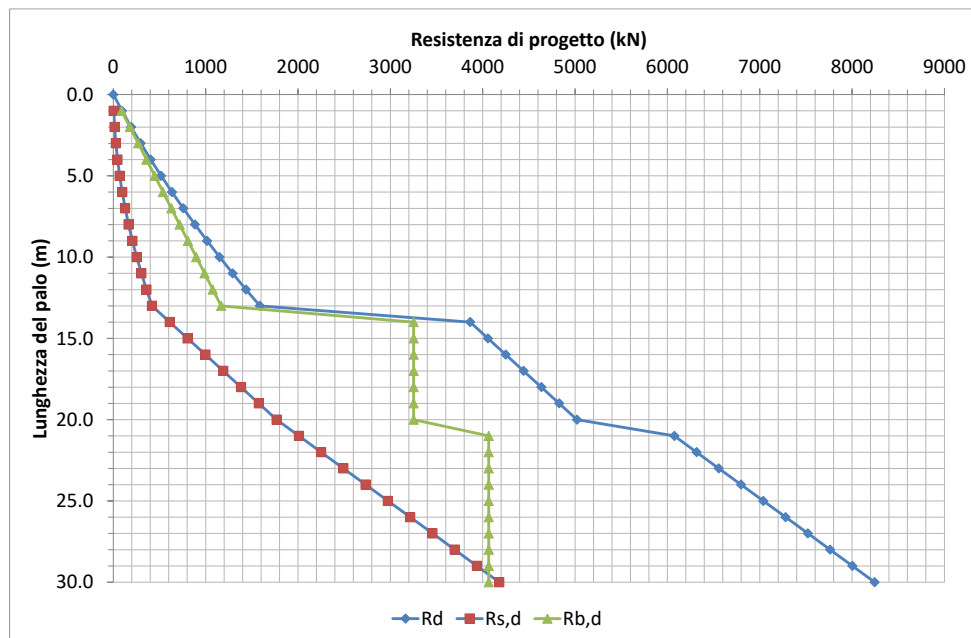


Figura 9.8. Viadotto n. 1, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_d$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

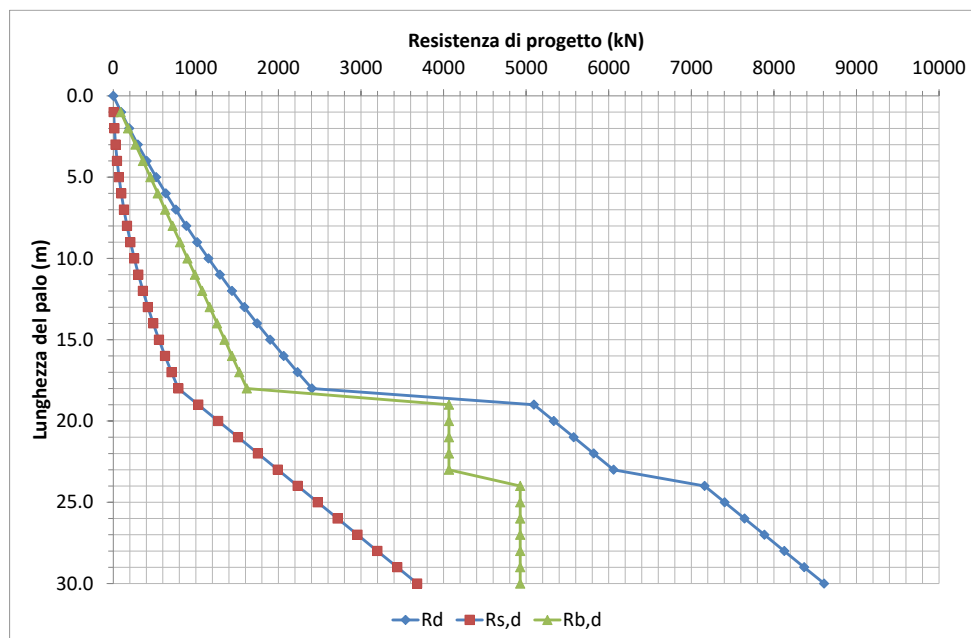


Figura 9.9. Viadotto n. 2, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_d$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

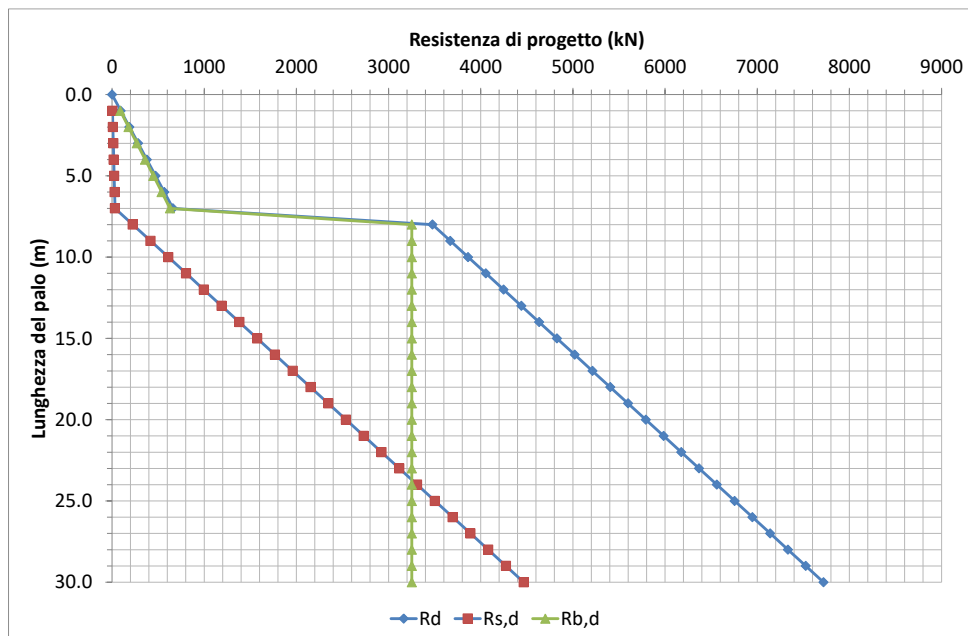


Figura 9.10. Viadotto n. 3, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_d$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

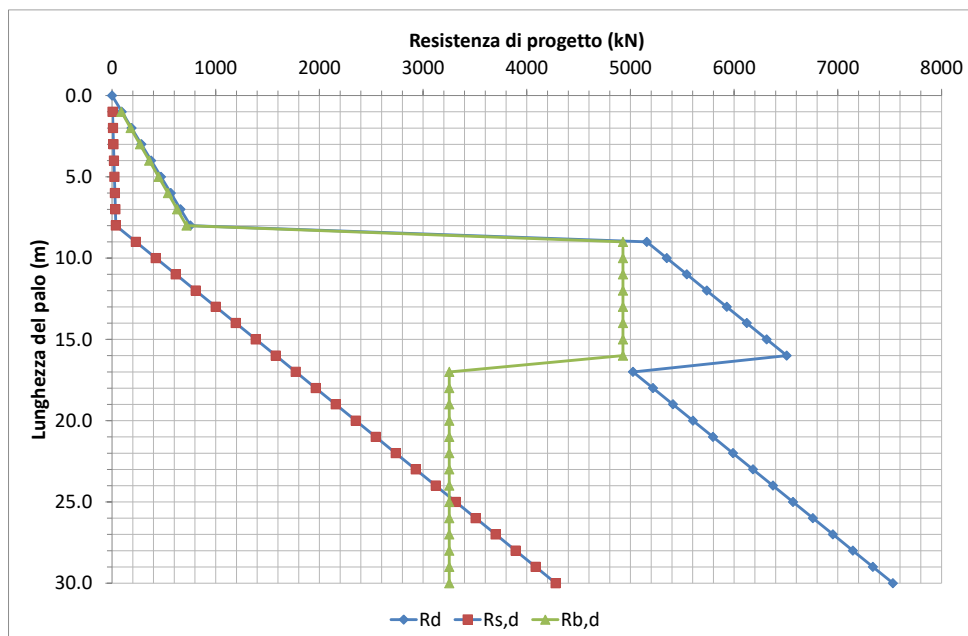


Figura 9.11. Viadotto n. 4, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_d$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .



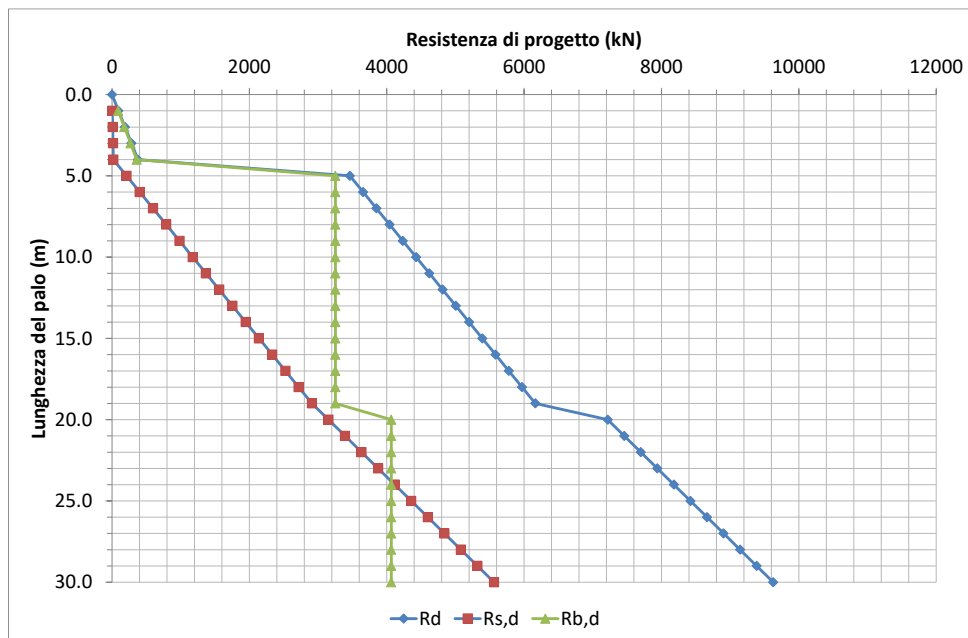


Figura 9.12. Viadotto n. 5, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_{d}$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

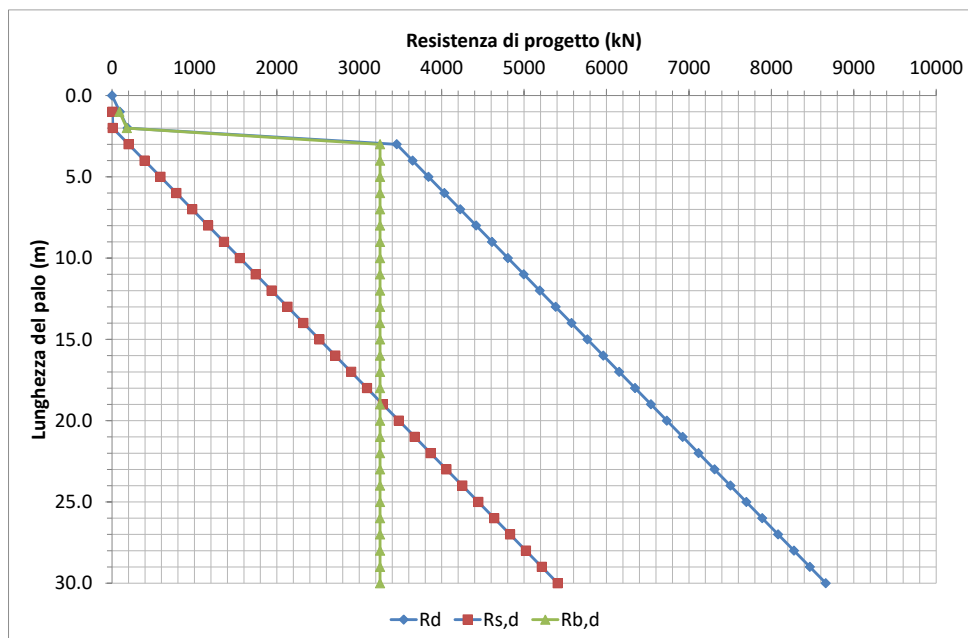


Figura 9.13. Viadotto n. 6, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_{d}$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

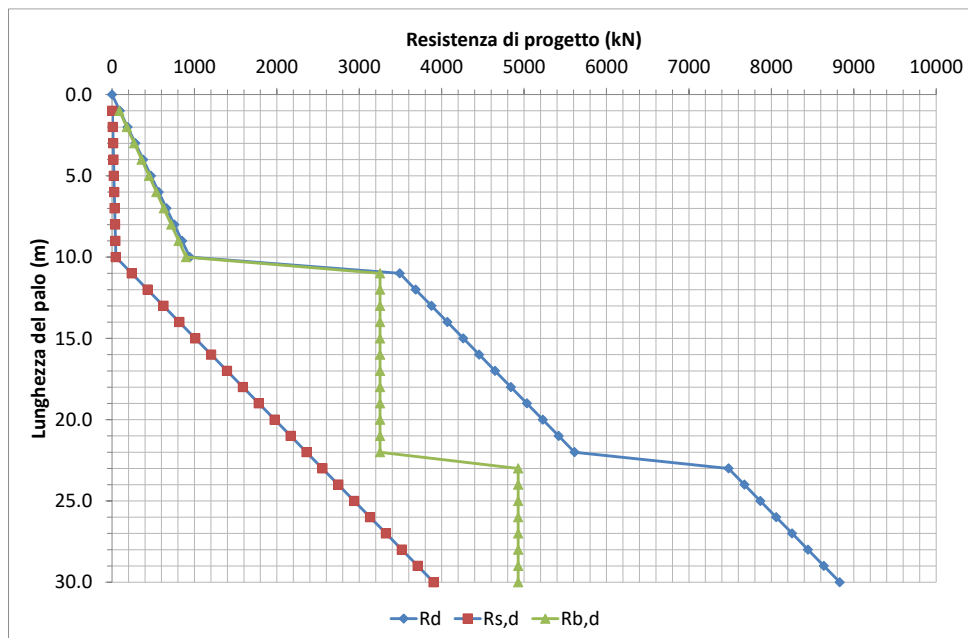


Figura 9.14. Viadotto n. 7, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo (diametro  $D = 1200$  mm), andamento con la lunghezza del palo della resistenza di progetto totale del palo,  $R_d$ , della resistenza di progetto del fusto del palo,  $R_{s,d}$ , e della resistenza di progetto della base del palo,  $R_{b,d}$ .

Sulla base dei risultati riportati nelle precedenti figure, e dei carichi di progetto che saranno valutati utilizzando per le diverse combinazioni di carico i coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni del gruppo A1, sarà possibile identificare la necessaria lunghezza dei pali.

#### 9.1.1.2 Pali soggetti a carichi verticali in trazione

Nelle seguenti Figure sono inoltre riportate le determinazioni della capacità portante per carichi verticali di trazione. La capacità portante verticale del palo singolo per forze di trazione è data dalla sola portata laterale dei pali già calcolata per valutare la capacità portante verticale del palo singolo per forze di compressione.

Tuttavia, per la determinazione della resistenza laterale, con riferimento alla Tabella 6.4.II delle NTC 2018, per il coefficiente parziale  $\gamma_R$  da applicare alla resistenza caratteristica, è stato adottato un valore pari a 1.25 invece del valore pari a 1.15 adottato per la resistenza laterale in compressione.

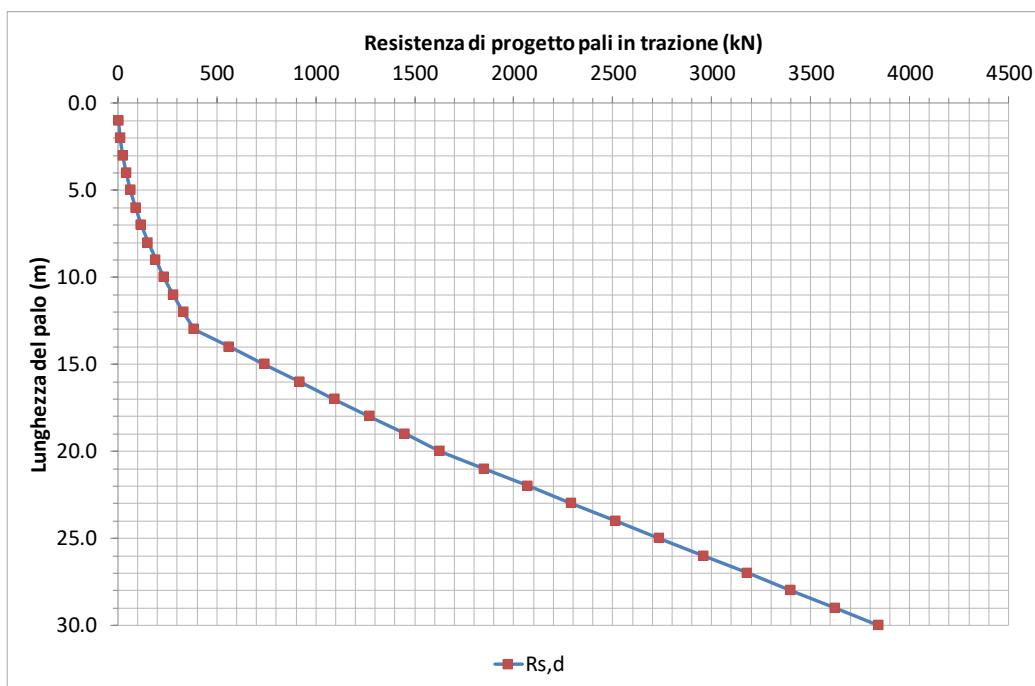


Figura 9.15. Viadotto n. 1, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

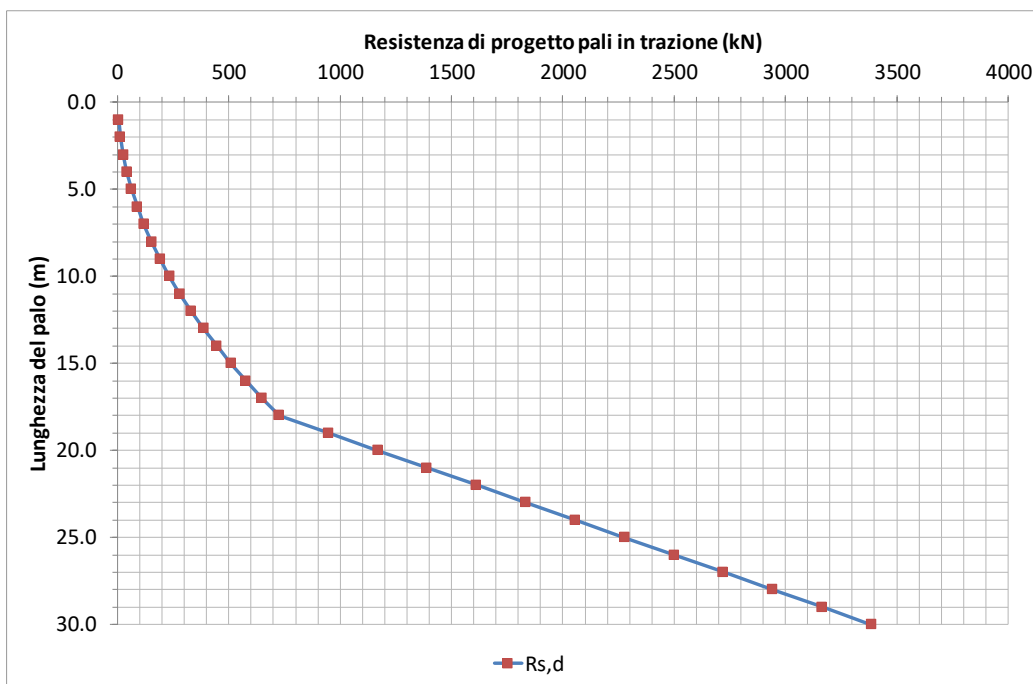


Figura 9.16. Viadotto n. 2, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

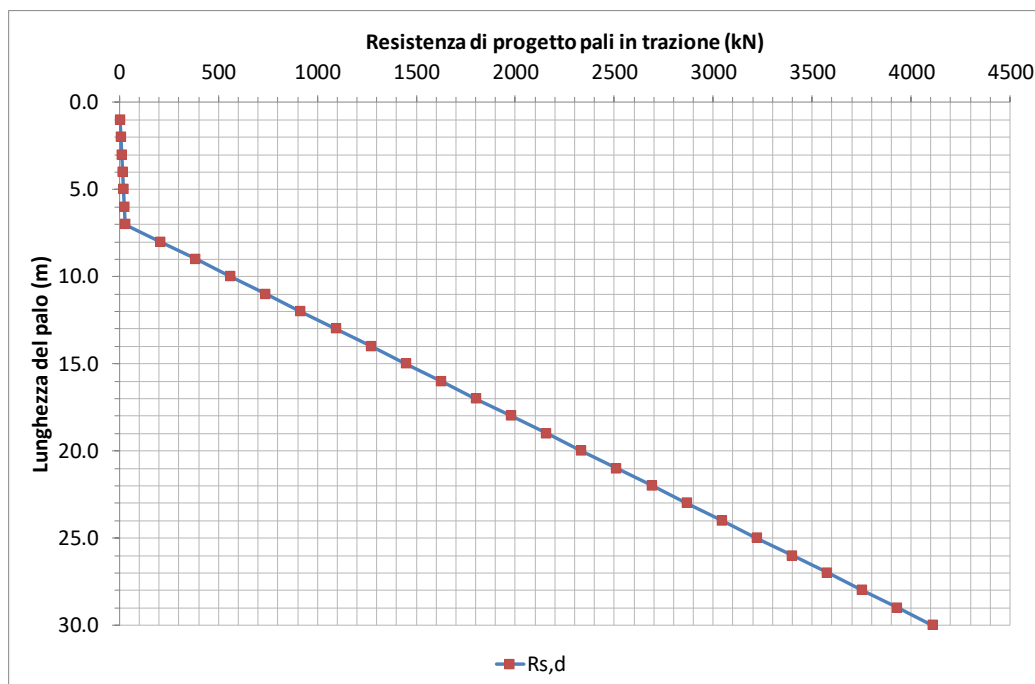


Figura 9.17. Viadotto n. 3, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

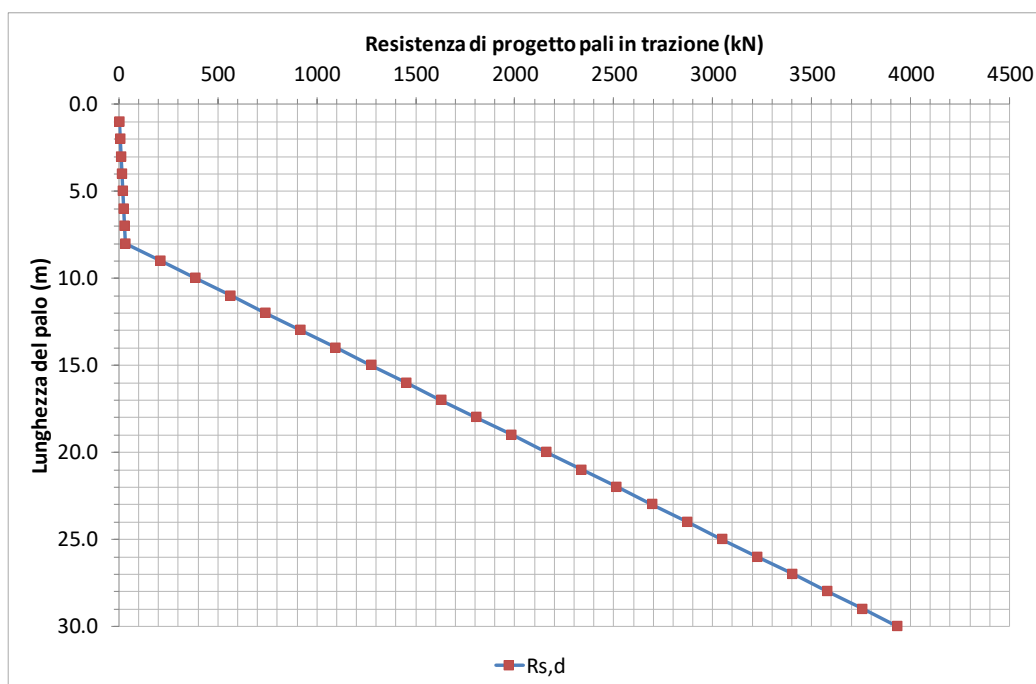


Figura 9.18. Viadotto n. 4, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

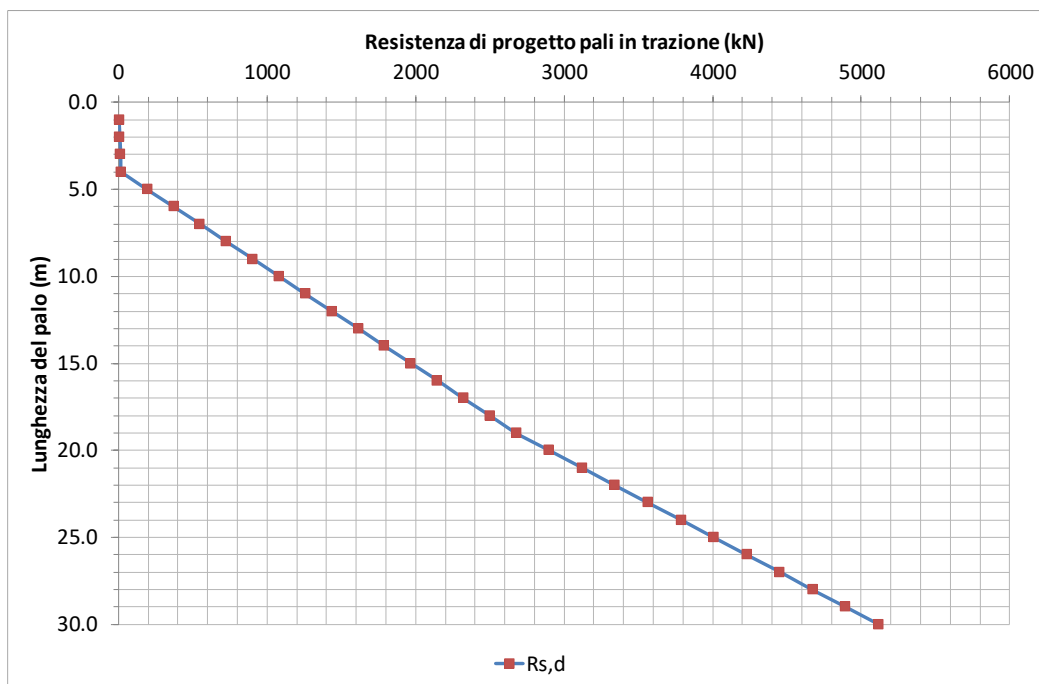


Figura 9.19. Viadotto n. 5, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

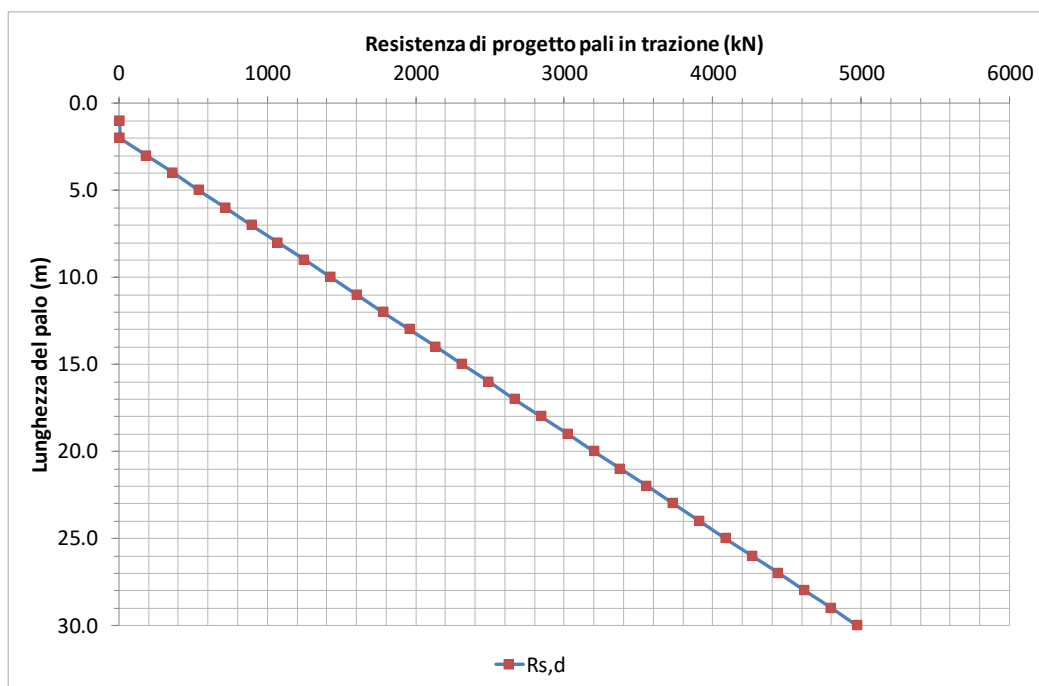


Figura 9.20. Viadotto n. 6, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

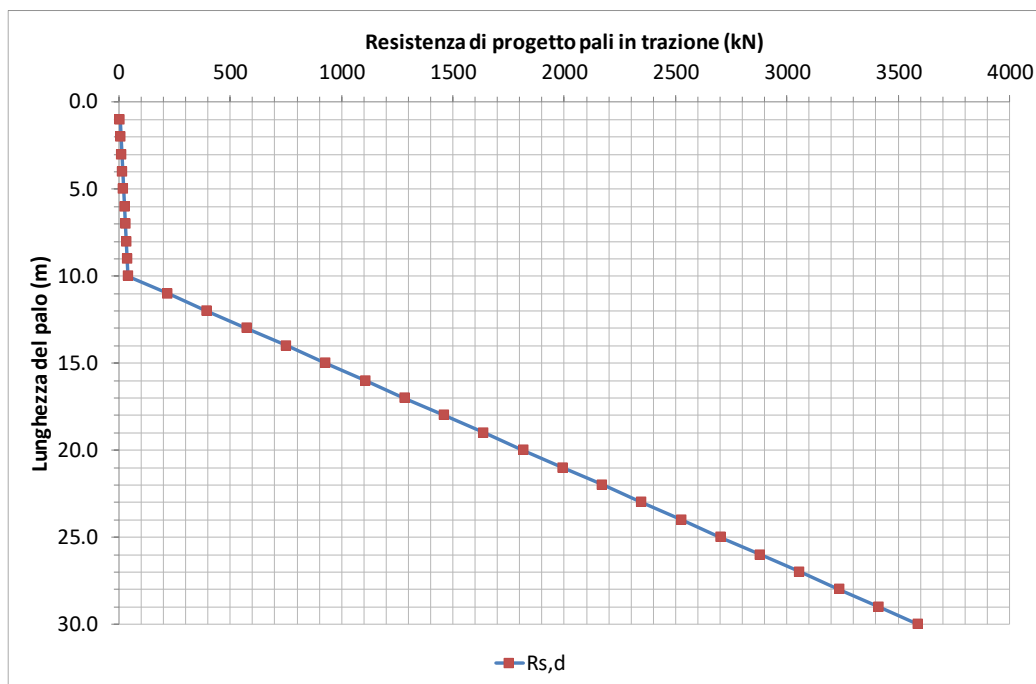


Figura 9.21. Viadotto n. 7, determinazione della capacità portante verticale del palo singolo in trazione.

### 9.1.2 Pali soggetti a carichi trasversali

#### 9.1.2.1 Determinazione del massimo momento alla sommità del palo

Il momento flettente e le deformazioni lungo l'asse di un palo verticale libero o vincolato in testa e soggetto ad una forza orizzontale  $H_0$  e/o ad un momento flettente in testa  $M_0$ , possono essere valutati in base alle seguenti espressioni che si rifanno al modello di terreno alla Winkler (Matlock H., Reese L., 1956):

$$y(z) = (H_0 T A_y + M_0 B_y) (T^2 / (E_p I_p))$$

$$M(z) = H_0 T A_M + M_0 B_M$$

$$\phi(z) = (H_0 T |A_\phi| + M_0 |B_\phi|) T / E_p I_p$$

in cui:

$$y(z) = \text{spostamento orizzontale alla profondità } z \text{ dalla testa palo;}$$

$M(z)$  = momento flettente alla profondità  $z$  dalla testa palo;

$\phi(z)$  = rotazione dell'asse del palo alla profondità  $z$  dalla testa palo;

$H_0$  = forza orizzontale agente alla testa del palo;

$M_0$  = momento flettente agente alla testa del palo;

$E_p$  = modulo elastico del materiale costituente il palo;

$I_p$  = momento di inerzia della sezione del palo;

$T = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E_{py}}} =$  lunghezza caratteristica per il caso di terreno omogeneo ( $E_{py}$  costante)

$E_{py}$  = modulo di reazione orizzontale del terreno

Nel caso di palo impedito di ruotare in testa, il momento di incastro, coincidente in generale con il momento massimo nel palo, può essere stimato imponendo  $\phi_{(z=0)} = 0$ , da cui:

$$(H_0 T |A_\phi| + M_0 |B_\phi|) T/E_p I_p = 0$$

e quindi:

$$M_0 = - H_0 \cdot T \cdot A_\phi/B_\phi$$

Assumendo per convenzione che siano positivi i momenti generati, in un palo libero di ruotare in sommità, da una forza  $H_0 > 0$ , il segno nella formula precedente indica che, nel caso specifico di palo incastrato, il momento che nasce da una forza  $H_0 > 0$  risulta negativo.

Assumendo i seguenti valori:

$E_{py}$  = 20 MPa (valore monostrato assunto cautelativamente sulla base di dati di letteratura)

$E_p$  = 30000 MPa

$I_p$  = 0.101787 m<sup>4</sup>, avendosi un palo del diametro di 1.2 m

si ottiene un valore di  $T$  pari a 3.51.

Infine, avendosi i seguenti valori dei coefficienti forniti da Matlock e Reese (Tabella 9-3):

$$A_\phi = - 0.998$$



$$B_{\phi} = -1.412$$

si ottiene:

$$T \cdot A_{\phi}/B_{\phi} = 2.48, \text{ indicato anche come coefficiente } \alpha.$$

In conclusione, il momento  $M_0$  alla sommità del palo nel caso di vincolo di incastro per una forza orizzontale,  $H_0$ , applicata alla testa del palo è dato dalla seguente espressione:

$$M_0 = - H_0 \cdot \alpha = - 2.48 \cdot H_0$$

z/T	$A_M$	$B_M$	$A_T$	$B_T$	$A_p$	$B_p$	$A_{\phi}$	$B_{\phi}$	$A_y$	$B_y$
0.00	0.000	1.000	1.000	0.000	1.413	0.249	-0.998	-1.412	1.413	0.998
0.10	0.093	0.995	0.864	-0.093	1.313	0.215	-0.993	-1.313	1.313	0.861
0.20	0.173	0.981	0.737	-0.173	1.214	0.184	-0.980	-1.214	1.214	0.735
0.30	0.240	0.960	0.621	-0.240	1.117	0.155	-0.959	-1.117	1.117	0.619
0.40	0.297	0.933	0.514	-0.297	1.022	0.128	-0.932	-1.022	1.022	0.512
0.50	0.343	0.901	0.416	-0.343	0.930	0.104	-0.900	-0.930	0.930	0.414
0.60	0.380	0.865	0.328	-0.380	0.842	0.081	-0.864	-0.842	0.842	0.326
0.70	0.409	0.825	0.248	-0.409	0.758	0.061	-0.824	-0.758	0.758	0.246
0.80	0.430	0.783	0.176	-0.430	0.677	0.044	-0.783	-0.677	0.677	0.174
0.90	0.444	0.739	0.112	-0.444	0.601	0.028	-0.739	-0.601	0.601	0.110
1.00	0.452	0.694	0.055	-0.452	0.529	0.013	-0.694	-0.529	0.529	0.054
1.20	0.453	0.603	-0.037	-0.453	0.400	-0.010	-0.603	-0.400	0.400	-0.039
1.40	0.438	0.514	-0.106	-0.439	0.288	-0.027	-0.514	-0.288	0.288	-0.107
1.60	0.412	0.428	-0.154	-0.412	0.194	-0.039	-0.429	-0.194	0.194	-0.155
1.80	0.378	0.349	-0.185	-0.378	0.116	-0.046	-0.350	-0.116	0.116	-0.185
2.00	0.339	0.277	-0.201	-0.339	0.054	-0.051	-0.278	-0.054	0.054	-0.202
2.20	0.298	0.214	-0.207	-0.298	0.005	-0.052	-0.214	-0.005	0.005	-0.208
2.40	0.256	0.158	-0.204	-0.257	-0.032	-0.051	-0.159	0.032	-0.032	-0.205
2.60	0.216	0.111	-0.195	-0.217	-0.059	-0.049	-0.112	0.059	-0.059	-0.195
2.80	0.179	0.072	-0.181	-0.179	-0.078	-0.045	-0.072	0.077	-0.078	-0.181
3.00	0.144	0.039	-0.164	-0.144	-0.089	-0.041	-0.040	0.088	-0.089	-0.165
3.50	0.073	-0.014	-0.118	-0.073	-0.094	-0.030	0.013	0.093	-0.094	-0.118
4.00	0.026	-0.038	-0.074	-0.026	-0.080	-0.019	0.037	0.079	-0.080	-0.074
4.50	-0.002	-0.043	-0.039	0.003	-0.059	-0.010	0.043	0.059	-0.059	-0.040
5.00	-0.015	-0.038	-0.015	0.016	-0.039	-0.004	0.038	0.038	-0.039	-0.016
6.00	-0.016	-0.018	0.008	0.018	-0.010	0.002	0.021	0.010	-0.010	0.007
7.00	-0.006	-0.004	0.010	0.009	0.005	0.003	0.010	-0.001	0.005	0.010
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.002	0.008	-0.002	0.014	0.008

Tabella 9-3 – Coefficienti di Matlock H., Reese L. (1956).

### 9.1.2.2 Forza laterale limite ultima sul singolo palo

La resistenza limite nei confronti di carichi trasversali dipende dai diversi meccanismi che possono instaurarsi quali formazione di cerniere plastiche nell'elemento strutturale (caso di pali lunghi, flessibili) o meccanismo di rottura lato terreno (caso di pali corti o molto rigidi).

Adottando la soluzione proposta in letteratura da Broms (1964) nella seguente figura è riportato il valore delle forza orizzontale limite, per un singolo palo, in funzione delle lunghezza del palo, avendo assunto un valore cautelativo dell'angolo di resistenza al taglio pari a  $38^\circ$  lungo l'intero sviluppo della lunghezza del palo.

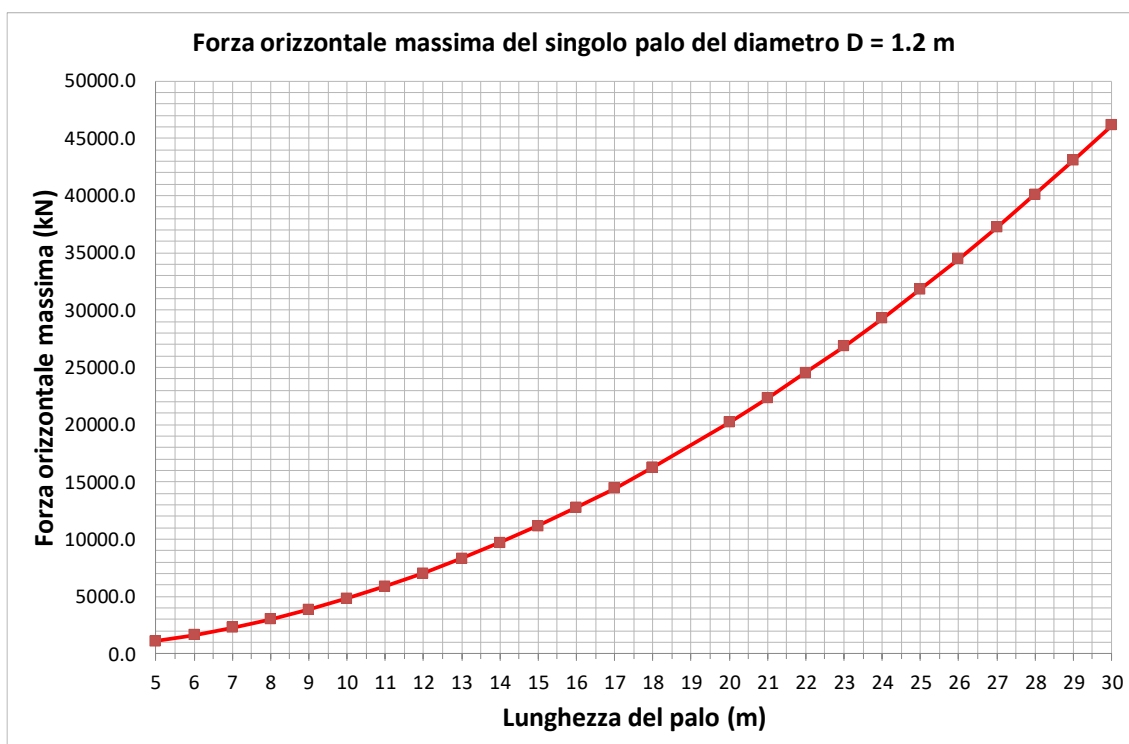


Figura 9.22. Forza orizzontale massima del singolo palo in funzione della lunghezza del palo.

<p><i>ANAS S.p.A.</i> S.S. 389 TRONCO VILLANOVA – LANUSEI – TORTOLI LOTTO BIVIO VILLAGRANDE – SVINCOLO DI ARZANA DAL Km 51+100,00 DELLA S.S. 389 VAR AL Km 177+930,00 DELLA S.S. 389 <b>Relazione Geotecnica Generale</b></p>	<p>File: T00_GE01_GET_RE01_A Data: Febbraio 2021 Pag. 108 di 109</p>
---	--

## **10 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI**

La caratterizzazione geotecnica e geomeccanica è stata condotta sulla base della campagna geognostica definita da ANAS e svolta tra il novembre 2017 e il febbraio 2018. Tale indagine ha compreso l'esecuzione di 20 sondaggi ubicati in prossimità del tracciato dell'opera con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni per prove di laboratorio.

In 5 sondaggi sono state inoltre effettuate prove geofisiche down – hole per la misura della velocità delle onde di taglio al fine anche della classificazione del sottosuolo per la definizione dell'azione sismica.

Le prove di laboratorio hanno compreso, per i terreni superficiali derivati dalla totale alterazione degli ammassi rocciosi presenti, come ad esempio per i graniti, analisi granulometriche, determinazione dei limiti di Atterberg e del peso specifico e prove di taglio diretto su campioni rimaneggiati e ricostituiti in laboratorio.

Per gli ammassi rocciosi sono stati prelevati campioni per prove di compressione monoassiale e prove point load.

Inoltre, sono state effettuate delle prospezioni geofisiche mediante 13 stendimenti di sismica a rifrazione; infine sono stati realizzati 7 pozzetti geognostici con prove di carico su piastra, in 4 dei pozzetti.

Per quanto concerne l'indagine geognostica integrativa per la Progettazione Esecutiva, si raccomanda l'esecuzione di sondaggi verticali di lunghezza non inferiore ai 30 m, situati in corrispondenza delle opere d'arte più importanti quali le fondazioni delle spalle e delle pile dei viadotti, e in corrispondenza delle trincee di massima altezza interessate dagli interventi di chiodatura.

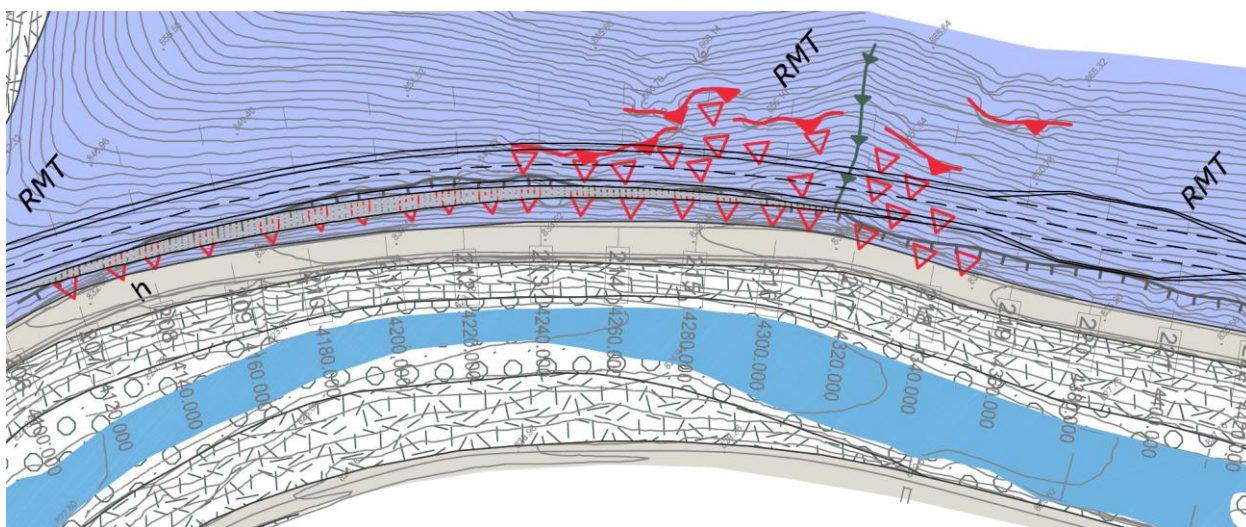
In tali sondaggi si raccomanda l'esecuzione delle seguenti prove in sito e di laboratorio:

1. Per tutte le coltri superficiali - le cui indagini di progetto definitivo ne hanno evidenziato la presenza con spessori molto variabili, da pochi metri fino ad un massimo di 12÷15 m, e nei quali le prove SPT sono andate quasi tutte a rifiuto rendendo di fatto impossibile una precisa caratterizzazione geomeccanica - sarà indispensabile effettuare delle prove in sito che consentano di misurare il modulo di deformabilità e la resistenza; a questo riguardo si suggerisce l'esecuzione di prove pressiometriche particolarmente adatte, in una grande varietà di terreni e rocce alterate, per la determinazione dei parametri geomeccanici.
2. Analogamente, per i sottostanti ammassi rocciosi sarà indispensabile l'esecuzione sia di alcune prove dilatometriche per la valutazione dei moduli di

deformabilità sia delle prove di permeabilità Lugeon per la valutazione della permeabilità e dell'iniettabilità degli ammassi.

3. Infine è indispensabile su campioni della matrice rocciosa prelevati dai sondaggi effettuare oltre alle prove di compressione monoassiale anche delle prove triassiali con diversi valori della tensione di confinamento, al fine di essere in grado di stabilire tutti i parametri del criterio di rottura di Hoek & Brown e la variabilità dei parametri di resistenza al taglio in funzione dello stato tensionale.

Inoltre, essendo stata riportata nella carta geomorfologica di progetto, una interferenza delle opere del tracciato con una zona interessata da fenomeni di instabilità per crollo e ribaltamento (progr. Km 4+120 - Km 4+350, come mostrato nella Figura 10.1), per la Progettazione Esecutiva dovranno essere condotti degli appositi rilievi geologico – strutturali.



*Figura 10.1. Stralcio della carta geomorfologica nella quale sono indicati, fra le progressive Km 4+120 - Km 4+350, dei fenomeni di instabilità per crollo e ribaltamento.*