

S.S. n.128 "Centrale Sarda"

Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì
1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA356

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Edoardo Quattrone



**GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA
RELAZIONE GEOTECNICA**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPCA0356 D 21

NOME FILE

Relazione geotecnica

CODICE ELAB.

T00GE00GETRE01

REVISIONE

SCALA:

A

—

D

C

B

A

EMISSIONE

NOV. 2021

V.TURANO

G.SPECIALE

F. NICCHIARELLI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
2.1	Normativa e raccomandazioni tecniche	6
2.2	Riferimenti bibliografici e progettuali	6
3	CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO	7
3.1	Modello geologico locale.....	7
3.2	Successione geologica	7
4	INDAGINI GEOTECNICHE.....	9
4.1	Indagini 2021	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	16
5.1	Terreni sciolti.....	24
5.1.1	Detrito – DT.....	24
5.1.2	Limo sabbioso e Sabbia limosa – LS	27
5.1.3	Sabbia con ghiaia limosa e Sabbia con limo ghiaiosa – SGL	37
5.2	Rocce lapidee.....	43
5.2.1	Conglomerati – Cg	43
5.2.2	Marne – M.....	43
5.2.3	Arenarie – Ar.....	44
5.2.4	Andesiti – Ad	50
5.2.5	Calcari – Ca.....	51
5.4	Falda	52
5.5	Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni	52
5.6	Caratterizzazione sismica dei terreni.....	54
6	RAPPORTI OPERE TERRENI	55
6.1	Ponti	55
6.1.1	Ponte Pardu	55
6.1.2	Ponte S’arraole.....	57
6.2	Rilevati.....	58

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

7	QUESTIONI GEOTECNICHE	59
8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI	62
8.1	Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.....	62
8.2	Calcolo dei cedimenti in terreni a grana grossa.....	62
8.3	Calcolo dei cedimenti in terreni a grana fine.....	63
8.4	Risultati dei calcoli	64
9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	66
9.1	Azione sismica	66
9.2	Codice di calcolo	69
9.3	Caratteristiche geotecniche dei terreni	69
9.4	Risultati delle verifiche	69
	9.4.1 Rilevati	70

ALLEGATO A: STRATIGRAFIA DEI SONDAGGI

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 5.1: Composizioni granulometriche – DT	25
Figura 5.2: Peso dell'unità di volume – DT	25
Figura 5.3: Limiti di Atterberg – DT	26
Figura 5.4: Indice di plasticità – DT	26
Figura 5.5: Composizioni granulometriche – LS	29
Figura 5.6: Peso dell'unità di volume – LS	29
Figura 5.7: Limiti di Atterberg – LS	30
Figura 5.8: Carta di Plasticità – LS	31
Figura 5.9: Carta di Attività – LS	32
Figura 5.10: Risultati prove edometriche – LS	33
Figura 5.11: Angolo di resistenza al taglio – LS	34
Figura 5.12: Coesione efficace – LS	35
Figura 5.13: Risultati N _{SPT} – LS	36
Figura 5.14: Risultati N _{SPT} – modulo edometrico – LS	37
Figura 5.15: Composizione granulometrica –SGL	39
Figura 5.16: Peso unità di volume –SGL	39
<i>Figura 5.17: Risultati NSPT – SGL</i>	<i>40</i>
Figura 5.18: Angolo di resistenza al taglio da SPT – SGL	41
Figura 5.19: Modulo elastico da prove SPT – SGL	41
Figura 5.20: Risultati prove di caratterizzazione – Ar	46
Figura 5.21: GSI – Ar	47
Figura 5.22: elaborazione dati	48
Figura 5.22: coesione e angolo di resistenza al taglio – Ar	48
Figura 5.23: Modulo elastico dell'ammasso roccioso – Ar	49
Figura 5.24: Modulo elastico tangente, secante e coefficiente di Poisson da UCS – Ar	50
Figura 6.1: Ponte Pardu – schema fisico di riferimento	56
Figura 6.2: Ponte S'arraole – schema fisico di riferimento	57
Figura 6.3: progressiva 4+960, schema di calcolo dei cedimenti	58
Figura 6.4: progressiva 14+840, schema di calcolo dei cedimenti	59
Figura 9.1: Rilevato alla progressiva 0+640 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica	71
Figura 9.2: Rilevato alla progressiva 0+640 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica	71
Figura 9.3: Rilevato alla progressiva 4+960 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica	72
Figura 9.4: Rilevato alla progressiva 4+960 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica	72
Figura 9.5: Rilevato alla progressiva 18+840 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica	73
Figura 9.6: Rilevato alla progressiva 14+840 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica	73

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 4.1: Posizionamento sondaggi a carotaggio continuo	10
Tabella 4.2: Prove eseguite sui sondaggi	11
Tabella 4.3: Prove SPT	13
Tabella 4.4: Campioni prelevati	14
Tabella 4.5: Prove in foro – Lugeon e Menard	15
Tabella 4.6: Letture piezometri installati	15
Tabella 5.1: Classificazione geotecnica dei terreni.....	16
Tabella 5.2: Coefficiente A funzione dell'epoca geologica del deposito	21
Tabella 5.3: Coefficiente B funzione della composizione granulometrica del deposito	21
Tabella 5.4: detrito DT – campioni prelevati	24
Tabella 5.5: detrito DT – prove SPT	24
Tabella 5.6: limo sabbioso e sabbia limosa LS – campioni prelevati.....	28
Tabella 5.7: limo sabbioso e sabbia limosa LS – prove SPT	28
Tabella 5.8: sabbia con ghiaia limosa e sabbia con limo ghiaiosa SGL – campioni prelevati	38
Tabella 5.9: sabbia con ghiaia limosa e sabbia con limo ghiaiosa SGL – prove SPT	38
Tabella 5.8: arenarie Ar - lista campioni.....	45
Tabella 5.10: Caratteristiche di progetto dei terreni sciolti	53
Tabella 5.11: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee	53
Tabella 7.1: Spessori di scotico e bonifica	61
Tabella 8.1: Cedimenti	64
Tabella 9.1: Coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I – NTC2018)	66
Tabella 9.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II – NTC2018)	66
Tabella 9.3: Coefficiente parziale di resistenza γR_2 (Tabella 6.8.I – NTC2018)	66
Tabella 9.4: Tabella 2 dell'Allegato B delle NTC 2018 in cui vengono riportati i valori di a_g , F_0 , e T_c per i diversi tempi di ritorno T_R validi per tutte le isole ad eccezione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri, costanti su tutto il territorio di ciascuna isola	67
Tabella 9.5: a_{max} attesa nelle opere d'arte maggiori	68
Tabella 9.6: Sezioni più gravose.....	70
Tabella 9.7: Sezioni più gravose - stratigrafia	70
Tabella 9.8: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza	70

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

1 PREMESSA

La presente relazione illustra le problematiche geotecniche relative al Progetto Definitivo della S.S. 128 "Centrale Sarda". In particolare l'intervento prevede l'ammodernamento e l'adeguamento compreso tra il km 0+200 e il km 16+700 (lotto 0) della strada di collegamento bivio Monastir – bivio Senorbì. Il tracciato attraversa la regione storica della Trexenta. Nel corso degli ultimi decenni si è manifestata una progressiva riduzione della funzione di trasporto determinando una debolezza economica e un impoverimento sociale. Il tratto della S.S. 128 su cui si interviene con la presente progettazione definitiva costituisce la parte terminale, nella direttrice sud, di un itinerario regione di valenza storica.

I territori interessati dalla costruzione della nuova strada sono caratterizzati da una morfologia in parte pianeggiante ed in parte collinare, i dislivelli altimetrici sono poco rilevanti, poiché le quote del terreno sono comprese tra un minimo di 80 m circa, in vicinanza all'abitato di Monastir, ed un massimo dell'ordine dei 500 m nei pressi di Serrì.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA356	Relazione geotecnica generale	

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e raccomandazioni tecniche

- [1] D.M. del 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. Serie Generale n.42 del 20-02-2018 – Suppl. Ordinario n. 8).
- [2] Circolare del 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 gennaio 2018" (G.U. Serie Generale n.35 del 11.02.2019 – Suppl. Ordinario n. 5).
- [3] Eurocodice 7 "Geotechnical design".
- [4] Eurocodice 8 "Design of structures for earthquake resistance".

2.2 Riferimenti bibliografici e progettuali

- [5] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1997) "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
- [6] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio".

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

3 CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

L'inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico generale del sito è ricavabile dalla documentazione geologica di progetto e, in particolare, dalla relazione geologica. Un inquadramento a grande scala è ricavabile dall'esame della Carta Geologica generale di progetto.

3.1 Modello geologico locale

Le opere previste in progetto ricadono in un'area caratterizzata dalla presenza di arenarie di Serra Longa della formazione di Nurallao appartenente all'oligocene Superiore e al miocene inferiore. Talora la formazione è sub-affiorante. Nella prima metà del tracciato le arenarie sono spesso ricoperte dalla formazione di Marmilla, composta da marne siltose alternate a livelli arenacei appartenente all'Aquitaniense e al Burdigaliano inferiore. Nella seconda metà del tracciato emerge localmente la formazione di base dei Monzograniti di Barrali. Le arenarie risultano ricoperte da depositi olocenici e pleistocenici. Il loro spessore varia a seconda della profondità del tetto del substrato.

3.2 Successione geologica

Di seguito si riporta la descrizione della successione geologica delle unità individuate lungo il tracciato procedendo dalle unità più recenti alle meno.

Depositi olocenici e pleistocenici:

Questo complesso è costituito da formazioni recenti caratterizzate da depositi sciolti di origine detritica, alluvionale o fluviale. Si individuano:

- **Coltri eluvio-colluviali.** Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti.
- **Depositi alluvionali e depositi alluvionali terrazzati.** Depositi alluvionali composti sabbie siltose, sabbie ghiaiose, argille e sabbie, barre ghiaiose.
- **Sistema di Portovesme.** Ghiaie eterometriche e subordinate sabbie di ambiente fluviale, appartenenti al pleistocene superiore, in affioramenti di limitata estensione.

Successione vulcano-sedimentaria terziaria:

Questo complesso è costituito da formazioni dall'Aquitaniense all'Oligocene superiore. Si individuano:

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

- **Formazione della Marmilla.** Marne siltose alternate a livelli arenacei da mediamente grossolani a fini con forte componente vulcanoclastica, appartenenti all'Aquitaniense e al Burdigaliano.
- **Formazione di Nurallao.** Arenarie della Serra Longa e conglomerati di Duidduru. Le prime sono arenarie a grana medio-grossa nella parte medio alta con bancate metriche di arenarie fossilifere e biocalcareni, i secondi sono conglomerati poligenici eterometrici e sabbie con locali livelli di biocalcareni, talvolta con componente vulcanica. Appartenenti all'Oligocene e al Miocene.
- **Formazione di Ussana.** Conglomerati e brecce, grossolani, eterometrici a spese perlopiù del basamento cristallino paleozoico; subordinate argille siltose arrossate. Appartenente all'Oligocene a al Miocene.
- **Formazione di Cixerri.** Arenarie quarzoso-feldspatiche, talora conglomeratiche, appartenenti all'Eocene e all'Oligocene.

Complesso intrusivo tardo-paleozoico:

A questa unità appartengono i **Monzograniti di Barrali**, equigranulari a grana media, di colore grigio o rosato per alterazione e appartenenti al Carbonifero superiore e al Permiano.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (vedi elaborato T00GE00GEORE07A).

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

4 INDAGINI GEOTECNICHE

Nel corso della progettazione le aree di interesse sono state indagate con una serie di sondaggi e prove eseguite in sito e in laboratorio.

Le indagini, opportunamente geo referenziate, hanno consentito di definire, congiuntamente al rilevamento diretto di campagna degli elementi geologici e geo-strutturali, il quadro geotecnico di riferimento e le conseguenti interpretazioni con il progetto. L'ubicazione di tutte le indagini geotecniche è riportata negli elaborati T00GE00GEOPU-01;-02;etc.

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo si è proceduto allo svolgimento di prove di caratterizzazione fisica e sismica quali prove penetrometriche SPT, prove di permeabilità Lefranc, prove pressiometriche Menard, prove down hole ed installazione di piezometri. Inoltre, sono stati prelevati campioni indisturbati, rimaneggiati e di roccia, appartenenti alle principali unità geologiche e geotecniche riconosciute durante l'esecuzione dei sondaggi.

In laboratorio si è proceduto all'esecuzione di cicli completi di prove d'identificazione consistenti in determinazioni del contenuto d'acqua naturale, del peso di volume naturale, secco e dei granuli, della massa volumica reale, della porosità, dell'indice dei vuoti, del grado di saturazione, dei limiti di Atterberg, del limite di ritiro, della composizione granulometrica per stacciatura e sedimentazione.

Sono state anche eseguite prove meccaniche quali prove di compressione edometrica, prove di taglio diretto consolidate drenate CD, prove di compressione triassiale consolidate isotropiche non drenate CIU, prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera ELL, prove di compressione triassiale consolidate isotropiche drenate CID.

Su campioni di roccia lapidea sono state eseguite prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni assiali e prove point load.

4.1 Indagini 2021

La campagna di indagine geotecnica, svolta tra marzo e maggio del 2021, è stata condotta dalla società Tecno In S.p.A. allo scopo di definire le caratteristiche stratigrafiche dell'area interessata dall'intervento.

Nel dettaglio le indagini eseguite sono:

- n. 21 sondaggi geotecnici a rotazione e carotaggio continuo, spinti ad una profondità massima di 35 m da p.c.;
- n. 65 prove penetrometriche dinamiche SPT;
- n. 8 prove di permeabilità Lefranc;
- n. 3 prove pressiometriche Menard;
- n. 113 prelievi di campioni tra indisturbati (n. 18), rimaneggiati (n. 42) e di roccia (n. 53);
- n. 8 condizionamento di fori di sondaggio con tubi piezometrici da 2" e 3";

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

- n. 10 condizionamento di fori di sondaggio con tubi per l'esecuzione di prove down hole e conseguente esecuzione delle prove;
- n. 23 esecuzione di pozzetti esplorativi spinti alla profondità massima di 2,5 m da p.c.;
- n. 46 prelievo di campioni rimaneggiati dai pozzetti;
- n. 23 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi.

Di seguito si riporta una tabella esplicativa contenente il posizionamento di tutti i sondaggi a carotaggio continuo in coordinate Gauss-Boaga e le relative prove eseguite.

Sondaggio	Profondità [m]	Coordinate	
		G.B. Est	G.B. Nord
S01_DH	35,0	1504107,746	4361263,860
S02_PZ	20,0	1504228,355	4361333,423
S03	20,0	1505804,879	4363723,237
S04_PZ	20,0	1506681,190	4364395,671
S05_DH	35,0	1506985,636	4365725,634
S06_PZ	20,0	1506890,624	4366044,871
S07_DH	35,0	1506725,085	4366508,436
S08_DH	35,0	1506371,783	4367870,212
S09_PZ	20,0	1506592,227	4368320,450
S10	20,0	1506798,833	4368831,757
S11_DH	35,0	1506909,449	4369036,054
S12	20,0	1507121,617	4369474,369
S13_DH	35,0	1507782,550	4370060,696
S14_PZ	20,0	1508816,747	4371063,857
S15_DH	35,0	1508939,799	4371529,344
S16_DH	35,0	1509184,825	4372076,848
S17_PZ	20,0	1509781,049	4372808,538
S18_DH	35,0	1509854,696	4372922,164
S19_PZ	20,0	1510321,726	4373456,130
S20_DH	35,0	1510556,046	4373819,572
S01_C_PZ	20,0	1506089,025	4369354,865

Tabella 4.1: Posizionamento sondaggi a carotaggio continuo

Sondaggio	Profondità [m]	n. SPT	n. campioni			Lefranc	Menard	Down Hole	Piezometro
			indisturbati	rimaneggiati	litoidi				
S01_DH	35,0	4	1	5	3			X	
S02_PZ	20,0	6	2	3	1	1			X
S03	20,0	2		2	3		1		
S04_PZ	20,0	3	1		2		1		X
S05_DH	35,0	3	1	2	3			X	

Sondaggio	Profondità [m]	n. SPT	n. campioni			Lefranc	Menard	Down Hole	Piezometro
			indisturbati	rimaneggiati	litoidi				
S06_PZ	20,0	2	1		4	1		X	
S07_DH	35,0	2	1	1	4		X		
S08_DH	35,0	3	1		5	1	X		
S09_PZ	20,0	2	1	2	1	1		X	
S10	20,0	3		1	3				
S11_DH	35,0	3	2	1	3		X		
S12	20,0	2		1	2		1		
S13_DH	35,0	4		2	5		X		
S14_PZ	20,0	3		4	1	1		X	
S15_DH	35,0	2		4	1		X		
S16_DH	35,0	5		3	2		X		
S17_PZ	20,0	3	1	3		1		X	
S18_DH	35,0	4	3	1	3		X		
S19_PZ	20,0	3	1	2				X	
S20_DH	35,0	4	2	3	3	1	X		
S01_C_PZ	20,0	2		1	3	1		X	

Tabella 4.2: Prove eseguite sui sondaggi

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle prove SPT eseguite:

Sondaggio	Profondità [m]		SPT	N _{SPT}
	da	a		
S01_DH	6,00	6,10	R	R
S01_DH	9,00	9,13	R	R
S01_DH	10,00	10,12	R	R
S01_DH	14,00	14,10	R	R
S02_PZ	3,00	3,45	13-7-10	17
S02_PZ	6,00	6,15	R	R
S02_PZ	9,00	9,45	35-21-29	50
S02_PZ	12,50	12,89	40-41-R	R
S02_PZ	15,00	15,45	29-21-34	55
S02_PZ	18,00	18,45	21-24-44	68
S03	1,50	1,68	42-R	R
S03	3,00	3,04	R	R
S04_PZ	1,50	1,95	4-7-11	18
S04_PZ	3,00	3,34	27-32-R	R
S04_PZ	6,00	6,17	37-R	R
S05_DH	1,50	1,95	4-7-5	12
S05_DH	4,50	4,95	7-11-10	21
S05_DH	6,00	6,45	19-26-22	48

CA356

Relazione geotecnica generale

Sondaggio	Profondità [m]		SPT	N _{SPT}
	da	a		
S06_PZ	1,00	1,45	4-4-8	12
S06_PZ	3,00	3,45	12-29-34	63
S07_DH	1,50	1,95	5-7-6	13
S07_DH	4,00	4,45	3-6-6	12
S08_DH	1,50	1,95	7-4-5	9
S08_DH	3,00	3,45	R	R
S08_DH	6,50	6,88	24-37-R	R
S09_PZ	1,30	1,75	6-5-7	12
S09_PZ	4,50	4,54	R	R
S10	1,50	1,95	19-27-43	70
S10	3,00	3,20	R	R
S10	5,00	5,06	R	R
S11_DH	2,50	2,95	21-18-20	38
S11_DH	4,50	4,95	9-9-13	22
S11_DH	7,00	7,45	30-28-39	67
S12	1,50	1,58	R	R
S12	2,50	2,56	R	R
S13_DH	1,50	1,95	24-28-34	62
S13_DH	3,00	3,36	37-36-R	R
S13_DH	4,50	4,50	R	R
S13_DH	6,30	6,34	R	R
S14_PZ	1,70	1,93	28-R	R
S14_PZ	2,60	2,63	R	R
S14_PZ	6,50	6,53	R	R
S15_DH	1,40	1,59	R	R
S15_DH	3,00	3,02	R	R
S16_DH	2,00	2,45	28-30-36	66
S16_DH	3,50	3,95	28-29-39	68
S16_DH	4,50	4,95	30-33-34	67
S16_DH	6,50	6,86	36-30-R	R
S16_DH	9,00	9,45	20-16-30	46
S17_PZ	1,60	2,05	24-36-43	79
S17_PZ	5,80	5,88	R	R
S17_PZ	8,20	8,25	R	R
S18_DH	2,00	2,45	15-18-17	35
S18_DH	4,50	4,95	7-10-8	18
S18_DH	7,00	7,45	26-30-35	65
S18_DH	9,00	9,45	31-40-42	82
S19_PZ	3,60	3,73	R	R
S19_PZ	7,00	7,03	R	R

Sondaggio	Profondità [m]		SPT	N _{SPT}
	da	a		
S19_PZ	11,60	11,64	R	R
S20_DH	1,50	1,95	6-9-9	18
S20_DH	3,50	3,95	5-7-9	16
S20_DH	6,00	6,45	7-6-7	13
S20_DH	8,00	8,45	4-6-7	13
S01_C_PZ	1,50	1,84	R	R
S01_C_PZ	3,00	3,45	45-40-41	81

Tabella 4.3: Prove SPT

Di seguito si riporta l'elenco dei campioni prelevati, distinguendoli in:

- CR: campioni rimaneggiati;
- CI: campioni indisturbati;
- CL: campioni di roccia lapidea.

Sondaggio	Profondità [m]		Identificativo
	da	a	
S01_DH	1,70	2,00	CR1
	3,00	3,50	CI1
	17,10	17,40	CR2
	21,80	22,00	CR3
	22,60	23,00	CR4
	6,80	7,10	CL1
	12,40	12,70	CL2
	26,10	26,40	CR5
S02_PZ	29,70	30,00	CL3
	0,70	1,00	CR1
	3,70	4,00	CR2
	7,50	8,00	CI1
	12,00	12,50	CI2
	13,00	13,70	CL1
S03	18,20	18,60	CR3
	1,00	1,50	CR1
	4,40	4,60	CL1
	7,50	7,70	CR2
	10,20	10,40	CL2
S04_PZ	15,00	15,40	CL3
	4,00	4,70	CI1
	9,80	10,00	CL1
S05_DH	15,00	15,50	CL2
	2,50	3,00	CI1

Sondaggio	Profondità [m]		Identificativo
	da	a	
S12	2,00	2,40	CR1
	7,00	7,40	CL1
	11,40	11,70	CL2
S13_DH	1,00	1,40	CR1
	3,70	4,00	CR2
	11,40	11,60	CL1
	14,00	14,20	CL2
	19,70	20,00	CL3
	21,00	21,50	CL4
	29,50	30,00	CL5
S14_PZ	1,00	1,30	CR1
	3,60	4,00	CR2
	6,00	6,40	CR3
	14,70	15,00	CR4
	16,70	17,00	CL1
S15_DH	2,60	3,00	CR1
	7,00	7,40	CR2
	13,00	13,40	CR3
	19,40	19,60	CR4
	33,00	33,40	CR5
	26,50	26,80	CL1
S16_DH	0,80	1,00	CR1
	4,60	5,00	CR2
	8,10	8,50	CR3

Sondaggio	Profondità [m]		Identificativo
	da	a	
	1,00	1,40	CR1
	6,40	6,70	CR2
	14,60	15,00	CL1
	24,40	25,00	CL2
	32,40	33,00	CL3
S06_PZ	2,00	2,50	CI1
	7,60	8,00	CL1
	13,00	13,40	CL2
	15,00	15,60	CL3
S07_DH	1,00	1,20	CR1
	2,50	3,00	CI1
	7,00	7,60	CL1
	13,00	13,60	CL2
	18,00	18,40	CL3
S08_DH	4,20	5,00	CI1
	12,20	12,60	CL1
	19,00	19,40	CL2
	24,00	24,55	CL3
	30,00	30,20	CL4
S09_PZ	0,70	1,00	CR1
	3,00	3,60	CI1
	5,60	6,00	CR2
	13,60	14,00	CL1
S10	2,60	3,00	CR1
	6,50	7,20	CL1
	11,60	12,00	CL2
	16,80	17,00	CL3
S11_DH	1,50	2,00	CI1
	6,00	6,50	CI2
	8,00	8,40	CL1
	13,30	13,80	CL2
	17,50	17,80	CR1
	29,05	29,40	CL3

Sondaggio	Profondità [m]		Identificativo
	da	a	
	10,60	11,00	CL1
	17,00	17,30	CL2
	28,00	28,30	CL3
S17_PZ	3,00	3,60	CI1
	0,80	1,00	CR1
	8,70	9,00	CR2
S18_DH	14,50	15,00	CR3
	1,50	2,00	CI1
	3,50	4,00	CI2
	6,00	6,50	CI3
	9,00	9,40	CR1
S19_PZ	14,00	14,50	CL1
	19,60	20,00	CL2
	29,20	29,50	CL3
	1,00	1,40	CR1
S20_DH	3,00	3,60	CI1
	12,60	13,00	CR2
	2,50	3,00	CI1
	4,50	5,00	CI2
	7,50	7,85	CR1
S01_C_PZ	9,70	10,00	CR2
	12,30	12,60	CL1
	19,40	19,70	CL2
	24,10	24,50	CL3
	29,50	30,00	CR3
	1,50	1,95	CR4
	3,50	3,95	CR5
6,00	6,45	CR6	
S01_C_PZ	8,00	8,45	CR7
	2,60	3,00	CR1
	7,00	7,50	CL1
	14,00	14,40	CL2
	19,70	20,00	CL3

Tabella 4.4: Campioni prelevati

Sono state eseguite, durante la campagna, 8 prove di permeabilità Lefranc e 3 prove pressiometriche Menard:

Sondaggio	Profondità [m]		Lugeon	k _{Lugeon} [cm/s]	Menard
	da	a			
S02_PZ	9,00	10,00	LG1	3,70E-08	
S03	6,00	7,00			PM1
S04_PZ	7,60	8,60			PM2
S06_PZ	4,00	5,00	LG2	6,80E-06	
S08_DH	7,00	7,50	LG3	1,60E-04	
S09_PZ	6,30	6,80	LG4	3,50E-04	
S12	4,00	5,00			PM3
S14_PZ	7,00	7,50	LG5	1,40E-06	
S17_PZ	6,00	6,50	LG6	8,40E-05	
S20_DH	4,00	5,00	LG7	4,20E-05	
S01_C_PZ	9,00	10,00	LG8	3,90E-05	

Tabella 4.5: Prove in foro – Lugeon e Menard

A seguito dell'installazione dei tubi piezometrici si sono ricavate le seguenti letture del livello di falda:

Sondaggio	Profondità [m da p.c.]	Falda [m da p.c.]
S02_PZ	20,0	15,80
S04_PZ	20,0	0,90
S06_PZ	20,0	assente
S09_PZ	20,0	3,10
S14_PZ	20,0	11,44
S17_PZ	20,0	1,80
S19_PZ	20,0	4,70
S01_C_PZ	20,0	8,10

Tabella 4.6: Letture piezometri installati

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato stradale si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagini richiamata nel paragrafo precedente, a conoscenze acquisite dallo studio delle carte geologiche e a dati di letteratura.

I terreni e le rocce che ricadono nel volume di terreno significativo ai fini geotecnici sono stati raggruppati in 2 classi, per ciascuna delle quali possono distinguersi i termini principali indicati nella tabella che segue.

Terreni sciolti	
TV / TR	Terreno vegetale poco consistente con radici. Terreno di riporto rimaneggiato, di varia natura e granulometria, solitamente da sabbia a limo ghiaioso debolmente argilloso, poco addensato. Presenza di conglomerato bituminoso, elementi eterometrici lapidei, sfabbricidi.
DT	Detrito rimaneggiato, moderatamente consistente, di colore marrone. La granulometria varia dall'argilla con limo alla sabbia argillosa, a tratti ghiaiosa.
LS	Limo sabbioso e sabbia limosa , di natura arenacea, di colore dal marrone chiaro al rossastro all'ocra.
SGL	Sabbia con ghiaia limosa e sabbia con limo ghiaiosa , di colore dal marrone ocraceo al grigiastro con rare venature violastre, di natura prevalentemente arenacea o marnosa e spesso carotate come sabbia e ghiaia a causa del basso grado di cementazione.
Rocce lapidee	
Cg	Conglomerati poligenici ben cementati con fratture ricementate sub-orizzontali.
M	Marna siltitica o arenacea a struttura massiva grigio biancastra, in genere poco compatta nei primi metri, a luoghi prelevata sotto forma di dischi. Presenza di discontinuità sub-verticali, molto rugose, aperte o chiuse, con patine di ossidazione rossastre.
Ar	Arenaria di varia natura (siltitica, argillitica, conglomeratica, quarzosa, granitica) a grana da media a fine e cementazione variabile, di colore dal grigiastro al marrone chiaro al biancastro. La roccia è generalmente compatta, a tratti fratturata, con discontinuità sub-verticali aperte e chiuse, con superfici da mediamente a molto ruvide e talora patine di ossidazione rossastre. Sono presenti livelli debolmente cementati. Talora prelevata sotto forma di sottili dischi.
Ad	Andesite prelevata come sabbia e ghiaia di colore grigio nerastro da poco a mediamente addensata.
Ca	Calcari fratturati, debolmente cementati, a grana da fine a media, di colore marrone chiaro, con discontinuità chiuse ed aperte, da sub-orizzontali a sub-verticali.

Tabella 5.1: Classificazione geotecnica dei terreni

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

Dal punto di vista geotecnico è possibile osservare come il tracciato attraversi stratigrafie a tratti omogenee:

- Dalla progressiva 0+000 alla progressiva 1+140 si individua uno strato di arenarie Ar poco cementate con spessore indefinito, ricoperte da terreni vegetali e, a zone, di origine alluvionale. Dai sondaggi eseguiti le arenarie facenti parte questa porzione del tracciato risultano poco cementate e sono state prelevate come sabbie sciolte con ghiaia SGL o con limo LS.
- Dalla progressiva 1+140 alla progressiva 2+460 le arenarie Ar vengono ricoperte da uno strato a spessore crescente di conglomerati Cg. Al raggiungimento della progressiva 2+460 è stata individuata una faglia che determina la scomparsa repentina dei conglomerati.
- Dalla progressiva 2+460 alla progressiva 5+940 si presenta uno strato superficiale di sabbia con ghiaia limosa SGL fino a spessori massimi di 7 m a ricoprimento di arenarie Ar a grana medio-fina. L'unità SGL presenta delle lenti di materiale più fine appartenenti all'unità LS.
- Dalla progressiva 5+940 alla progressiva 6+560 le arenarie Ar sono ricoperte da uno strato di marne M con spessori massimi di 10 m. A loro volta le marne sono ricoperte da SGL a partire dal piano campagna e per profondità massime di 7 m. Il contatto tra le sabbie arenacee SGL e le marne M, localizzato alla progressiva 5+940, è ipotizzato a vantaggio di sicurezza più vicino al sondaggio S05_DH. In corrispondenza della progressiva 6+560 si individua una seconda faglia.
- Dalla progressiva 6+560 alla progressiva 8+980 il profilo si mantiene omogeneo in accordo a quanto esposto al punto precedente. Lo strato di sabbie arenacee SGL superficiale assume spessori massimi di 6 m e si presenta a tratti più limoso (LS), mentre le marne M presenti a ricoprimento delle arenarie assumono spessori massimi di 20 m. Nella porzione finale del tratto in esame si ha un progressivo assottigliamento della sezione marnosa, che risulta presente nel sondaggio S08_DH per uno spessore di 2,5 m e che non è più apprezzabile nel sondaggio S09_PZ.
- Dalla progressiva 8+980 alla progressiva 9+740 la stratigrafia si mantiene omogenea al resto del tracciato. Si riscontrano spessori omogenei superficiali di sabbie SGL e limi sabbiosi LS, entrambi di origine arenacea, a ricoprimento delle arenarie Ar del sottofondo. Tale unità rocciosa risulta a sezioni affiorante.
- Dalla progressiva 9+740 alla progressiva 10+160 si presenta una situazione unica nel tracciato. Si osserva la presenza di un bacino vulcanico riempito di andesiti Ad, con spessori massimi di 13 m, debolmente cementate e prelevate come sabbie grosse. Le andesiti sono ricoperte da conglomerati poligenici Cg compatti con forte componente vulcanica e con spessori massimi di 7 m. In superficie, dal piano campagna fino alla comparsa dei conglomerati, si riscontrano limi e sabbie arenacee LS. Si riconosce infine,

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

al di sotto delle andesiti, un'alternanza di arenarie Ar e andesiti Ad con spessori non ben determinabili a causa della profondità limitata del sondaggio.

- Dalla progressiva 10+160 alla progressiva 11+120 le arenarie Ar tendono ad affiorare, presentando a zone una forte componente calcarenitica ed in particolare tra le progressive 10+320 e 10+700, dove è possibile apprezzare la presenza di calcari superficiali.
- Dalla progressiva 11+120 alla progressiva 13+040 le arenarie Ar tendono ad affiorare, a zone ricoperte da sabbie SGL con spessori massimi di 10 m. Il grado di cementazione tende a diminuire con la progressiva.
- Dalla progressiva 13+040 alla progressiva di fine tracciato 16+280 le arenarie sono debolmente cementate e vengono sostituite integralmente, fino alla progressiva 13+640, da sabbie SGL. Non risulta chiaramente individuabile il passaggio da roccia a materiale sciolto (progressiva 13+040) e da materiale sciolto a roccia (progressiva 13+640). Le arenarie Ar vengono ricoperte da limi e sabbie LS, con spessori massimi di oltre 20 m, fino alla progressiva di fine tracciato.

Grazie all'esaustiva campagna di indagini svolta è stato possibile ricavare informazioni tali da permettere la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce di fondazione. Risultano tuttavia presenti alcune unità meno indagate poiché presenti nel tracciato solo in porzioni estremamente ridotte. Nei casi in cui non sia possibile ricavare un range affidabile delle unità geotecniche, a vantaggio di sicurezza si è proceduto all'assimilazione di queste ad unità limitrofe con caratteristiche peggiori. Tale valutazione è stata fatta sulla base delle caratteristiche rilevate e dei dati di letteratura.

I terreni di cui sopra sono qui riportati:

- Il detrito DT si riscontra nei sondaggi S01_DH, S17_PZ ed S18_DH per estensioni massime di 3,5 m. Tale unità, probabilmente di origine alluvionale, ha subito rimaneggiamenti dovuti alle attività umane, come si osserva dalle foto delle monografie allegate ai sondaggi. A causa della carenza di campioni prelevati in questi terreni e della sostanziale conformità con l'unità LS l'unità verrà caratterizzata con equali parametri meccanici.
- I conglomerati Cg si riscontrano nei sondaggi S10 ed S11_DH per spessori massimi di 7 m.
- Le marne M si riscontrano nei sondaggi S05_DH, S06_PZ ed S07_DH per spessori massimi di 10 m.
- Le Andesiti Ad si riscontrano unicamente nel sondaggio S11_DH per uno spessore di 13 m al di sotto dei conglomerati Cg. A causa del basso livello di cementazione e della sostanziale assenza di dati, a favore di sicurezza, l'unità viene inglobata alle sabbie SGL di origine arenacea.

- I calcari Ca si riscontrano unicamente nel sondaggio S12 per uno spessore di 7 m.

Nelle pagine che seguono si illustrano, per ciascuno dei terreni indicati nella classificazione geotecnica, le principali caratteristiche fisiche e meccaniche determinate con le indagini in sito e di laboratorio. In particolare, si è fatto riferimento alle campagne di indagine recenti eseguite sui terreni di fondazione, i cui risultati sono riportati negli specifici elaborati allegati al progetto, corredati di tabelle di sintesi, ai quali si rimanda per i dettagli sui valori sperimentali analizzati nella presente relazione.

I parametri di resistenza dei terreni a grana fina in termini di sforzi effettivi sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio (prove di taglio diretto CD, prove di compressione triassiale CIU e CID).

La resistenza a taglio non drenata dei terreni a grana fina c_u è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera ELL), sia all'interpretazione dei risultati delle misure con il penetrometro tascabile sulle carote estratte nel corso dei sondaggi e delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per le prove SPT si è fatto riferimento alle formule di Stroud (1974) e di Terzaghi & Peck, che correlano la c_u all' N_{60} , con N_{60} numero di colpi corretto per tenere conto dei fenomeni dissipativi durante il passaggio da energia cinetica del maglio a onda di energia di compressione delle aste (Schmertmann 1978). Si riportano di seguito le formule utilizzate:

$$c_u = 3,5 \div 6,5 \cdot N_{60}$$

$$c_u = 6,7 \cdot N_{60}$$

Per la determinazione del modulo edometrico M si fa riferimento ai risultati delle prove di compressione edometrica e più in generale anche alle formule di Stroud & Butler per l'interpretazione delle prove SPT.

I terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi effettivi, determinati sulla base dei risultati di prove di laboratorio (taglio diretto CD, triassiali CIU e CID) e di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT utilizzando le seguenti correlazioni:

- American Road Bridge per sabbie limose:

$$\varphi' = 15 + \sqrt{15 N_{60}}$$

- Shioi & Fukuni (1982) per sabbie e ghiaie:

$$\varphi' = 0,3 \times N_{60} + 27^\circ$$

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

- Owasaki & Iwasaki per sabbie e sabbie ghiaiose:

$$\phi' = 15 + \sqrt{20 N_{60}}$$

- Meyerhof (1965) per sabbie con percentuale di limo inferiore al 5%:

$$\phi' = 29,47 + 0,46N_{60} - 0,004N_{60}^2$$

- Meyerhof (1965) per sabbie con percentuale di limo superiore al 5%:

$$\phi' = 23,70 + 0,57N_{60} - 0,006N_{60}^2$$

- Peck, Hanson and Thornburn (1956) per sabbie e ghiaie:

$$\phi' = 0,28 \times N_{SPT} + 27,2^\circ$$

Per la determinazione della densità relativa D_R dei terreni sabbioso-ghiaiosi si è fatto riferimento alle correlazioni che legano il numero di colpi N_{SPT} a D_R :

- Gibbs & Holtz (1957):

$$N_{SPT} = \left(17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}} \right) D_R^2$$

- Schultze & Mezembach (1961):

$$\ln(D_R\%) = 0,478 \times \ln(N_{SPT}) - 0,262 \times \ln(\sigma'_{v0}) + 2,84$$

- Skempton (1986):

$$D_R = \left| \frac{N_{160}}{a + b\sigma'_{v0}} \right|^{0,5}$$

I valori del modulo di taglio G_0 e del modulo di elasticità E_0 iniziali sono stati ricavati a partire dai valori della velocità delle onde di taglio V_s ottenuti indirettamente a partire dai valori di N_{SPT} .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove Down-Hole oppure valutata indirettamente, dai risultati delle prove SPT, per mezzo dell'equazione di Ohta & Goto (1978):

$$V_s = C_s \times N_{60}^{0,17} \times z^{0,199} \times \alpha \times \beta$$

dove:

- z è la profondità di calcolo (m dal p.c.) della velocità di propagazione delle onde di taglio;
- α è il fattore che tiene conto dell'età geologica del deposito (v. tabella sotto);
- β è il fattore che tiene conto della granulometria del deposito (v. tabella sotto).

	Depositi recenti	Depositi antichi
α	1,0	1,3

Tabella 5.2: Coefficiente A funzione dell'epoca geologica del deposito

	Ghiaia	Sabbia ghiaiosa	Sabbia grossa	Sabbia media	Sabbia fina
β	3500	3287	20336	329	62

Tabella 5.3: Coefficiente B funzione della composizione granulometrica del deposito

Il modulo di taglio a piccolissime deformazioni G_0 si ricava dalla seguente espressione:

$$G_0 = V_s^2 \times \frac{\gamma}{g}$$

dove:

- γ è il peso dell'unità di volume del terreno (kN/m^3);
- g è l'accelerazione di gravità pari a $9,81 \text{ m/s}^2$.

Pertanto, risulta:

$$E_0 = 2 G_0 (1 + \nu)$$

con ν modulo di Poisson.

Per la stima del modulo elastico operativo E'_{op} dei terreni a granulometria prevalentemente sciolta a partire dai risultati delle prove SPT, si è fatto ricorso a relazioni empiriche:

- $E'_{op} = 2,0 \times N_{60}$ (Schmertmann - per sabbia a grana grossa);
- $E'_{op} = 1,2 \times N_{60}$ (Schmertmann - per sabbia a grana media);
- $E'_{op} = 18,57 + 0,765 N_{60}(1 - \nu^2)$ (D'Appolonia – per sabbie normal consolidata);
- $E'_{op} = \frac{191+7,71 \times N_{60}}{10}$ (D'Appolonia – per sabbia e ghiaia normalmente consolidata);
- $E'_{op} = 15 \times \ln\left(\frac{N_{60}}{60} \times 55\right)$ (European Conference on SPT, 1974 – per sabbia normal consolidata);

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

- $E'_{op} = 1,2 \times \left(6 + \frac{N_{60}}{60} \times 55\right)$ (European Conference on SPT, 1974 – per sabbia ghiaiosa e ghiaia);

Per caratterizzare l'ammasso roccioso si ricorre alla classificazione di Bieniawsky e ai criteri di rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

La classificazione di Bieniawsky prevede la determinazione dell'indice RMR (Rock Mass Rating) attraverso lo studio delle caratteristiche della roccia intatta e dei sistemi di discontinuità dell'ammasso, determinabili tramite prove in laboratorio e misure in sito.

$$RMR = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6$$

con:

- A_1 parametro dipendente dalla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci} o dalla resistenza a punzonamento I_s determinata tramite point load test;
- A_2 parametro dipendente dall'indice RQD (Rock Quality Designation), determinabile dall'osservazione delle cassette dei carotaggi;
- A_3 parametro dipendente dalla spaziatura delle discontinuità;
- A_4 parametro dipendente dalle caratteristiche delle discontinuità (persistenza, apertura, rugosità, alterazione, riempimento);
- A_5 parametro dipendente dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m;
- A_6 parametro di correzione per l'orientamento delle discontinuità rispetto al fronte di scavo, differenziato per gallerie e fondazioni.

Il criterio di Hoek-Brown permette di determinare le caratteristiche dell'ammasso roccioso sulla base dei seguenti parametri:

- σ_{ci} ;
- GSI, Geological Strength Index, calcolato dall'RMR nelle condizioni di assenza di venute d'acqua, orientazione molto favorevole delle discontinuità e riducendo tale valore di 5;
- m_i , parametro costante dipendente dal materiale dell'ammasso;
- D , grado di disturbo dell'ammasso causato dallo scavo;
- γ_{rm} , densità dell'ammasso roccioso;
- h , profondità rispetto al piano campagna della galleria.

Durante i successivi calcoli si utilizzeranno i parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb, determinati in funzione dei parametri di Hoek-Brown attraverso le seguenti relazioni:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}((1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n})(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{((1+a)(2+a))}}}$$

con:

- a, s costanti per l'ammasso roccioso calcolati sulla base del GSI e del grado di disturbo D;
- m_b , valore ridotto dell'mi per l'ammasso;
- $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

5.1 Terreni sciolti

5.1.1 Detrito – DT

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica "DT" sono stati presi in esame i risultati delle prove in sito (prove SPT) e delle prove di laboratorio.

Sono stati prelevati cinque campioni tra indisturbati e rimaneggiati, di seguito elencati:

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S01_DH	CR1	1,70	2,00
S01_DH	CI1	3,00	3,50
S17_PZ	CR1	0,80	1,00
S18_DH	CI1	1,50	2,00
S18_DH	CI2	3,50	4,00

Tabella 5.4: detrito DT – campioni prelevati

Sono stati inoltre considerati i risultati delle prove SPT condotte alle seguenti profondità:

Sondaggio	Profondità [m]	N _{value}
S17_PZ	1,60	79
S18_DH	2,00	35

Tabella 5.5: detrito DT – prove SPT

Come evidenziato nei risultati delle analisi granulometriche, nei campioni prelevati tra le profondità 0 m e 3,5 m dal p.c., prevale la frazione a grana medio-grossa, anche se l'unità presenta condizioni eterogenee.

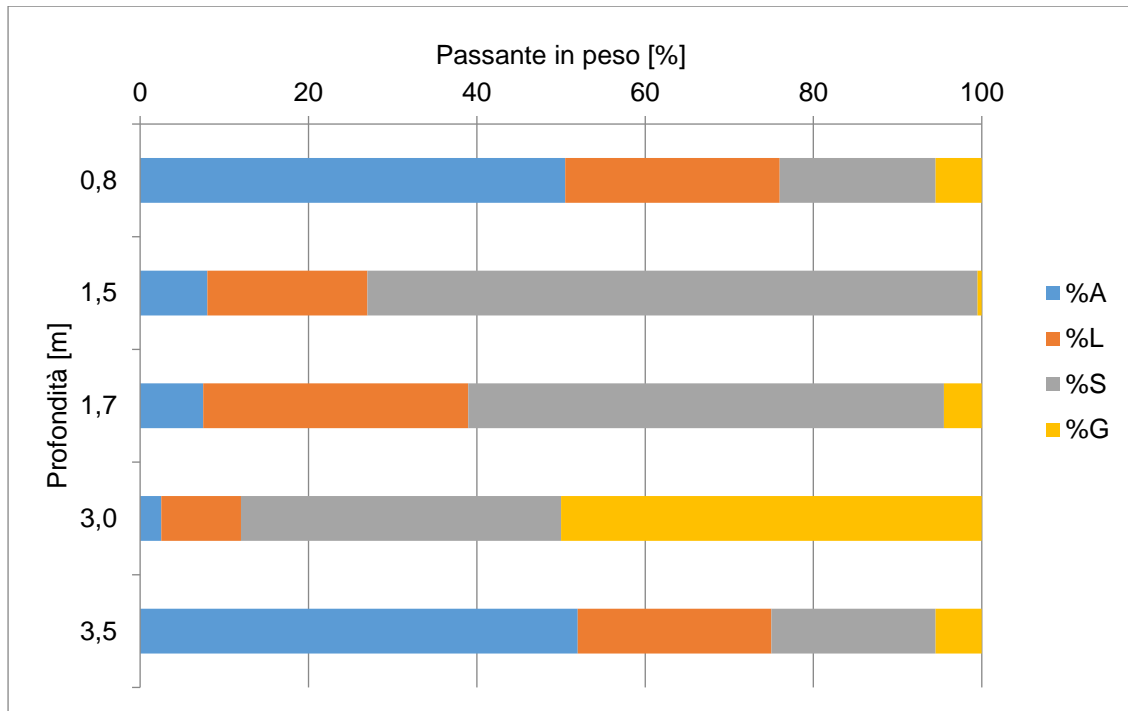


Figura 5.1: Composizioni granulometriche – DT

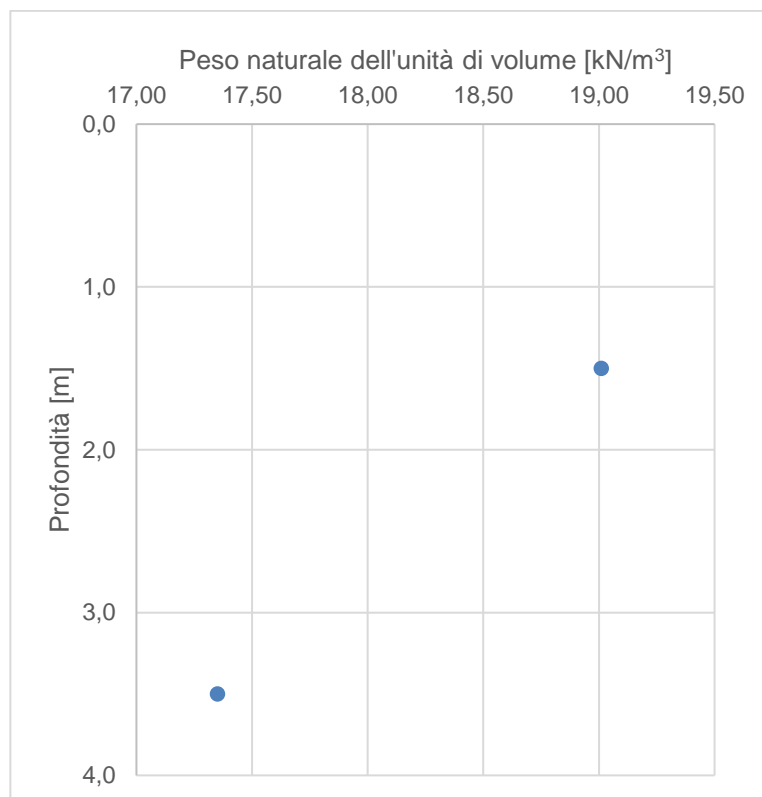


Figura 5.2: Peso dell'unità di volume – DT

Il peso dell'unità di volume mostra valori variabili tra circa 17 e 19 kN/m³.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP), calcolate nei due campioni a grana più fina, possono variare come segue:

LL = limite liquido = 45% ÷ 82 %

IP = 17% ÷ 51 %.

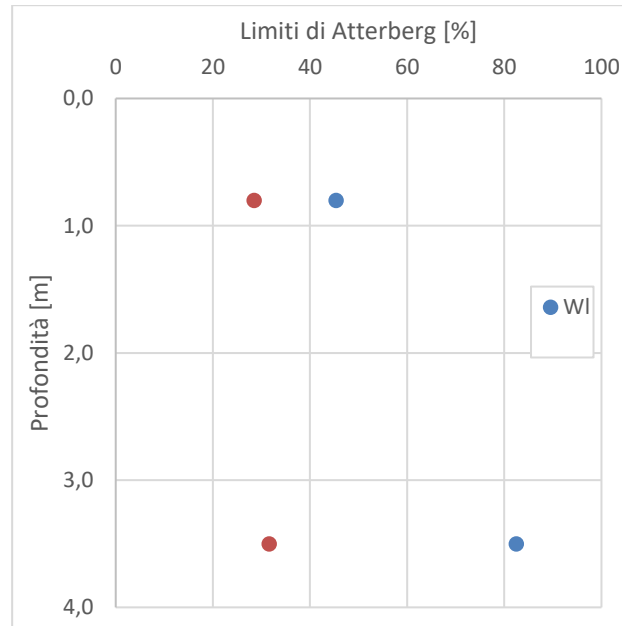


Figura 5.3: Limiti di Atterberg – DT

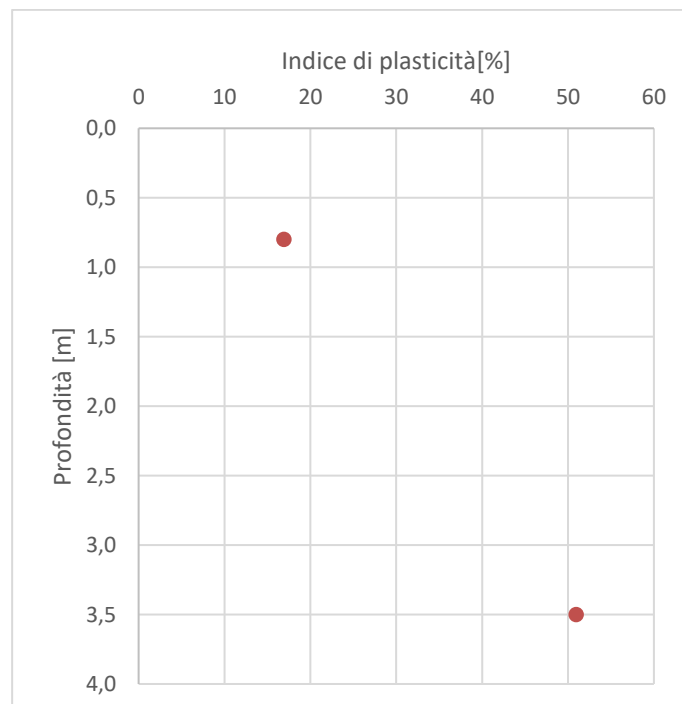


Figura 5.4: Indice di plasticità – DT

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, il ridotto numero di prove e la natura rimaneggiata del terreno non permette di definire caratteristiche meccaniche univoche. Durante

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

i successivi calcoli e nella realizzazione del profilo geotecnico il detrito è stato considerato come facente parte dell'unità LS.

5.1.2 *Limo sabbioso e Sabbia limosa – LS*

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica LS sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio. Nello specifico, le caratteristiche fisiche e le proprietà indice del materiale (% frazioni granulometriche, peso dell'unità di volume, limite di liquidità w_l , indice di plasticità I_p) sono state ricavate dall'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati. Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento, in termini di tensioni totali, ai risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate CUU, in termini di tensioni efficaci, alle prove di taglio diretto TD, alle prove triassiali consolidate non drenate CIU e alle prove triassiali consolidate e drenate CID. I risultati delle prove sono stati successivamente confrontati con i risultati delle prove in sito al fine di confermare i range determinati con le prove di laboratorio. Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità, sono state prese in esame le prove edometriche.

Sono stati presi in considerazione i seguenti campioni e le seguenti prove SPT.

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S02_PZ	CR1	0,70	1,00
S02_PZ	CR2	3,70	4,00
S02_PZ	CI1	7,50	8,00
S02_PZ	CI2	12,00	12,50
S02_PZ	CR3	18,20	18,60
S04_PZ	CI1	4,00	4,70
S06_PZ	CI1	2,00	2,50
S07_DH	CR1	1,00	1,20
S07_DH	CI1	2,50	3,00
S08_DH	CI1	4,36	4,55
S08_DH	CI1	4,55	4,86
S09_PZ	CR1	0,70	1,00
S09_PZ	CI1	3,00	3,60
S11_DH	CI1	1,50	2,00
S11_DH	CI2	6,00	6,50
S13_DH	CR1	1,00	1,40
S13_DH	CR2	3,70	4,00
S14_PZ	CR1	1,00	1,30
S14_PZ	CR2	3,60	4,00

CA356

Relazione geotecnica generale

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S14_PZ	CR3	6,00	6,40
S14_PZ	CR4	14,70	15,00
S16_DH	CR3	8,10	8,50
S17_PZ	CI1	3,00	3,60
S17_PZ	CR2	8,70	9,00
S17_PZ	CR3	14,50	15,00
S18_DH	CI3	6,00	6,50
S18_DH	CR1	9,00	9,40
S19_PZ	CR1	1,00	1,40
S19_PZ	CI1	3,00	3,60
S19_PZ	CR2	12,60	13,00
S20_DH	CI1	2,50	3,00
S20_DH	CI2	4,50	5,00
S20_DH	CR1	7,50	7,85
S20_DH	CR2	9,70	10,00
S20_DH	CR3	29,50	30,00
S20_DH	SPT1	1,50	1,95
S20_DH	SPT2	3,50	3,95
S20_DH	SPT3	6,00	6,45
S20_DH	SPT4	8,00	8,45

Tabella 5.6: limo sabbioso e sabbia limosa LS – campioni prelevati

Sondaggio	Profondità [m]	N _{value}
S02_PZ	3,00	17
S04_PZ	1,50	18
S06_PZ	1,00	12
S06_PZ	3,00	63
S07_DH	1,50	13
S07_DH	4,00	12
S08_DH	1,50	9
S09_PZ	1,30	12
S11_DH	2,50	38
S11_DH	4,50	22
S16_DH	9,00	46
S18_DH	4,50	18
S20_DH	1,50	18
S20_DH	3,50	16
S20_DH	6,00	13
S20_DH	8,00	13

Tabella 5.7: limo sabbioso e sabbia limosa LS – prove SPT

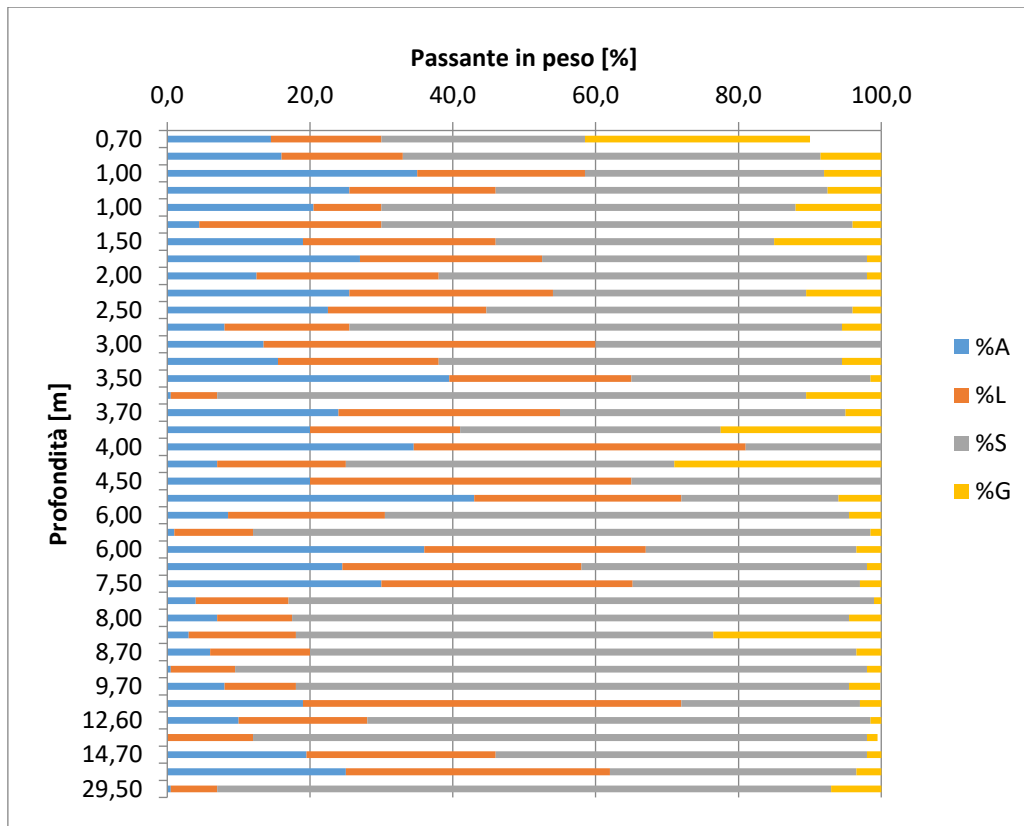


Figura 5.5: Composizioni granulometriche – LS

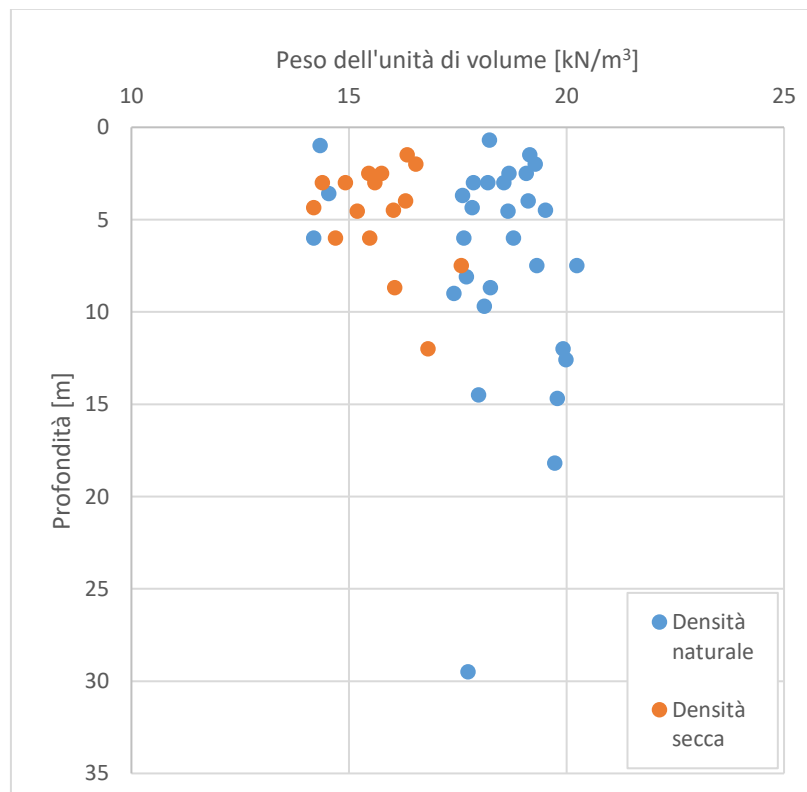


Figura 5.6: Peso dell'unità di volume – LS

Il peso dell'unità di volume mostra valori variabili tra circa 17 e 20 kN/m³, con rari valori inferiori ed isolati nei primi metri. La densità secca risulta inferiore e compresa tra i 14 ed i 17 kN/m³.

Le caratteristiche di plasticità possono variare come segue:

WL = limite liquido = 25% ÷ 60%

IP = 10% ÷ 35%.

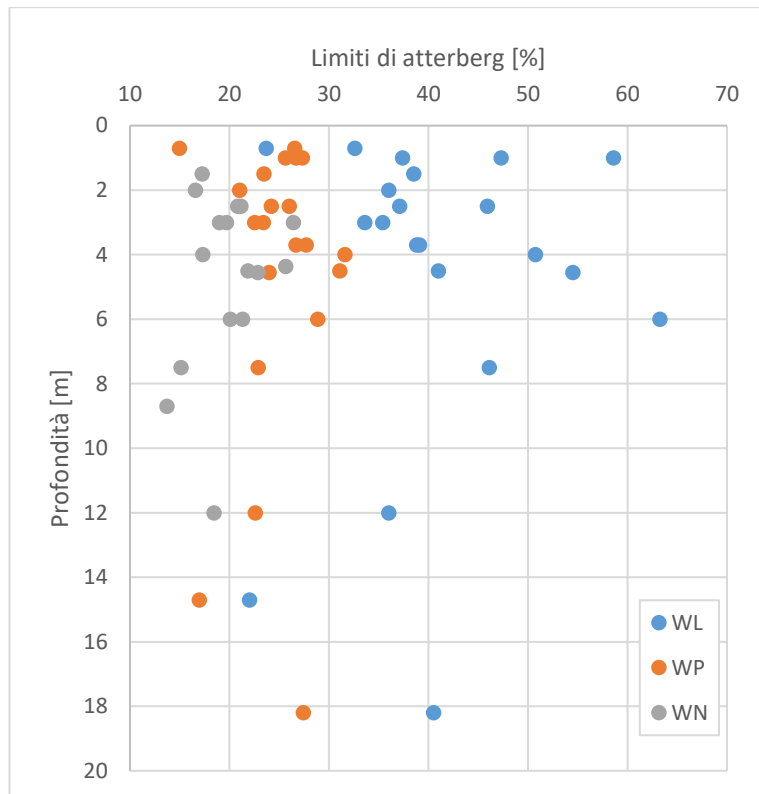
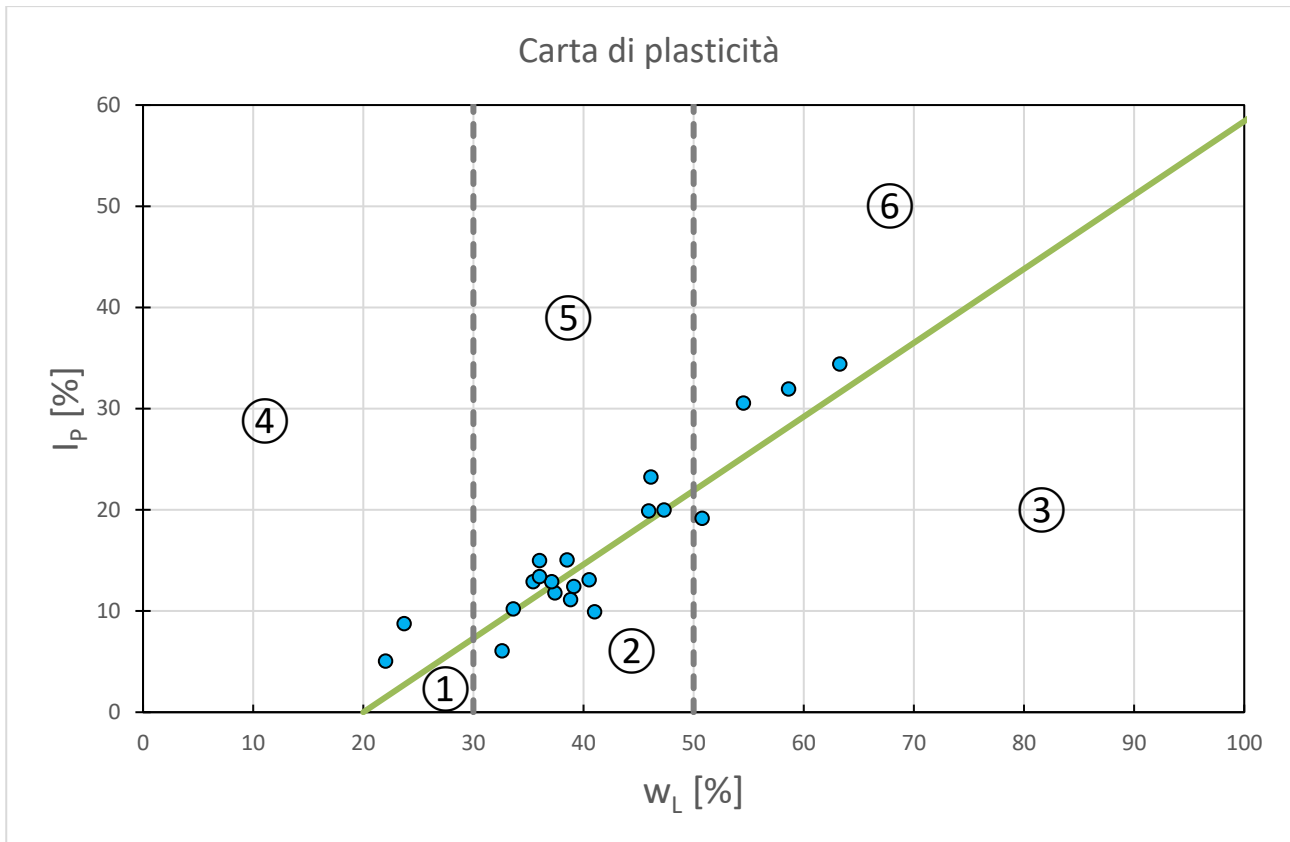


Figura 5.7: Limiti di Atterberg – LS

Facendo riferimento alla "Carta di plasticità di Casagrande", i materiali in oggetto possono essere classificati generalmente come limi inorganici a media compressibilità, da inattivi a normalmente attivi.



①	limi inorganici di bassa compressibilità
②	limi inorganici di media compressibilità e limi organici
③	limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
④	argille inorganiche di bassa plasticità
⑤	argille inorganiche di media plasticità
⑥	argille inorganiche di alta plasticità

Figura 5.8: Carta di Plasticità – LS

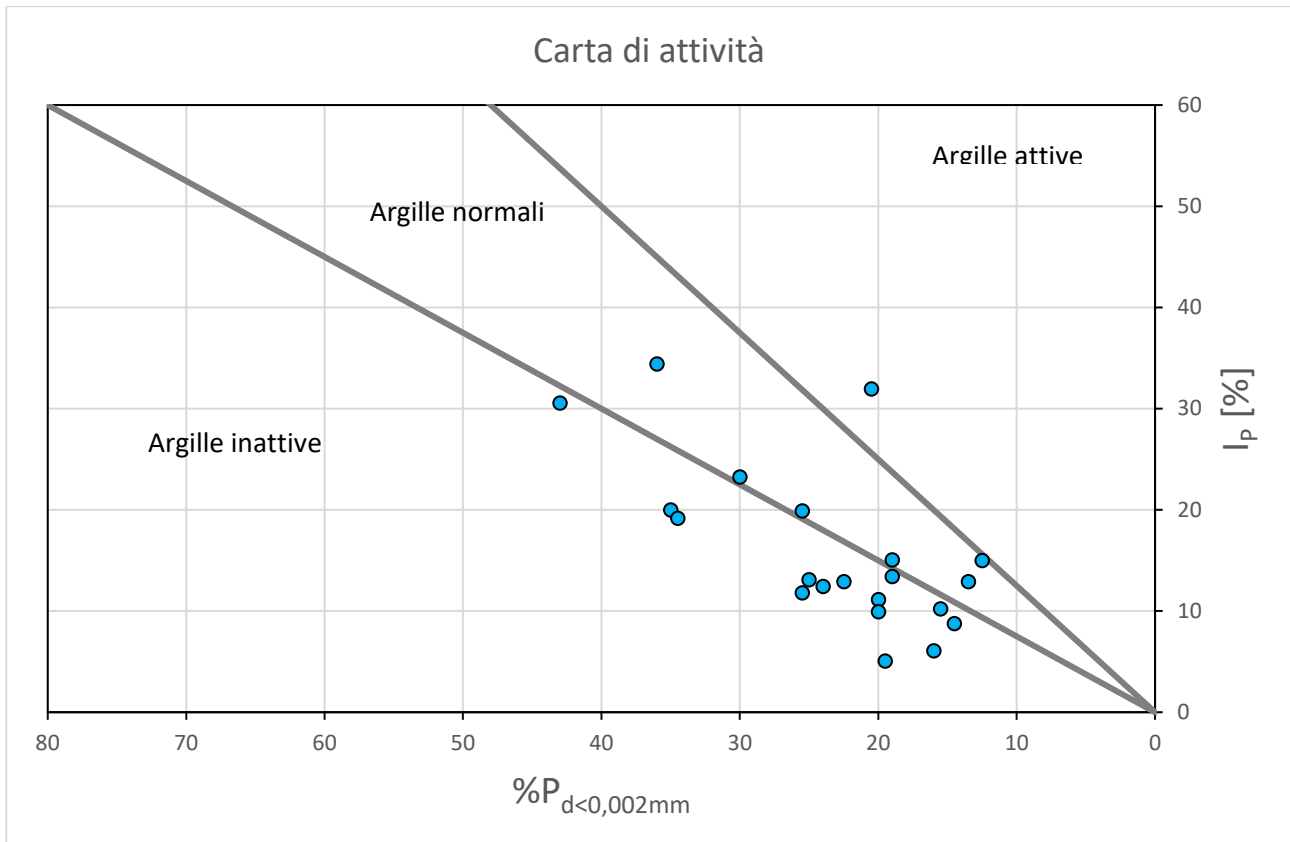


Figura 5.9: Carta di Attività – LS

Per la determinazione della coesione non drenata sono stati presi in considerazione i risultati delle due prove triassiali UU svolte sui campioni S07_DH_C11 ed S11_DH_C11 che hanno restituito valori di c_u variabili tra circa 100 e 140 kPa.

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità del litotipo in esame, i risultati delle prove edometriche di laboratorio forniscono i valori del modulo edometrico e conseguentemente del modulo elastico. In particolare, i valori del modulo edometrico E_{ed} ottenuti con riferimento ai percorsi tensionali relativi alle fasi di carico, risultano variabili tra 3 e 7 MPa. Si riportano di seguito i diagrammi riassuntivi dei risultati delle prove edometriche.

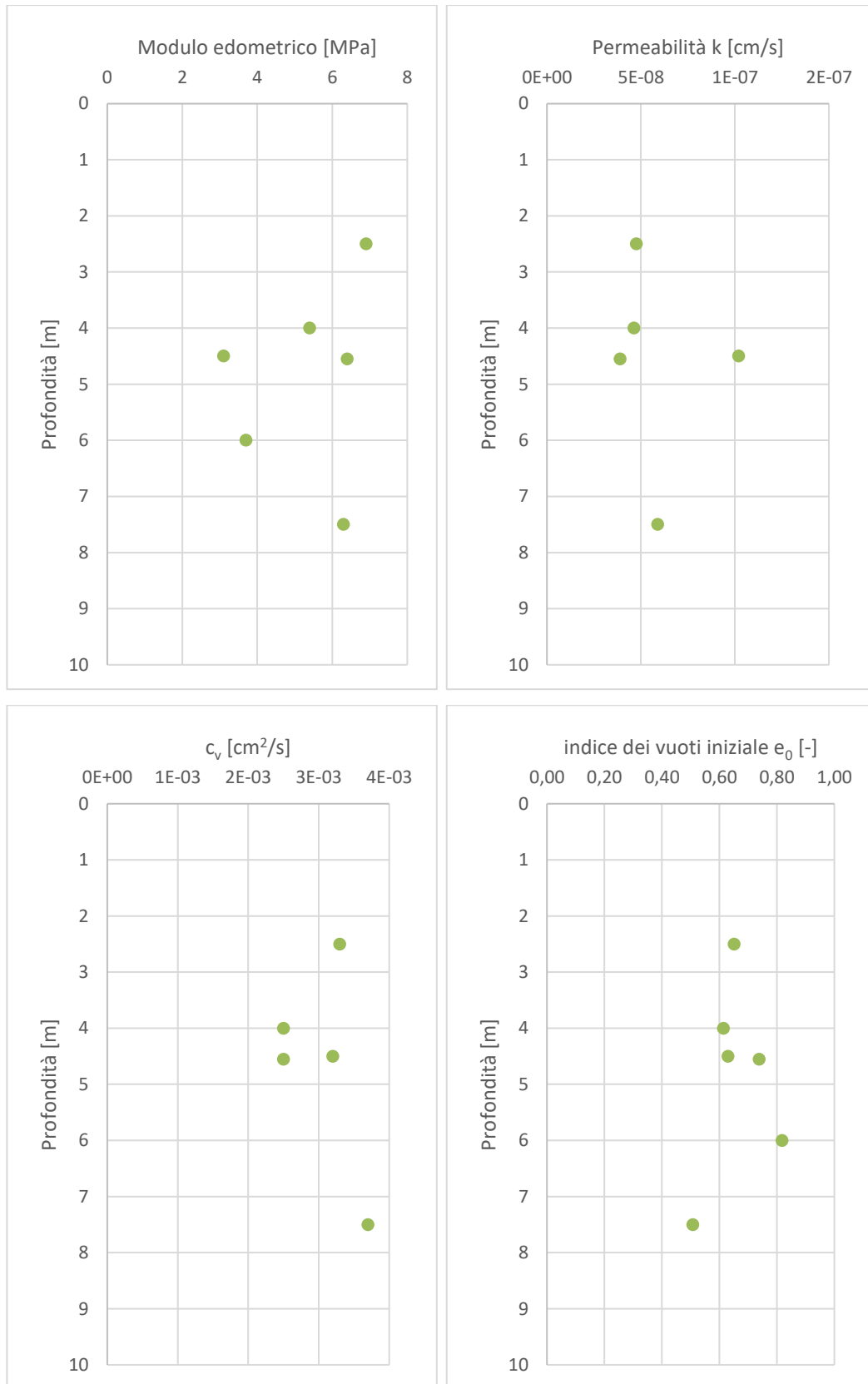


Figura 5.10: Risultati prove edometriche – LS

Dall'analisi delle prove di taglio diretto, triassiali consolidate drenate e triassiali consolidate non drenate si ottengono i seguenti range delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci:

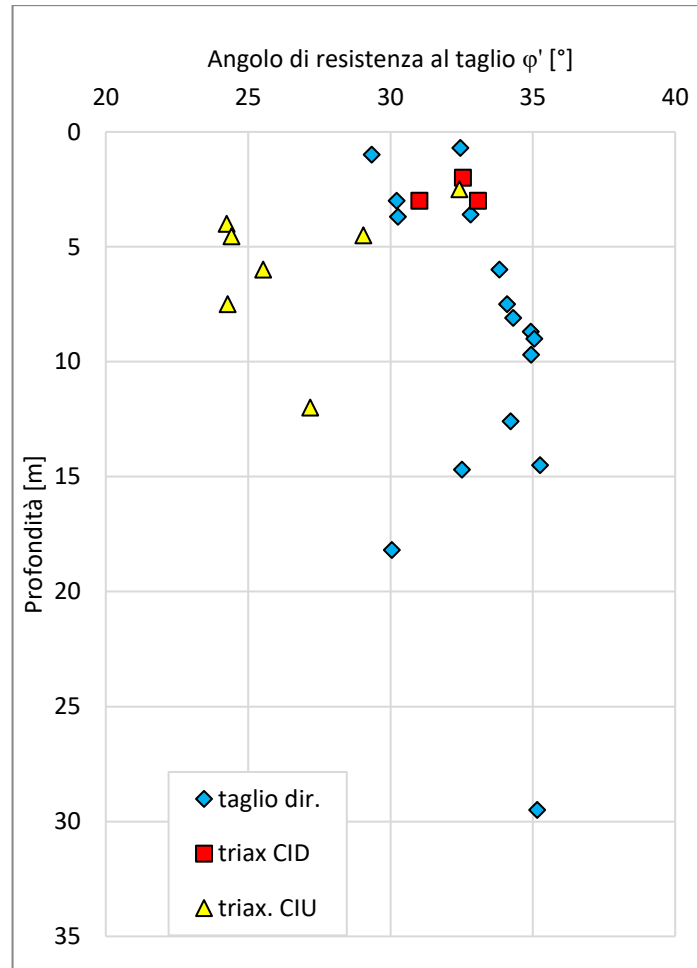


Figura 5.11: Angolo di resistenza al taglio – LS

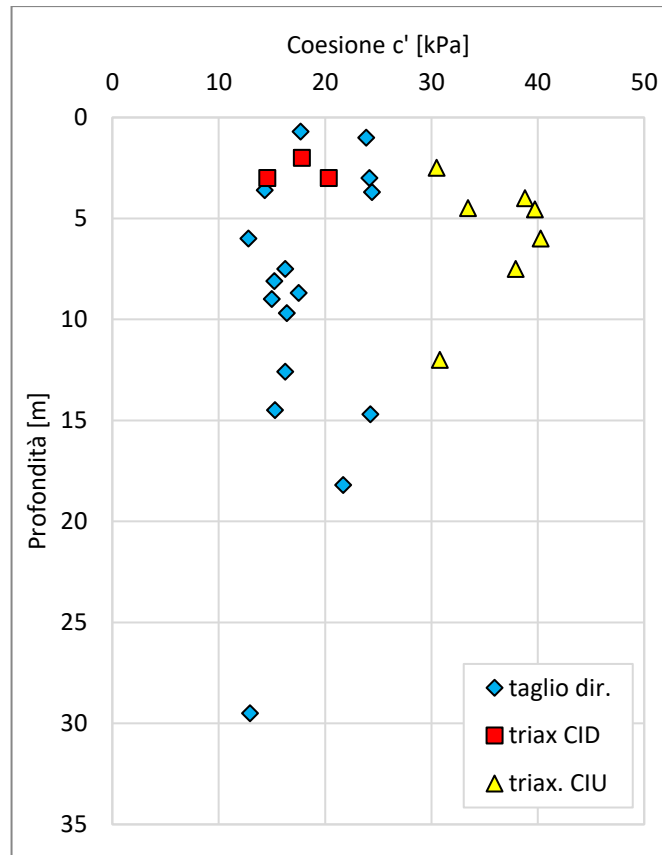


Figura 5.12: Coesione efficace – LS

Sono state infine analizzate le prove SPT svolte sull'unità LS al fine di ottenere un utile confronto con i risultati delle prove di laboratorio.

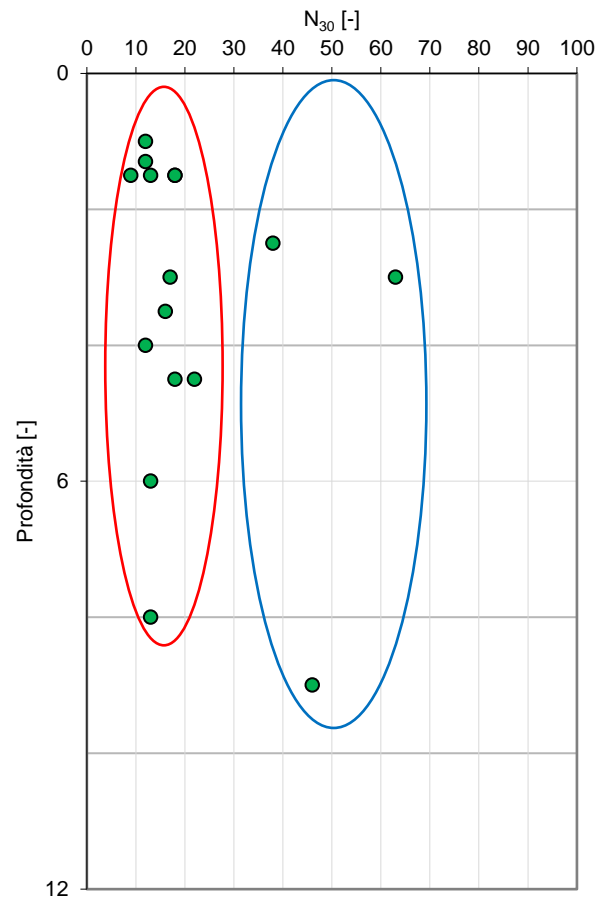


Figura 5.13: Risultati N_{SPT} – LS

In particolare N_{SPT} = 100 rappresenta i valori a rifiuto. In Figura 5.13 è chiaramente individuabile l'area a densità di punti più elevata con N_{SPT} compreso tra 10 e 20. I valori difforni (in blu) sono riconducibili alla componente sabbiosa, che nell'insieme presenta una frazione sabbiosa più elevata, com'è possibile osservare da un confronto tra analisi granulometriche e risultati delle prove SPT.

A vantaggio di sicurezza per la determinazione del modulo edometrico da prove SPT si considerano unicamente i risultati dei campioni riconosciuti come limi sabbiosi.

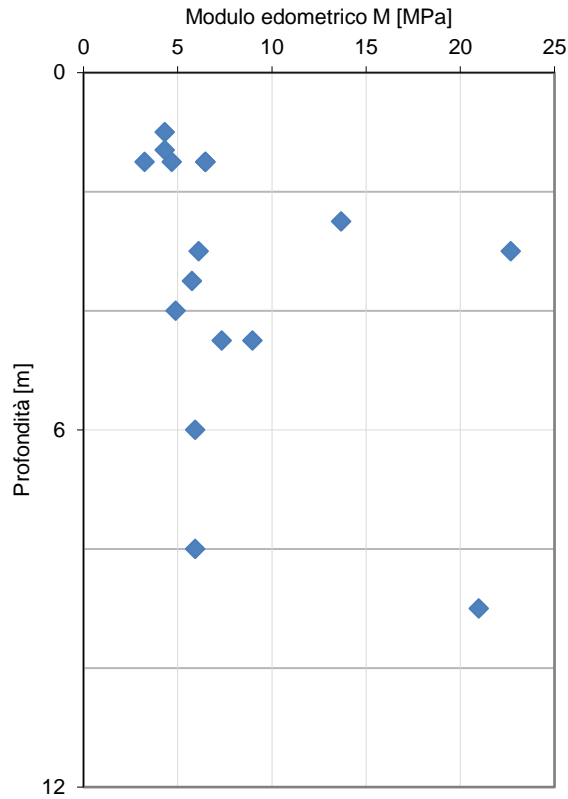


Figura 5.14: Risultati N_{SPT} – modulo edometrico – LS

Si sono ottenuti valori confrontabili con quelli derivanti dalle prove edometriche.

5.1.3 Sabbia con ghiaia limosa e Sabbia con limo ghiaiosa – SGL

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica SGL sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio e delle prove SPT.

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S01_DH	CR2	17,10	17,40
S01_DH	CR3	21,80	22,00
S01_DH	CR4	22,60	23,00
S01_DH	CR5	26,10	26,40
S03	CR1	1,00	1,50
S03	CR2	7,50	7,70
S05_DH	CI1	2,50	3,00
S05_DH	CR1	1,00	1,40
S05_DH	CR2	6,40	6,70

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S09_PZ	CR2	5,60	6,00
S10	CR1	2,60	3,00
S12	CR1	2,00	2,40
S15_DH	CR1	2,60	3,00
S15_DH	CR2	7,00	7,40
S15_DH	CR3	13,00	13,40
S15_DH	CR4	19,40	19,60
S15_DH	CR5	33,00	33,40
S16_DH	CR1	0,80	1,00
S16_DH	CR2	4,60	5,00

Tabella 5.8: sabbia con ghiaia limosa e sabbia con limo ghiaiosa SGL – campioni prelevati

Sondaggio	Profondità [m]	N _{value}
S01_DH	6,00	R
S01_DH	9,00	R
S01_DH	10,00	R
S01_DH	14,00	R
S03	1,50	R
S03	3,00	R
S04_PZ	6,00	R
S05_DH	1,50	12
S05_DH	4,50	21
S05_DH	6,00	48
S08_DH	6,50	R
S09_PZ	4,50	R
S10	1,50	70
S10	3,00	R
S10	5,00	R
S12	1,50	R
S12	2,50	R
S13_DH	4,50	R
S13_DH	6,30	R
S15_DH	1,40	R
S15_DH	3,00	R
S01_C_PZ	1,50	R
S01_C_PZ	3,00	81

Tabella 5.9: sabbia con ghiaia limosa e sabbia con limo ghiaiosa SGL – prove SPT

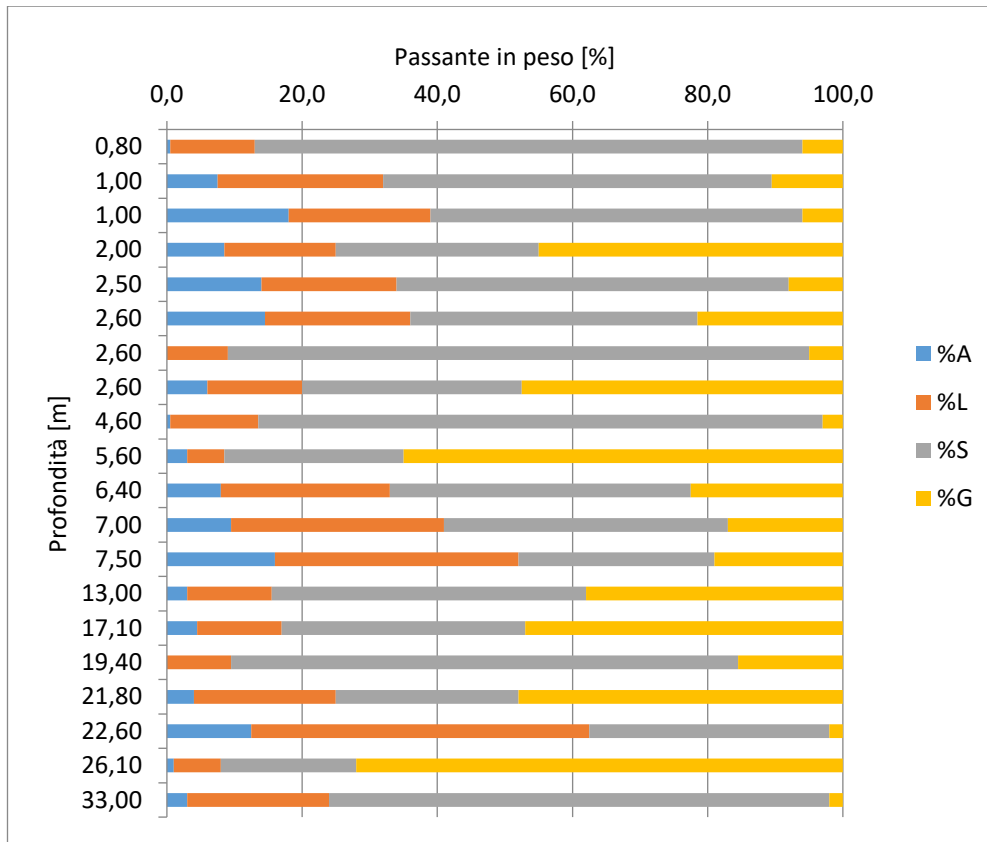


Figura 5.15: Composizione granulometrica –SGL

Il peso dell'unità di volume mostra valori variabili tra circa 18 e 20 kN/m³ con rari picchi al di sotto dei 15 kN/m³.

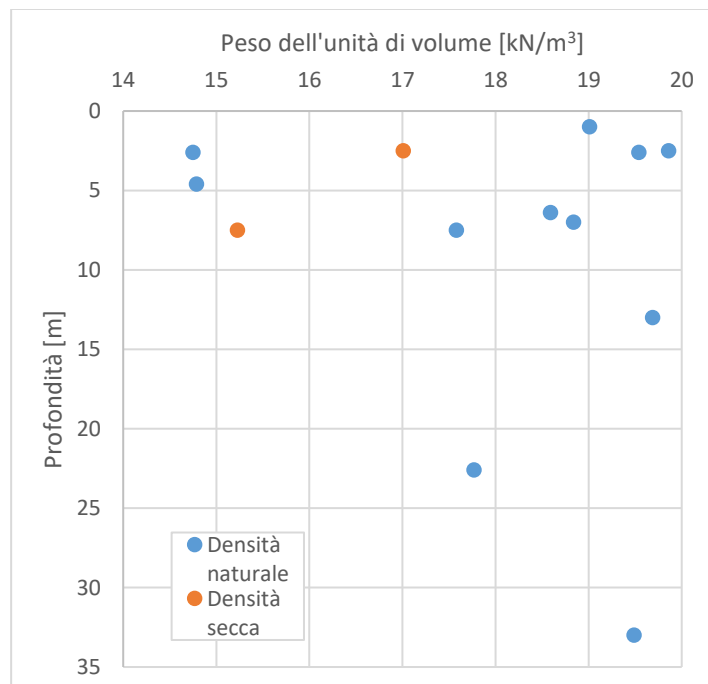


Figura 5.16: Peso unità di volume –SGL

Dalle prove SPT si sono ottenuti valori principalmente a rifiuto, com'è possibile osservare dalla seguente figura.

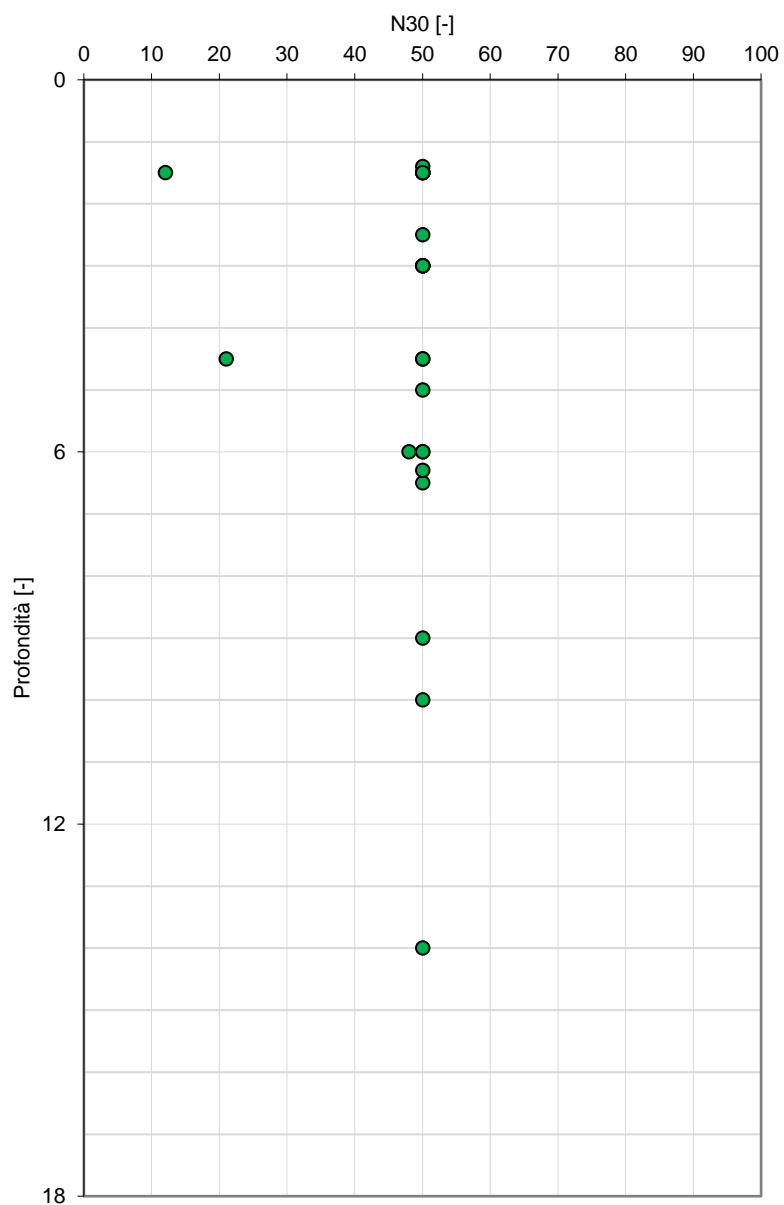


Figura 5.17: Risultati NSPT – SGL

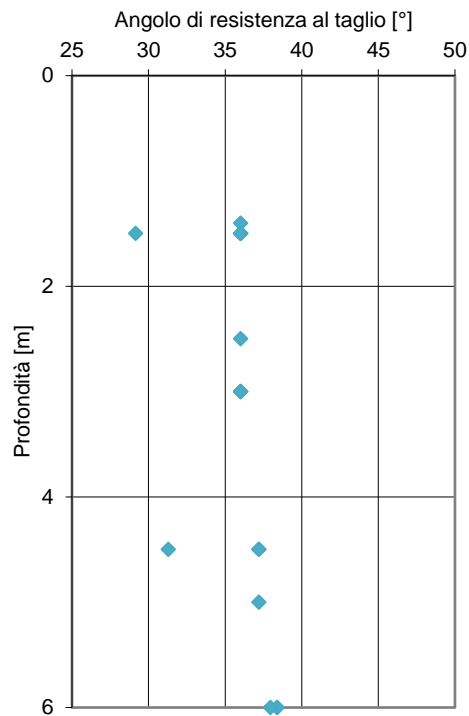


Figura 5.18: Angolo di resistenza al taglio da SPT – SGL

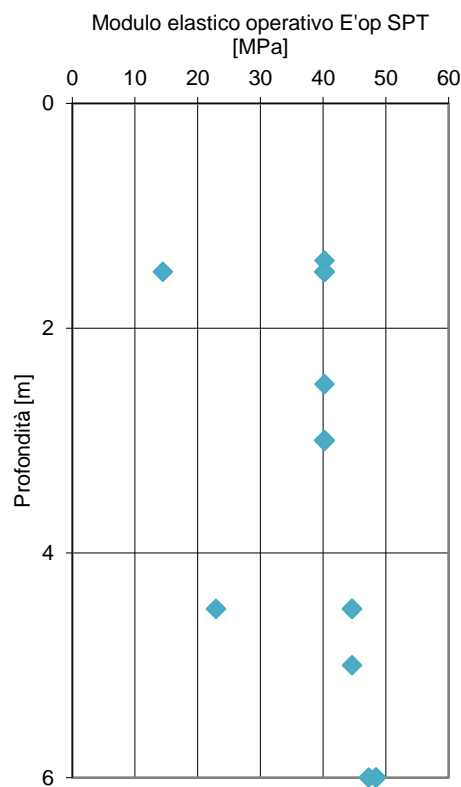


Figura 5.19: Modulo elastico da prove SPT – SGL

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche l'analisi dei risultati delle prove di laboratorio ha restituito i seguenti valori dei parametri di resistenza in condizioni efficaci: $\varphi' = 32 \div 34^\circ$, e $c' \approx 10$ kPa.

Durante le successive fasi della progettazione si sono assunti parametri cautelativi a causa del basso numero di informazioni riguardanti i terreni SGL.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

5.2 Rocce lapidee

5.2.1 Conglomerati – Cg

La caratterizzazione geomeccanica dei conglomerati Cg è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione ricavati da point load test I_{s50} , dalle caratteristiche delle superfici dei giunti e dalla spazatura (valore dell'indice GSI) nonché dal valore dell'indice m_i associato al tipo di roccia. In particolare per la caratterizzazione dell'ammasso sono stati utilizzati i risultati delle due prove point load disponibili condotte su campioni litoidi, prelevati nel sondaggio S11_DH alle profondità di 8,0 (CL1) e 13,3 (CL2), che hanno fornito valori di I_{s50} rispettivamente pari a 1,33 e 4,16 MPa, e il valore di m_i pari a 21 (21 ± 3), ricavato da dati di letteratura per rocce sedimentarie grossolane (Hoek et al.).

Il GSI è stato determinato qualitativamente sulla base delle sole indagini geotecniche e dell'osservazione delle cassette, ottenendo un valore di GSI compreso tra 52 e 65.

Il peso dell'unità di volume risulta approssimativamente pari a 25 kN/m^3 , l'RQD è compreso tra 75 ed 85.

A valle dell'applicazione del modello di Hoek & Brown si determinano i seguenti parametri geotecnici alla Mohr Coulomb:

$c' = 2 \div 7 \text{ MPa}$	coesione;
$\varphi' = 37 \div 41^\circ$	angolo di attrito;
$E = 6,3 \div 23,7 \text{ GPa}$	modulo Elastico.

5.2.2 Marne – M

La caratterizzazione geomeccanica delle marne M è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione ricavati da point load test I_{s50} , dei risultati di prove di compressione monoassiale σ_{ci} effettuati su campioni di roccia intatta, dalle caratteristiche delle superfici dei giunti e dalla spazatura (valore dell'indice GSI) nonché dal valore dell'indice m_i associato al tipo di roccia. In particolare per la caratterizzazione dell'ammasso sono stati utilizzati i risultati delle due prove point load disponibili (S07_DH-CL1 ed S07_DH-CL2), che hanno fornito valori di I_{s50} rispettivamente pari a 1,79 e 3,97 Mpa, del risultato della prova a compressione monoassiale $\sigma_{ci} = 27,14 \text{ MPa}$ (S05_DH-CL1) e un valore di m_i pari a 7 (7 ± 2), ricavato da dati di letteratura per rocce sedimentarie a grana fine (Hoek et al.).

Il GSI è stato determinato qualitativamente sulla base delle sole indagini geotecniche e dell'osservazione delle cassette, ottenendo un valore di GSI compreso tra 49 e 56.

Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra pari a 22 e $23,5 \text{ kN/m}^3$, l'RQD è compreso tra 55 e 65.

CA356

Relazione geotecnica generale

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	
		da	a
S06_PZ	CL4	18,00	18,40
S07_DH	CL3	18,00	18,40
S07_DH	CL4	26,20	26,60
S08_DH	CL1	12,20	12,60
S08_DH	CL2	19,00	19,40
S08_DH	CL3	24,00	24,55
S08_DH	CL4	30,00	30,20
S08_DH	CL5	34,00	34,40
S10	CL1	6,50	7,20
S10	CL2	11,60	12,00
S10	CL3	16,80	17,00
S11_DH	CL3	29,05	29,40
S12	CL2	11,40	11,70
S13_DH	CL1	11,40	11,60
S13_DH	CL2	14,00	14,20
S13_DH	CL3	19,70	20,00
S13_DH	CL4	21,00	21,50
S13_DH	CL5	29,50	30,00
S14_PZ	CL1	16,70	17,00
S15_DH	CL1	26,50	26,80
S16_DH	CL1	10,60	11,00
S16_DH	CL2	17,00	17,30
S16_DH	CL3	28,00	28,30
S18_DH	CL1	14,00	14,50
S18_DH	CL2	19,60	20,00
S18_DH	CL3	29,20	29,50
S20_DH	CL1	12,30	12,60
S20_DH	CL2	19,40	19,70
S20_DH	CL3	24,10	24,50
S01_C_PZ	CL1	7,00	7,50
S01_C_PZ	CL2	14,00	14,40
S01_C_PZ	CL3	19,70	20,00

Tabella 5.10: arenarie Ar - lista campioni

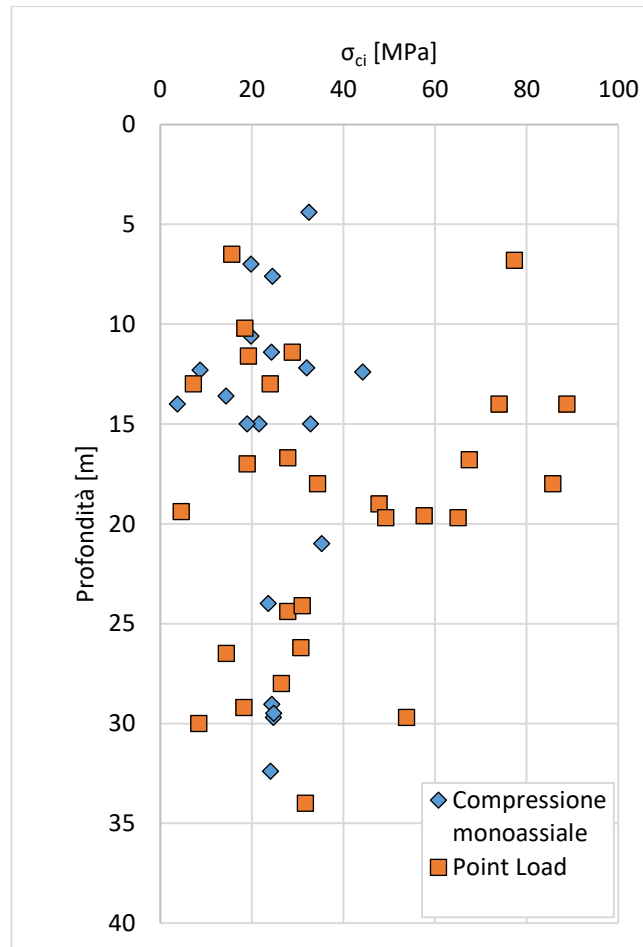


Figura 5.20: Risultati prove di caratterizzazione – Ar

Si noti in particolare l'inconsistenza dei risultati delle prove point load che, com'è noto da letteratura, può fornire valori che differiscono fino al 100% dalle reali resistenze della roccia.

Il GSI è stato determinato qualitativamente sulla base delle indagini geotecniche, dei risultati delle prove di laboratorio e dell'osservazione delle cassette, ottenendo la seguente distribuzione:

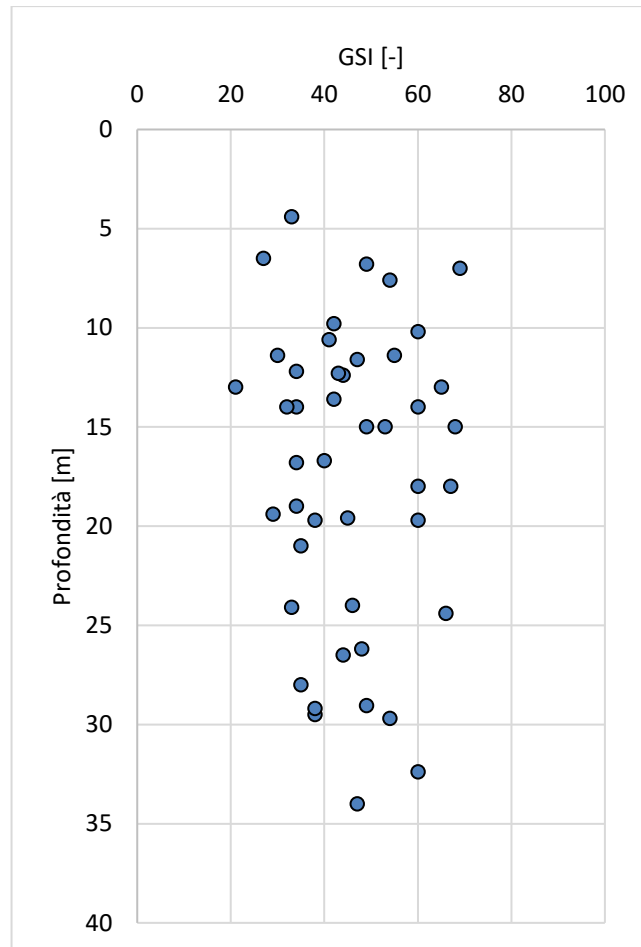


Figura 5.21: GSI – Ar

L'elaborazione dei dati viene effettuata con un eseguibile che permette, in funzione dei valori di σ_{ci} , GSI, m_i , D e in funzione del campo di applicazione, di valutare l'involuppo di rottura e ottenere i parametri alla Mohr & Coulomb per ogni prova. Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, l'elaborazione condotta per il campione S01_DH-CL2:

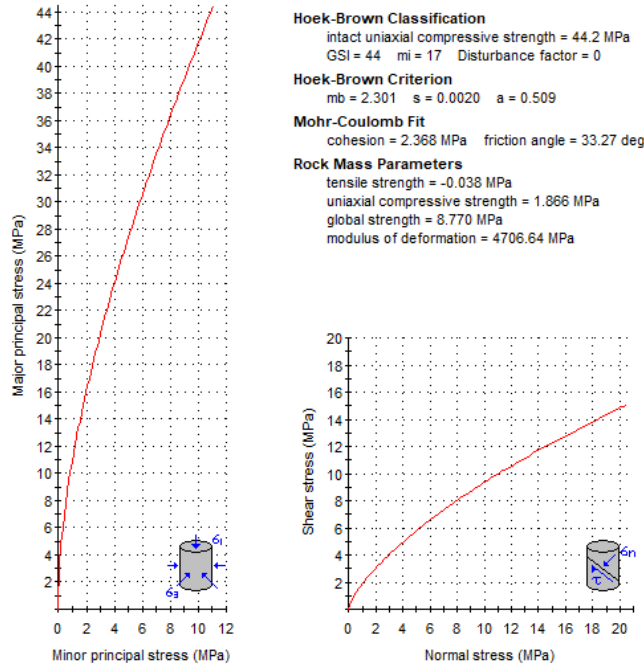


Figura 5.22: elaborazione dati

A valle dell'applicazione del modello di Hoek & Brown si determina la seguente distribuzione dei parametri geotecnici alla Mohr Coulomb:

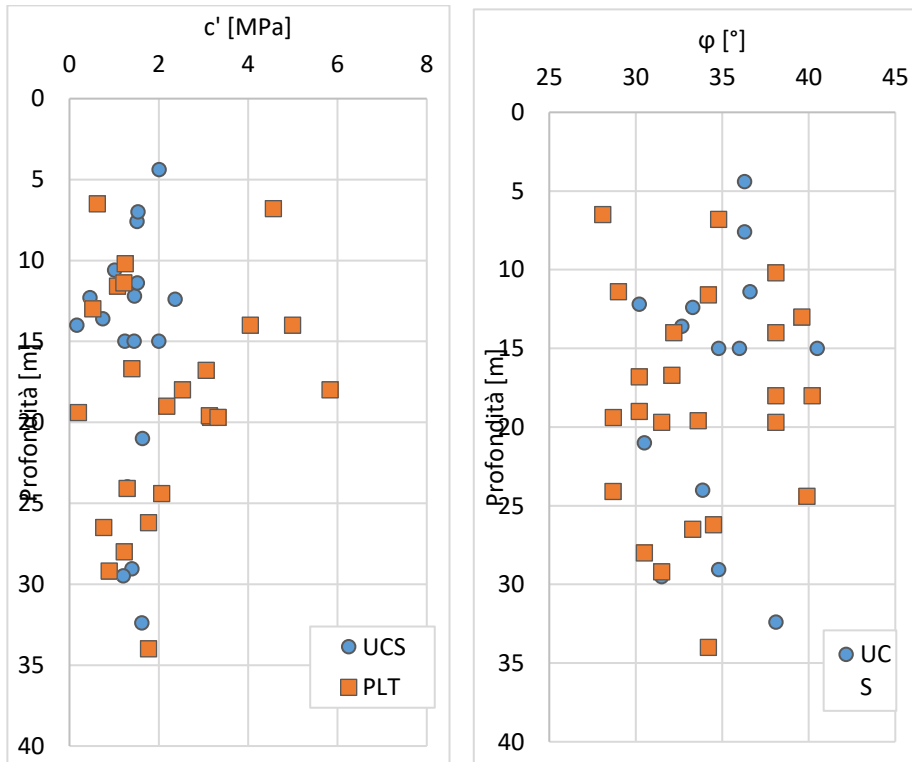


Figura 5.23: coesione e angolo di resistenza al taglio – Ar

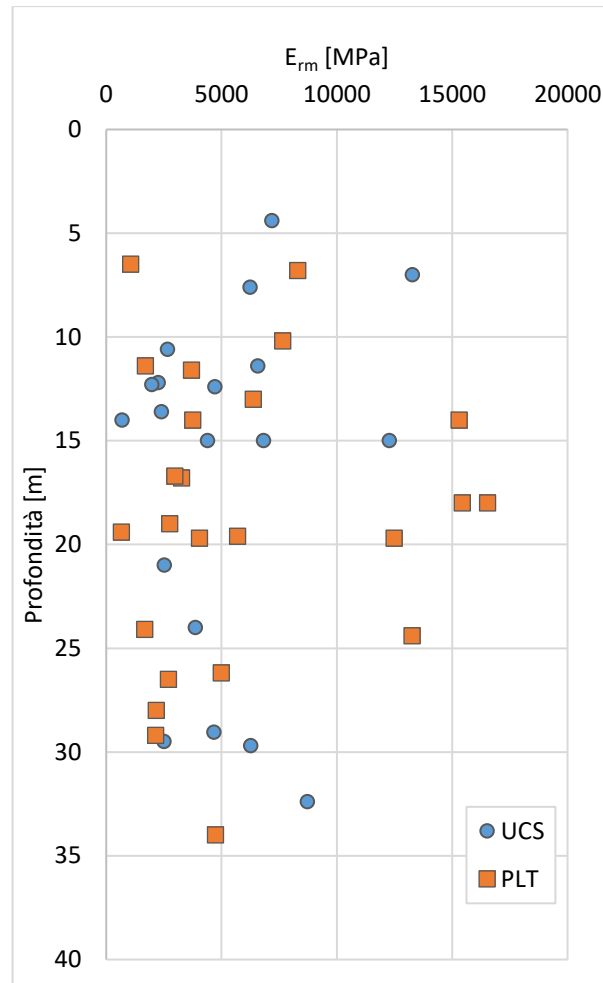


Figura 5.24: Modulo elastico dell'ammasso roccioso – Ar

Si riportano inoltre le distribuzioni del modulo di elasticità secante, tangente e del coefficiente di Poisson.

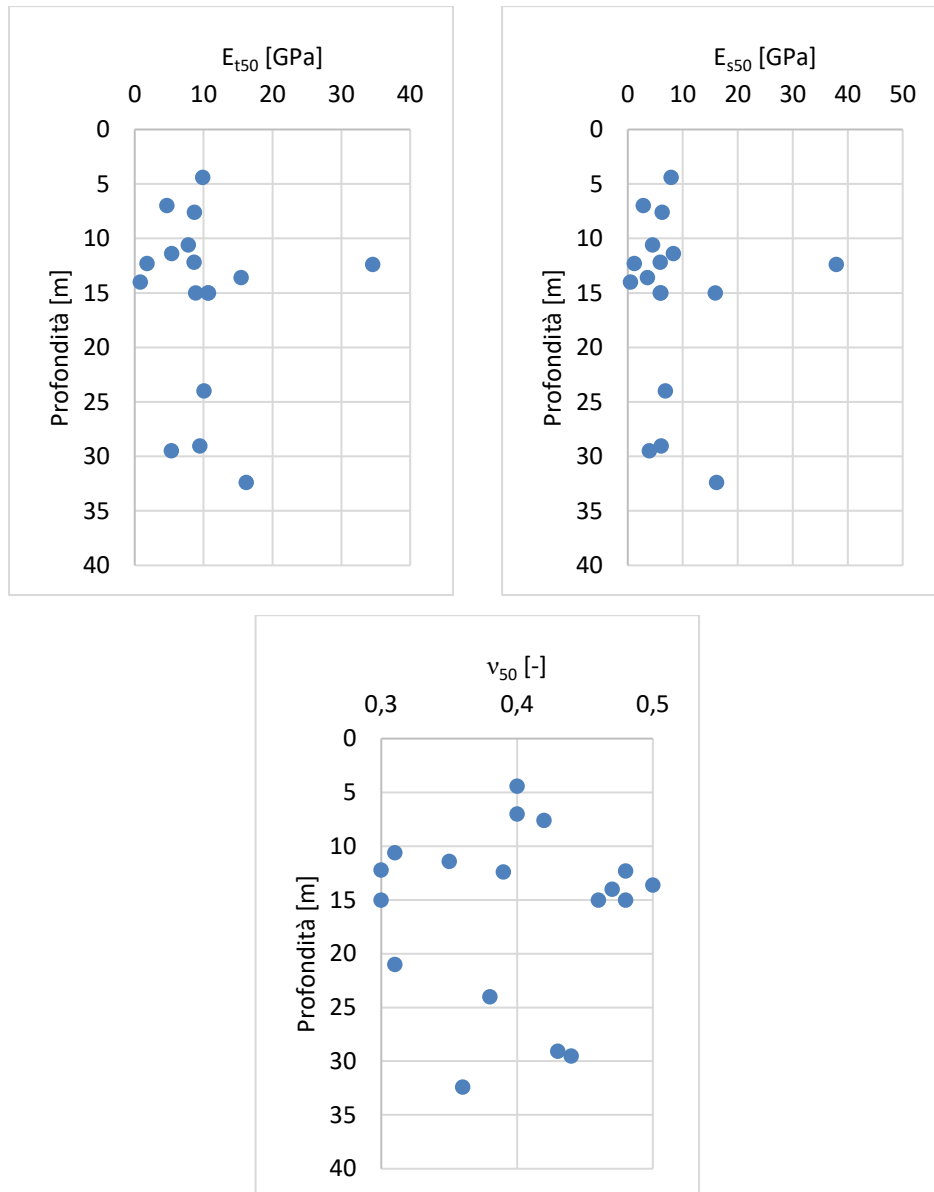


Figura 5.25: Modulo elastico tangente, secante e coefficiente di Poisson da UCS – Ar

5.2.4 Andesiti – Ad

A causa della ridotta sezione dove sono riscontrabili le andesiti e della scarsa cementazione, che ne ha determinato il prelievo sotto forma di materiale sciolto, non è stato possibile definire una caratterizzazione geomeccanica univoca. Per granulometria e per risultati delle prove in sito le andesiti vengono associate alle sabbie con ghiaia SGL. Si considerano, di conseguenza, gli stessi parametri geotecnici.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

5.2.5 Calcari – Ca

La caratterizzazione geomeccanica dei calcari Ca è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione ricavati da point load test I_{s50} , dalle caratteristiche delle superfici dei giunti e dalla spazatura (valore dell'indice GSI) nonché dal valore dell'indice m_i associato al tipo di roccia. In particolare per la caratterizzazione dell'ammasso è stato utilizzato il risultato della prova point load disponibile (sondaggio S12, campione CL1), che ha fornito valori di I_{s50} di 1,64 MPa e un valore di m_i pari a 10 (10 ± 3), ricavato da dati di letteratura per rocce sedimentarie (Hoek et al.).

Il GSI è stato determinato qualitativamente sulla base delle sole indagini geotecniche e dell'osservazione delle cassette, ottenendo un valore di 31.

Il peso dell'unità di volume risulta approssimativamente pari a 21,3 kN/m³, l'RQD è nullo.

A valle dell'applicazione del modello di Hoek & Brown si determinano i seguenti parametri geotecnici alla Mohr Coulomb:

$c' = 1,4$ MPa	coesione;
$\varphi' = 24,9^\circ$	angolo di attrito;
$E = 2,1$ GPa	modulo Elastico.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

5.4 Falda

L'andamento del pelo libero della falda è stato ricavato dai risultati degli studi geognostici tramite l'installazione di piezometri a tubo aperto e dalle conoscenze dell'area:

❑ **dal km 0+200 al km 1+420**

livello di falda a profondità di 15 ÷ 19 m dal piano di campagna all'interno delle arenarie debolmente cementate;

❑ **in corrispondenza del km 5+020**

livello di falda superficiale alla profondità di meno di un metro in terreni vegetali;

❑ **dal km 5+760 al km 7+880**

livello di falda superficiale con profondità compresa tra 2 e 5 m all'interno delle sabbie SGL;

❑ **dal km 8+640 al km 9+340**

livello di falda superficiale a profondità di 3 m dal piano campagna all'interno dei limi sabbiosi LS, in particolare in questa sezione di origine alluvionale;

❑ **dal km 9+820 al km 10+860**

livello di falda a profondità variabile dai 12 ai 20 m all'interno delle arenarie debolmente cementate e delle andesiti;

❑ **dal km 12+220 al km 14+240**

livello di falda a quota costante approssimativamente a 8 m dal piano campagna all'interno delle sabbie SGL;

❑ **dal km 14+900 al km 15+980**

livello di falda a quota variabile da 5 a 9 m all'interno dei limi LS.

Nelle rimanenti parti del tracciato non è desumibile la presenza di falda sulla base delle attuali conoscenze.

5.5 Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni

Di seguito sono riportati in sintesi i parametri geotecnici che è possibile attribuire ai terreni che costituiscono il volume significativo ai fini della progettazione delle opere.

Tali valori sono stati ricavati sia sulla base delle specifiche prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati nel corso delle varie campagne di indagini, sia sulla base dei risultati ottenuti dalle prove svolte in sito, sia dai dati acquisiti in occasione di altri lavori su terreni simili a quelli in esame. Si è inoltre fatto riferimento a dati reperibili nella letteratura geotecnica regionale.

I parametri geotecnici valgono per i terreni di fondazione di tutto il tracciato e quindi per tutte le opere, in considerazione dell'omogeneità di comportamento dei vari termini desunta dai risultati delle indagini in sito e di laboratorio. Si osserva, infatti, che dall'esame del profilo geotecnico e dei dati di indagine, non si sono riscontrate situazioni particolari, tali da dovere considerare parametri specifici per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione di singoli tratti in rilevato e/o viadotto e/o trincea.

Nella tabella che segue si riportano i valori dei parametri fisico-meccanici dei terreni individuati minimi e medi, quando disponibili, da utilizzare per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle fondazioni delle opere d'arte.

In particolare, si riportano i valori delle seguenti grandezze:

- peso dell'unità di volume naturale γ_n ;
- coesione non drenata c_u ;
- coesione effettiva c' ;
- angolo d'attrito effettivo φ' ;
- resistenza a rottura della roccia intatta σ_{ci} ;
- Geological strength index GSI;
- modulo di Young operativo E'_{op} ;
- modulo edometrico E_{ed} ;
- modulo di Young dell'ammasso roccioso E_{rm} .

Unità	γ_n [kN/m ³]		E'_{op} [MPa]		E_{ed} [MPa]		φ [°]		c [kPa]		c_u [kPa]	
	min	med	min	med	min	med	min	med	min	med	min	med
LS	17,4	18,7	-	-	3,7	5,3	24	30	13	23	100	120
SGL	17,6	19,1	40	45	-	-	31	34	-	-	-	-

Tabella 5.11: Caratteristiche di progetto dei terreni sciolti

Unità	γ [kN/m ³]		σ_{ci} [MPa]		m_i [-]	RMR [-]		c' [MPa]		φ' [°]		E_{rm} [GPa]		ν [-]
	min	med	min	med		min	med	min	med	min	med	min	med	
Cg	25,2	25,3	31,9*	65,9*	21	57	64	2,0*	4,9*	37*	39*	6,3*	15,0*	-
M	21,7	22,7	27,1	61*	7	54	58	1,2	2,6	27	28*	4,9	8,8	0,4
Ar	18,8	21,8	8,7+	25,0+	17	32	49	0,2	1,4+	28	34	2,0+	5,5	0,38
Ca	21,3		39,4*		10	36		1,4*		25*		2,1*		-

Tabella 5.12: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

dove:

- I valori contenenti il simbolo “ * ” sono stati calcolati considerando unicamente i risultati di test point load;
- I valori contenenti il simbolo “ + ” sono stati calcolati considerando unicamente i risultati dei test di compressione monoassiale.

5.6 Caratterizzazione sismica dei terreni

La caratterizzazione sismica dei terreni è stata sviluppata nella Relazione Sismica T00SG01GETRE01A, alla quale si rimanda per i dettagli.

I risultati delle prove down hole hanno fornito parametri approssimativamente costanti, in particolare si sono ottenute categorie di sottosuolo B in tutti i sondaggi a meno del sondaggio S05_DH, dove è risultata una categoria di sottosuolo E.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

6 RAPPORTI OPERE TERRENI

Le conoscenze sui terreni di fondazione acquisite con i rilievi e le indagini hanno consentito di ricostruire con sufficiente dettaglio i rapporti tra le opere in progetto e i terreni di fondazione.

Con riferimento alla classificazione geotecnica riportata nel capitolo precedente, nelle tavole T00GE00GETFG_01A ÷ 18A si illustrano i terreni di fondazione presenti lungo il profilo longitudinale in asse del tracciato.

Nel seguito si illustrano i rapporti tra le opere ed i terreni con riferimento alle opere previste in progetto.

6.1 Ponti

I rapporti che intercorrono tra i ponti in progetto ed i terreni di fondazione, illustrati nel seguito distinti per opera, sono stati ricostruiti sulla base dei sondaggi e dei rilievi di superficie effettuati nel corso dei sopralluoghi.

Gli schemi riportati, estratti dai profili geotecnici generali in scala 2000:200, sono da ritenersi puramente indicativi in termini di dimensioni geometriche delle opere e lunghezza dei pali di fondazione al di sotto delle pile, posizione della falda in caso di falda a quota variabile. Per la lunghezza dei pali di fondazione si rimanda agli elaborati specifici di ciascun'opera.

6.1.1 Ponte Pardu

Il Ponte Pardu si estende tra le progressive 0+654 e 0+684. È stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del ponte, distinguendo le unità geologiche e geotecniche, tramite i sondaggi S01_DH ed S02_PZ.

I terreni di fondazione del ponte sono leggermente eterogenei. Si distingue uno strato di limi di natura alluvionale a ricoprimento di sabbie SGL e limi LS di origine arenacea fino a quota di fondo foro, alternati a livelli più cementati di arenaria Ar. Durante i calcoli, a vantaggio di sicurezza e non potendo valutare il grado di cementazione delle arenarie, queste sono state trascurate e si è assunto il terreno come uno strato omogeneo di sabbie SGL fino a quota di fondo foro.

I rapporti che intercorrono tra il ponte e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico riportato nella figura che segue.

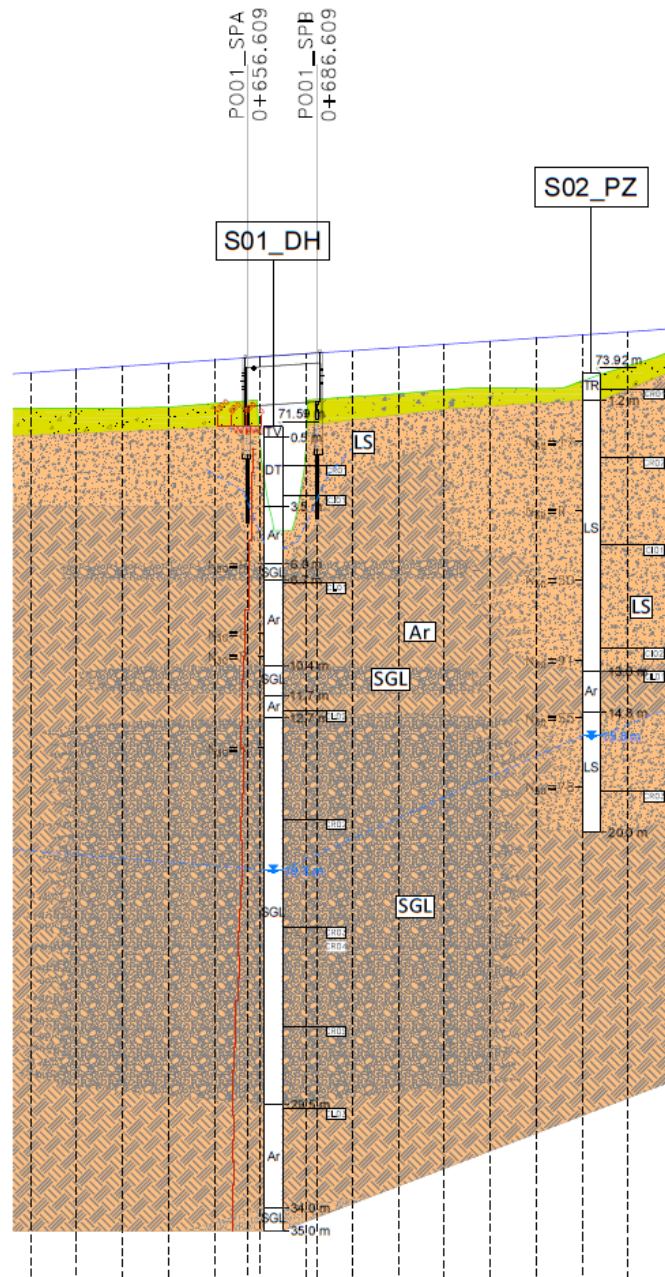


Figura 6.1: Ponte Pardu – schema fisico di riferimento

Sono stati scelti dei pali $\Phi 1200$ con una lunghezza di 15 m per ogni pila del viadotto. La progettazione, esposta in maniera esaustiva negli elaborati specifici per ogni opera, è stata eseguita considerando le profondità rispetto alla quota della fondazione e considerando SGL al di sotto del piano di posa della fondazione.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00PO01STRRE01A e la tavola P00PO01STRFG01A.

6.1.2 Ponte S'arraole

Il Ponte S'arraole si estende tra le progressive 14+971 e 15+021. È stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del ponte, distinguendo le unità geologiche e geotecniche, tramite i sondaggi S17_PZ ed S18_DH.

I terreni di fondazione del ponte sono leggermente eterogenei. Si distingue uno strato di terreni rimaneggiati DT al di sotto dei quali si hanno limi sabbiosi LS con spessori fino a 7 m. Come unità di base si considerano arenarie debolmente cementate fino a quota di fondo foro.

I rapporti che intercorrono tra il ponte e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico riportato nella figura che segue.

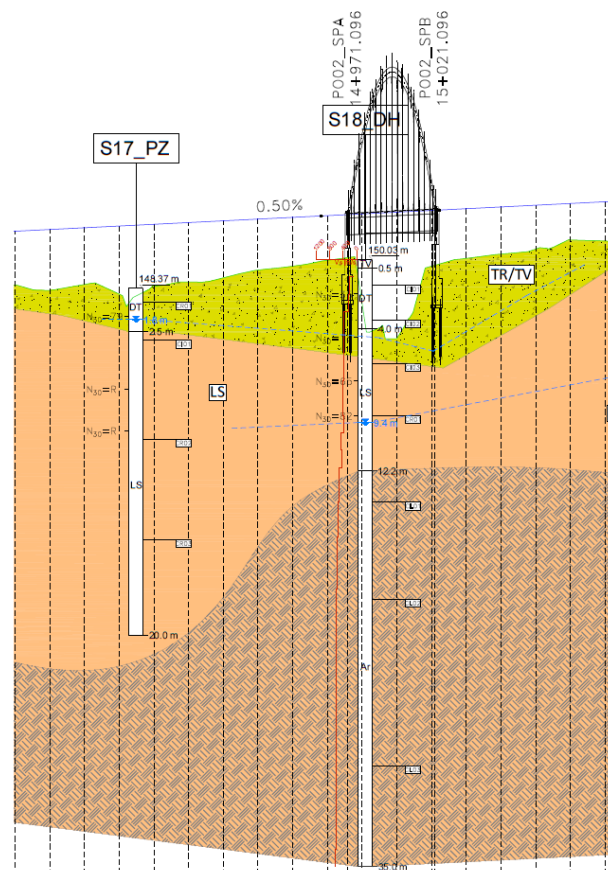


Figura 6.2: Ponte S'arraole – schema fisico di riferimento

Sono stati scelti dei pali $\Phi 1200$ con una lunghezza di 13 m per ogni pila del viadotto. La progettazione, esposta in maniera esaustiva negli elaborati specifici per ogni opera, è stata eseguita considerando le profondità rispetto alla quota della fondazione e considerando limi LS per spessori di 7 m al di sotto del piano di posa della fondazione e successivamente arenarie Ar. Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00PO02STRRE01A e la tavola P00PO02STRFG01A.

6.2 Rilevati

Nel presente paragrafo si illustrano i rapporti che intercorrono tra i tratti stradali in rilevato e i terreni di fondazione.

La ricostruzione si è basata sui risultati delle campagne di indagini in sito ed è riportata in dettaglio nelle tavole T00GE00GETFG_01A ÷ 18A del Profilo Geotecnico allegate al Progetto.

Sono state individuate alcune situazioni tipiche che sono state poste alla base delle successive valutazioni di carattere geotecnico in merito a eventuali interventi da porre in atto.

Gli schemi che illustrano i rapporti opere-terreni riportati più avanti sono da ritenersi puramente indicativi dal punto di vista geometrico in termini di dimensione delle opere, spessore dei terreni di fondazione, posizione della falda.

Dal momento che è prevista l'asportazione del terreno agrario e/o dei materiali di riporto presenti a partire dal piano limite, in tutti gli schemi si è omessa la presenza di questi termini.

In accordo con il profilo geotecnico riportato nelle tavole T00GE00GETFG_01A ÷ 18A si sono analizzate le seguenti progressive, selezionate tra le condizioni più gravose per spessore degli strati del sottosuolo e altezza del rilevato:

- Progressiva 4+960

La modifica dello stato di fatto avverrà per mezzo della realizzazione di un rilevato di altezza pari a 6,0 m che poggerà su sabbie SGL con uno spessore massimo di 4 m a ricoprimento delle arenarie del sottofondo.

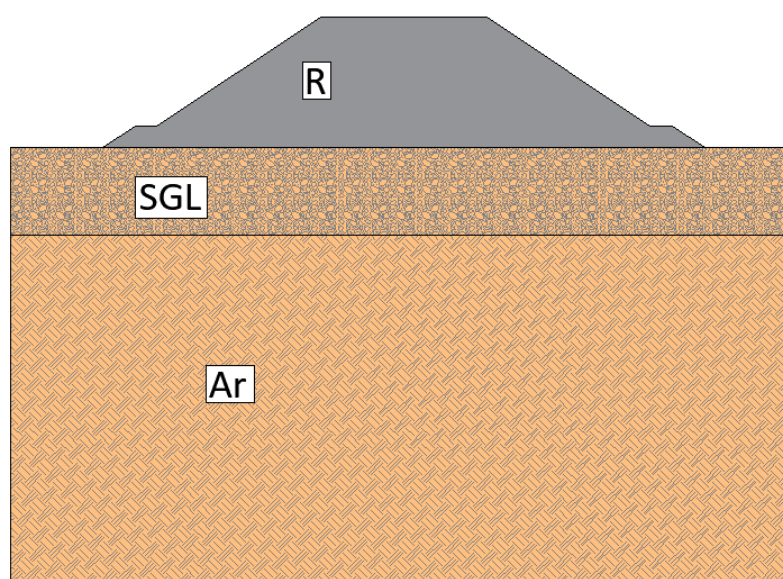


Figura 6.3: progressiva 4+960, schema di calcolo dei cedimenti

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

- Progressiva 14+840

La modifica dello stato di fatto avverrà per mezzo della realizzazione di un rilevato di altezza pari a 4,0 m che poggerà su limi sabbiosi LS con uno spessore di oltre 20 m a ricoprimento delle arenarie del sottofondo.

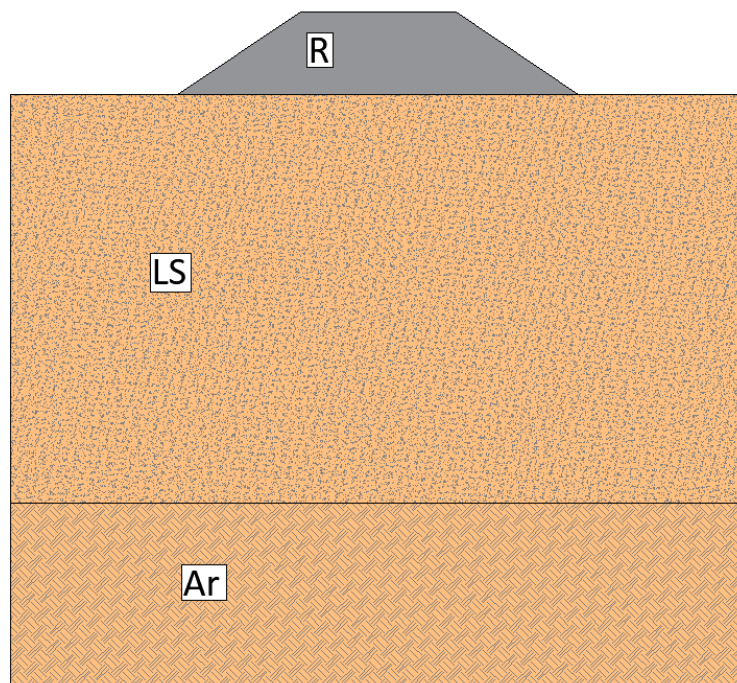


Figura 6.4: progressiva 14+840, schema di calcolo dei cedimenti

7 QUESTIONI GEOTECNICHE

Le principali questioni di carattere geotecnico connesse con la progettazione delle opere riguardano la scelta del tipo di fondazione delle spalle dei ponti, la scelta del piano di posa dei tratti in rilevato, la stabilità dei pendii naturali e artificiali e le interazioni tra la sovrastruttura e i terreni di fondazione.

In relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, ai rapporti tra questi ultimi e le opere ed ai carichi trasmessi dalle strutture, la scelta delle fondazioni delle spalle dei ponti ricade su fondazioni profonde, costituite da pali con diametro $\phi 1200$. Per il dimensionamento delle strutture di fondazione si è fatto riferimento ai rapporti tra le opere e i terreni descritti in precedenza.

I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da particolari costruttivi, sono riportati per ciascuna opera in specifici elaborati.

L'apertura degli scavi per raggiungere i piani di posa dei plinti di fondazione procederà con pendenza 1/1 o 2/1 in sezioni in roccia. Qualora gli scavi dovessero raggiungere profondità maggiori di 5 m si interporranno banchine larghe 2 m superati i 5 m di altezza di scavo.

Per quanto riguarda i tratti in rilevato, si prevede lo scotico di almeno i primi 20 cm di terreno a partire dal piano di campagna e l'asportazione di ulteriore strato di spessore variabile da 40 cm a 110 cm, quale bonifica (si veda l'elaborato T00GE00GEORE07A), al fine di garantire l'appoggio dei rilevati su terreni di idonee caratteristiche.

Intervento	Progressiva		Scotico [cm]	Bonifica [cm]
	da [m]	a [m]		
Tracciato a raso	0+000	0+200	20	80
Rilevato $h_{max} = 1$ m	0+200	0+460	20	80
Rilevato $h_{max} = 1$ m	0+460	0+640	20	80
Ponte PO01	0+640	0+700	-	-
Tracciato a raso	0+700	0+900	20	80
Mezzacosta $h_{max,scavo} = 5$ m	0+900	1+300	20	80
Rilevato $h_{max} = 1$ m	1+300	2+360	20	60
Rilevato $h_{max} = 2,5$ m	2+360	2+580	20	70
Rilevato $h_{max} = 1$ m	2+580	3+040	20	60
Rilevato $h_{max} = 3,5$ m	3+040	3+160	20	80
Tracciato a raso	3+160	3+380	20	40
Rilevato $h_{max} = 1,5$ m	3+380	3+700	20	50
Scavo $p_{max} = 3$ m	3+700	3+940	-	-
Rilevato $h_{max} = 2,5$ m	3+940	4+780	20	80
Rilevato $h_{max} = 6$ m	4+780	5+080	20	110
Rilevato $h_{max} = 3$ m	5+080	5+420	20	60
Tracciato a raso	5+420	6+060	20	40
Rilevato $h_{max} = 2$ m	6+060	6+400	20	60
Rilevato $h_{max} = 1$ m	6+400	8+340	20	60
Rilevato $h_{max} = 5$ m	8+340	8+660	20	60
Rilevato $h_{max} = 1$ m	8+660	9+420	20	40
Scavo $p_{max} = 5$ m	9+420	9+780	-	-
Rilevato $h_{max} = 3,5$ m	9+780	10+100	20	80
Scavo $p_{max} = 5$ m	10+100	10+560	-	-
Rilevato $h_{max} = 3$ m	10+560	10+860	20	40
Rilevato $h_{max} = 1$ m	10+860	11+440	20	60
Mezzacosta $h_{max,scavo} = 5$ m	11+440	11+700	20	60

Rilevato $h_{\max} = 1$ m	11+700	12+360	20	40
Scavo $p_{\max} = 1$ m	12+360	12+460	-	-
Rilevato $h_{\max} = 2$ m	12+460	12+720	20	100
Mezzacosta $h_{\max, \text{scavo}} = 6$ m	12+720	12+900	20	100
Rilevato $h_{\max} = 2$ m	12+900	13+200	20	40
Mezzacosta $h_{\max, \text{scavo}} = 1$ m	13+200	13+360	20	60
Rilevato $h_{\max} = 1$ m	13+360	14+160	20	60
Rilevato $h_{\max} = 5$ m	14+160	14+420	20	80
Rilevato $h_{\max} = 2$ m	14+420	14+980	20	80
Ponte PO02	14+980	15+040	-	-
Rilevato $h_{\max} = 3$ m	15+040	15+560	20	60
Rilevato $h_{\max} = 1$ m	15+560	15+860	20	60
Rilevato $h_{\max} = 3$ m	15+860	16+292	20	80

Tabella 7.1: Spessori di scotico e bonifica

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche dei cedimenti dei rilevati dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e delle opere.

Le verifiche dei cedimenti sono finalizzate a valutare l'entità del cedimento totale del nuovo rilevato a fine costruzione e a lungo termine.

8.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Come mostra il profilo geotecnico, i rilevati poggiano su terreni sciolti, che a loro volta ricoprono terreni di natura lapidea.

Per i terreni non coesivi il calcolo dei cedimenti è stato effettuato secondo la formula sperimentale di Burland & Burbridge.

Per sistemi più complessi multistrato si è utilizzato un modello bidimensionale agli elementi finiti utilizzando il software di calcolo Plaxis 2d.

I tratti di rilevato presi in esame risultano essere i tratti più critici, ovvero caratterizzati dalle condizioni di maggiore altezza del rilevato e spessori di strati comprimibili maggiori.

8.2 Calcolo dei cedimenti in terreni a grana grossa

Dal punto di vista teorico si può schematizzare il cedimento di un deposito non coesivo uniforme sottoposto all'azione di un carico di dimensioni finite secondo la formula di Burland & Barbridge, 1985. Tale formula permette di calcolare il cedimento medio immediato S_i come segue:

$$S_i = f_s f_l q B^{0,7} I_c$$

Con f_s fattore di forma pari a 1,25 per fondazioni nastriformi, q è l'incremento di carico dovuto alla costruzione del rilevato in kPa, B è la larghezza della fondazione, I_c è un indice di compressibilità e f_l fattore di spessore, espressi come seguono:

$$I_c = \frac{1,71}{N^{1,4}}$$

$$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \left(2 - \frac{H_s}{Z_l} \right)$$

con H_s altezza di drenaggio, $Z_l = B \cdot 0,763$ e N è pari a $1,25 \cdot N_{30,medio}$.

8.3 Calcolo dei cedimenti in terreni a grana fine

Il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fine può essere schematizzato come somma di più cedimenti differenti, rispettivamente il cedimento immediato S_i , il cedimento di consolidazione S_c e il cedimento secondario S_s . Tali cedimenti sono calcolabili attraverso le seguenti relazioni:

- S_i :

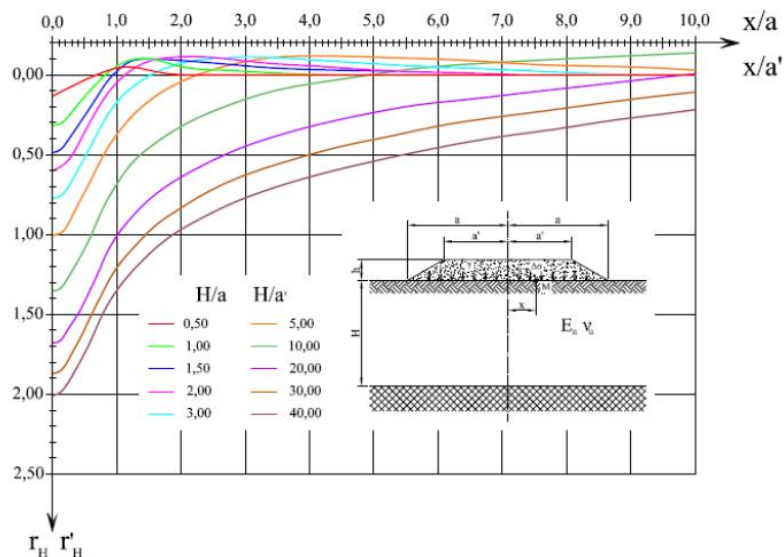
$$S_i = \frac{\gamma \cdot h}{E_u} \cdot \frac{a^2}{a - a'} \cdot \left\{ r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 \cdot r'_H \right\}$$

con γ la densità del terreno, E_u il modulo di Young del terreno di appoggio in condizioni non drenate, ricavabile dalla seguente tabella:

GSC	E_u/c_u		
	PI < 30	30 < PI < 50	PI > 50
< 3	600	300	125
3 - 5	400	200	75
> 5	150	75	50

Duncan e Buchignani
 (terreni omogenei)

e r_H , r'_H , a e a' ricavabili dal seguente diagramma:



- S_c :

$$S_c(t) = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

- S_{res} :

$$S_{residuo} = S - S_i - U_{xxgg} \cdot S_c$$

con U_{xxgg} ricavabile dalla seguente formula di Sivaram & Swamee:

$$U_m = \frac{\left(4 \cdot \frac{T_v}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}}{\left[1 + \left(4 \cdot \frac{T_v}{\pi}\right)^{2,8}\right]^{0,179}}$$

e T_v è il time factor, espresso secondo la seguente relazione:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2}$$

con H_{dr} altezza di drenaggio.

8.4 Risultati dei calcoli

Sulla base delle formule esposte precedentemente si verifica il cedimento nelle configurazioni di calcolo. Si valuta in particolare il cedimento residuo a fine costruzione $S_{res,fc}$.

Progressiva	S_i [cm]	S_c [cm]	$S_{res,fc}$ [cm]	S_{tot} [cm]
4+960	0,20	-	0	0,20
14+840	0,003	19,05	0,15	19,05

Tabella 8.1: Cedimenti

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

Al fine di rispettare le norme esposte nel capitolato CIRS – art. 1.4.2.1 è stato calcolato il cedimento residuo S_{res} a fine costruzione (3 anni). Tale cedimento è inferiore al 10% del cedimento totale e comunque minore di 5 cm, risultando quindi accettabile.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale hanno riguardato i tratti in rilevato.

9.1 Azione sismica

Le verifiche di stabilità globale dei tratti in rilevato e trincea sono state eseguite in accordo con il capitolo 6.3 e 6.4 delle NTC2018 secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 9.1: Coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I – NTC2018)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 9.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II – NTC2018)

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 9.3: Coefficiente parziale di resistenza γ_{R2} (Tabella 6.8.I – NTC2018)

Le opere in esame, ai sensi della normativa regionale, ricadono in zona sismica 4. I parametri sismici di riferimento per la progettazione in esame sono:

- vita nominale $VN = 50$ anni
- classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso $CU = 2,0$
- periodo di riferimento $VR = 100$ anni

- periodo di ritorno $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = - \frac{100}{\ln(1-0.1)} = 949 \text{ anni}$

In accordo all'Allegato B di cui al D.M. 14/01/2008 si considerano i valori convenzionali dell'accelerazione orizzontale massima del terreno di calcolo a_g , del fattore di amplificazione dello spettro F_0 e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* . Questi risultano rispettivamente pari a:

$$a_g = 0,060g;$$

$$F_0 = 2,98;$$

$$T_C^* = 0,372 \text{ s.}$$

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*	a_H	F_0	T_C^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Salina, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0.186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401
Ventotene, Santo Stefano	0.239	2,61	0,245	0,303	2,61	0,272	0,347	2,61	0,298	0,389	2,66	0,326	0,430	2,69	0,366	0,481	2,71	0,401	0,600	2,92	0,476	0,707	3,07	0,517	0,852	3,27	0,564
Ustica, Tremiti	0.429	2,50	0,400	0,534	2,50	0,400	0,661	2,50	0,400	0,776	2,50	0,400	0,901	2,50	0,400	1,056	2,50	0,400	1,500	2,50	0,400	1,967	2,50	0,400	2,725	2,50	0,400
Alicudi, Filicudi,	0.350	2,70	0,400	0,538	2,70	0,400	0,807	2,70	0,400	1,020	2,70	0,400	1,214	2,70	0,400	1,460	2,70	0,400	2,471	2,70	0,400	3,212	2,70	0,400	4,077	2,70	0,400
Panarea, Stromboli, Lipari, Vulcano, Salina	0.618	2,45	0,287	0,817	2,48	0,290	0,983	2,51	0,294	1,166	2,52	0,290	1,354	2,56	0,290	1,580	2,56	0,292	2,200	2,58	0,306	2,823	2,65	0,316	3,746	2,76	0,324

Tabella 9.4: Tabella 2 dell'Allegato B delle NTC 2018 in cui vengono riportati i valori di a_g , F_0 , e T_C per i diversi tempi di ritorno T_R validi per tutte le isole ad eccezione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri, costanti su tutto il territorio di ciascuna isola

La classificazione dinamica dei terreni dei siti oggetto di studio e la conseguente individuazione della categoria di sottosuolo è stata svolta sulla base delle indagini effettuate. In particolare, la classificazione sismica del terreno di fondazione (categoria di sottosuolo, velocità equivalente $V_{S,30}$) è stata determinata tramite misura diretta delle velocità delle onde di taglio V_S , attraverso l'esecuzione di prove geofisiche tipo Down-Hole e stendimenti sismici a rifrazione (vedi relazione sismica T00SG01GETRE01A).

L'accelerazione orizzontale massima di calcolo a_{max} è espressa mediante la seguente relazione:

$$a_{max} = S * a_g = S_S * S_T * a_g$$

dove:

- S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica secondo la tabella 3.2.V dell'NTC2018;
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica secondo la tabella 3.2.VI dell'NTC2018

In accordo con il paragrafo 7.11.3.5.2 dell'NTC2018 l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita considerando un metodo pseudostatico. In particolare:

$$k_H = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_V = \pm 0,5 * k_H$$

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	Relazione geotecnica generale	

dove:

- k_H è il coefficiente pseudostatico orizzontale da moltiplicare al peso del volume instabile per ottenere la spinta sismica orizzontale $F_H = k_H * W$;
- k_V è il coefficiente pseudostatico verticale da moltiplicare al peso del volume instabile per ottenere la spinta sismica verticale $F_V = k_V * W$;
- β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tabella 7.11.I NTC2018);

Nelle tabelle seguenti si riassumono, per ciascun'opera d'arte, i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Opera	Stato limite	V_N (anni)	CU	T_R (anni)	Cat. terreno	Cat. topogr.	S	a_{max}
Ponte Pardu	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072
Ponte S'arraole	SLV	50	2,0	949	B	T1	1,2	0,072

Tabella 9.5: a_{max} attesa nelle opere d'arte maggiori

Si ottiene $k_H = 0,012$ e $k_V = 0,006$ lungo l'intero tracciato.

In accordo al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC2018 la verifica a liquefazione dei terreni può essere omessa quando risulti verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Dal semplice confronto con la tabella precedente è possibile osservare come la condizione 1 risulti sempre soddisfatta.

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

9.2 Codice di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate utilizzando il codice di calcolo SLOPE/W della Geo-Slope International Ltd e facendo ricorso al metodo di Morgenstern-Price.

Il programma svolge l'analisi all'equilibrio limite esaminando, per varie superfici di scorrimento, il relativo coefficiente di sicurezza e individuando quella critica, cioè quella con il fattore di sicurezza minore.

All'interno del programma sono implementati diversi metodi per definire le superfici di scivolamento. Nel caso in esame, le analisi sono state eseguite attraverso la modalità chiamata "Grid and radius", in cui vengono fissati dall'operatore il raggio della superficie critica e l'area dove si può trovare il centro della stessa.

9.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Per l'esecuzione delle verifiche sono stati utilizzati i parametri geotecnici derivanti dai risultati delle indagini (v. paragrafo 5.5), che si riassumono nel seguito:

SGL

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 34^\circ.$$

LS

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; c' = 18 \text{ kPa}; \varphi' = 27^\circ.$$

I materiali che costituiscono il rilevato sono stati caratterizzati con i seguenti valori, desunti da sperimentazioni effettuate per altri lavori stradali su campioni di cava (classificazione HRB A1a, A1b, A2-4, A2-5) costipati con tecnica AASHTO Standard:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 35^\circ.$$

Applicando i coefficienti parziali ai parametri geotecnici dei terreni dei materiali, si ottengono i seguenti valori di coesione e angolo d'attrito

SGL	$c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 28^\circ.$
-----	--

LS	$c' = 14 \text{ kPa}; \varphi' = 22^\circ.$
----	---

Rilevato stradale	$c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 30^\circ.$
-------------------	--

9.4 Risultati delle verifiche

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	Relazione geotecnica generale	

9.4.1 Rilevati

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate nelle sezioni ritenute più gravose in relazione alle condizioni stratigrafiche e all'altezza dei rilevati. Sono state individuate le seguenti sezioni:

Progressiva	Altezza rilevato
0+640	2,0
4+960	6,0
14+800	4,0

Tabella 9.6: Sezioni più gravose

Di seguito si riporta la stratigrafia delle tre sezioni considerate:

Progressiva	Primo strato	Secondo strato
0+640	LS - 3,0 m	AR - indef.
4+960	SGL - 4,5 m	AR - indef.
14+840	LS - indef.	-

Tabella 9.7: Sezioni più gravose - stratigrafia

Viene considerata una pendenza 2/3 con berme di 100 cm al raggiungimento dei 5 m di altezza del rilevato.

Il carico stradale è considerato come variabile sfavorevole, viene quindi applicato il coefficiente γ_{Qi} pari a 1,3 e risulta, di conseguenza, pari a 26 kN/m³.

Nella verifica vengono considerati i valori massimi dell'azione sismica ricavati al paragrafo 9.1 e pari a $k_H = 0,026$ e $k_V = 0,012$.

Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di sicurezza minimo F_{min}

Sezione di calcolo	Condizione	F_{min}
0+640	Statica	1,287
0+640	Sismica	1,216
4+960	Statica	1,201
4+960	Sismica	1,146
14+840	Statica	1,238
14+840	Sismica	1,142

Tabella 9.8: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza

Si osserva che F_{min} risulta sempre maggiore del valore minimo stabilito dalla Normativa, pari a 1,1.

Nelle figure che seguono risulta evidente come la rottura non coinvolge i terreni di fondazione e si assesta, in tutte le superfici con fattori di sicurezza minori, nel corpo del rilevato.

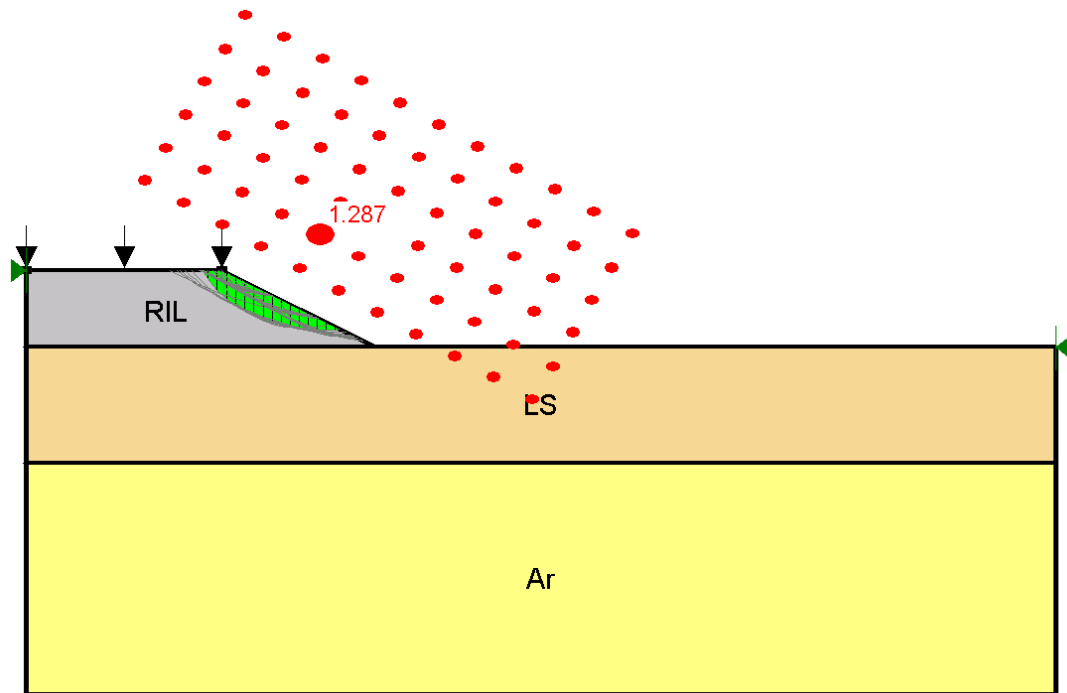


Figura 9.1: Rilevato alla progressiva 0+640 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica

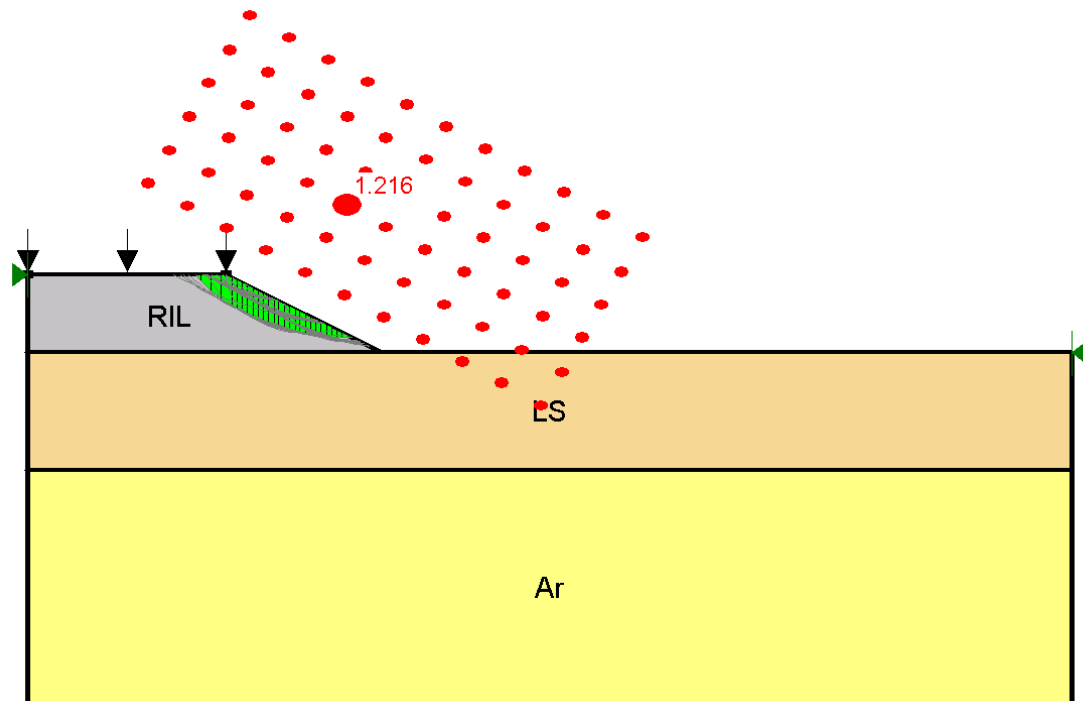


Figura 9.2: Rilevato alla progressiva 0+640 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

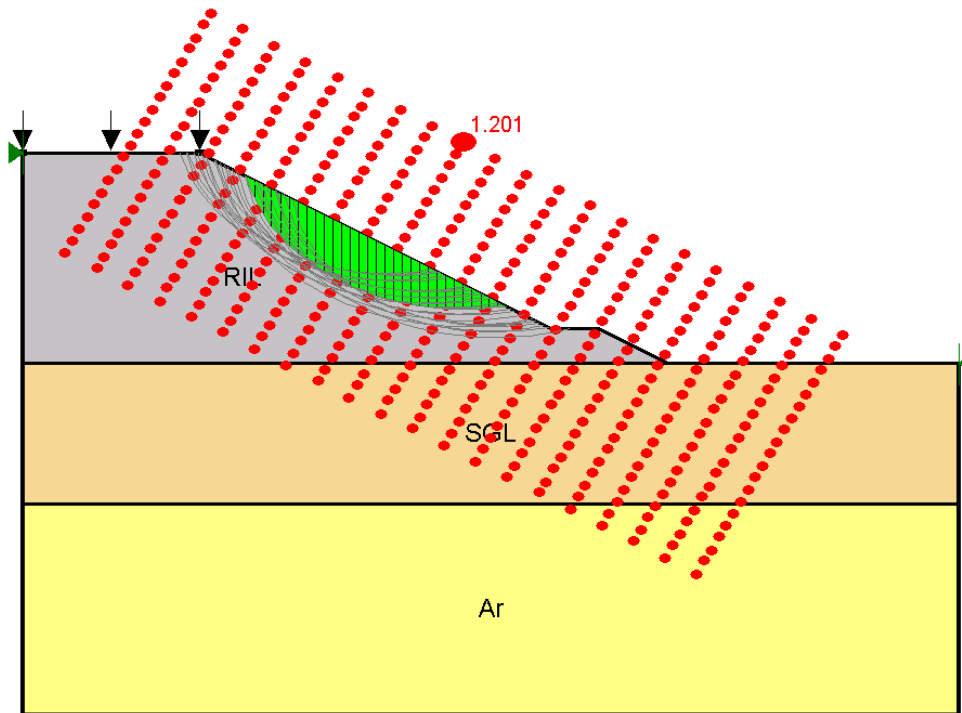


Figura 9.3: Rilevato alla progressiva 4+960 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica

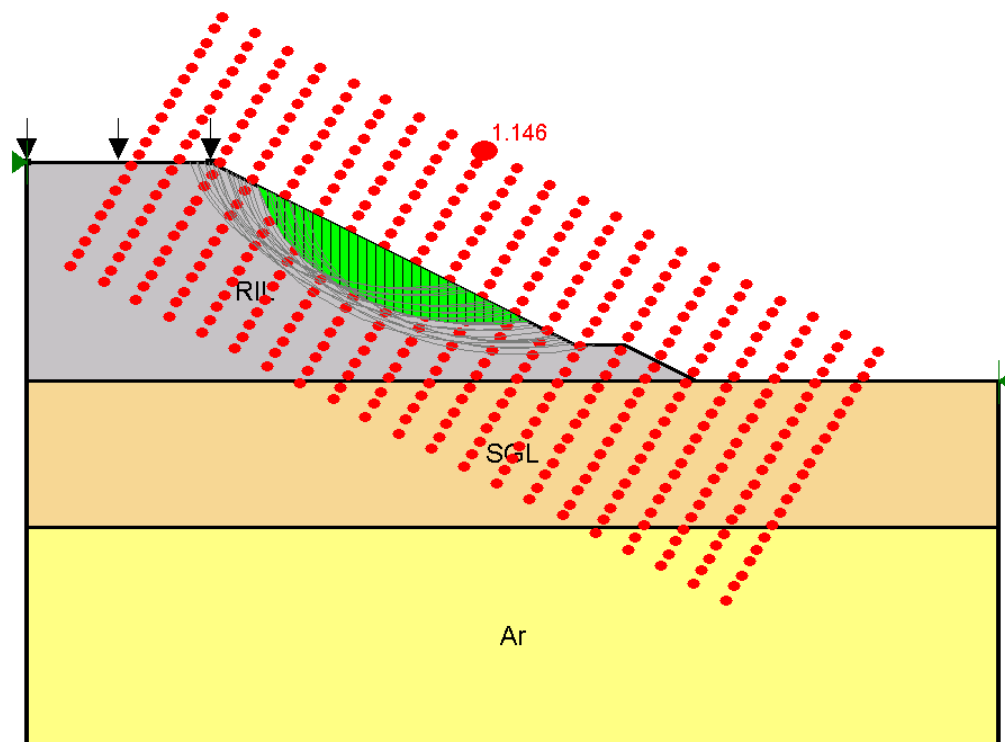


Figura 9.4: Rilevato alla progressiva 4+960 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

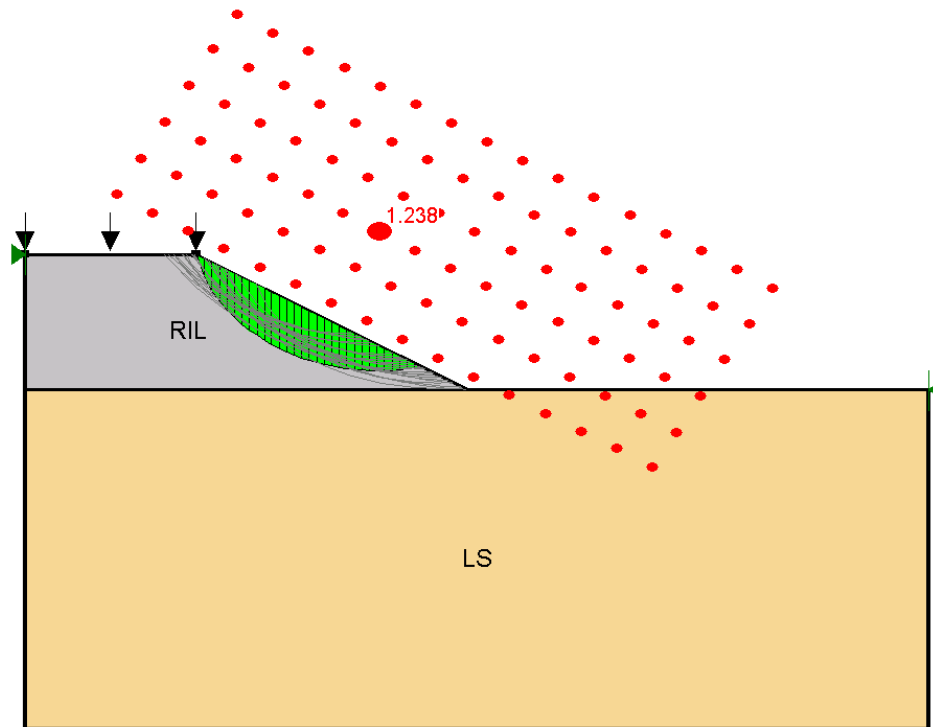


Figura 9.5: Rilevato alla progressiva 18+840 - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica

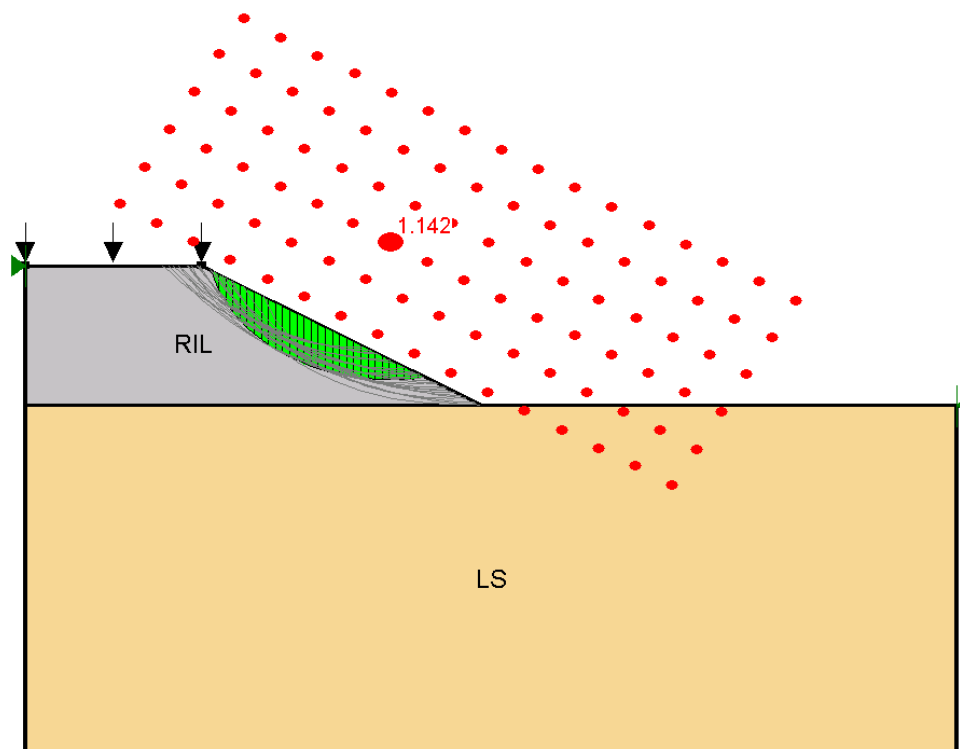


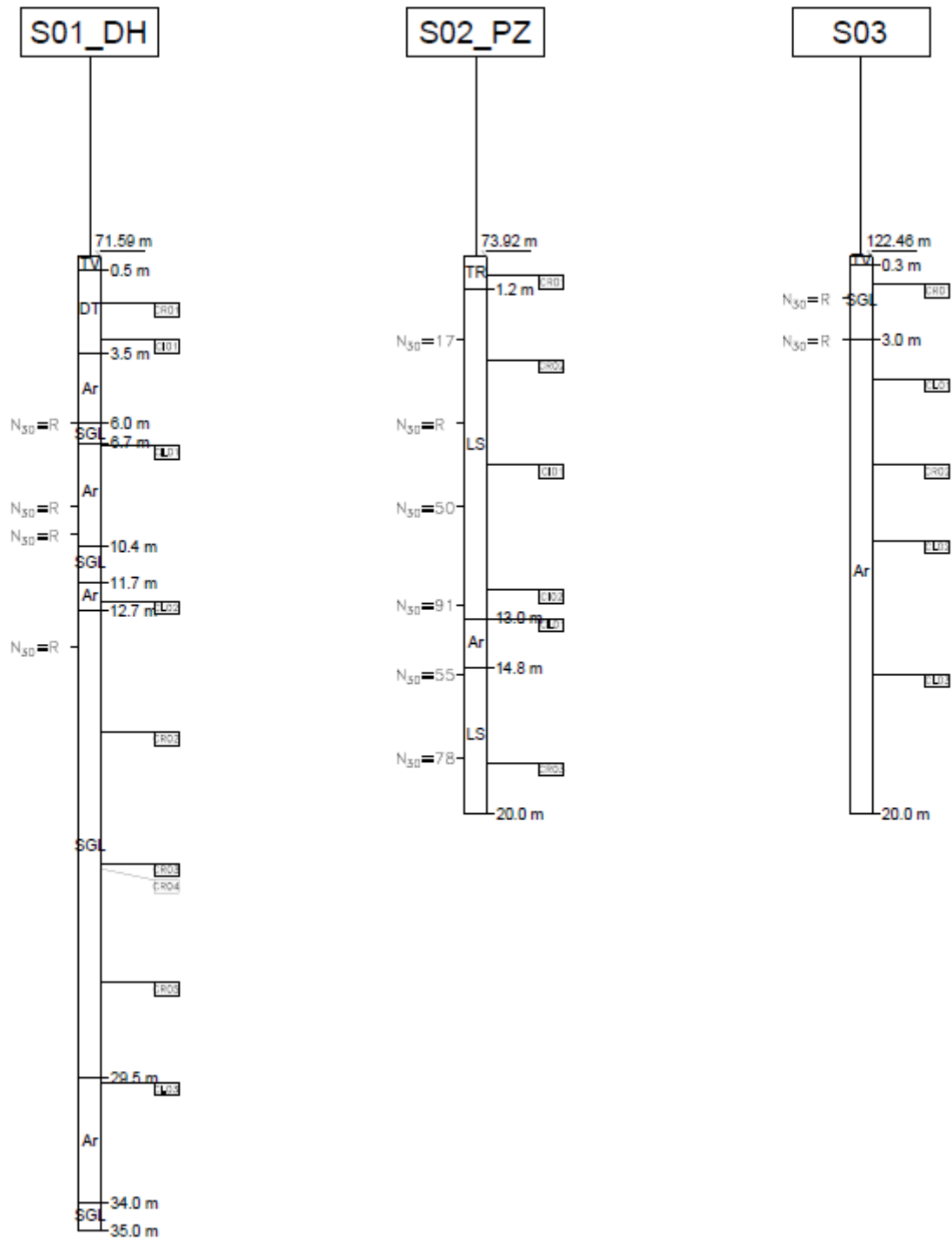
Figura 9.6: Rilevato alla progressiva 14+840 - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

S.S. n. 128 "Centrale Sarda" Lotto 0 bivio Monastir – bivio Senorbì 1° stralcio dal km 0+200 al km 16+700		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA356	<i>Relazione geotecnica generale</i>	

Allegato A
Stratigrafie dei sondaggi

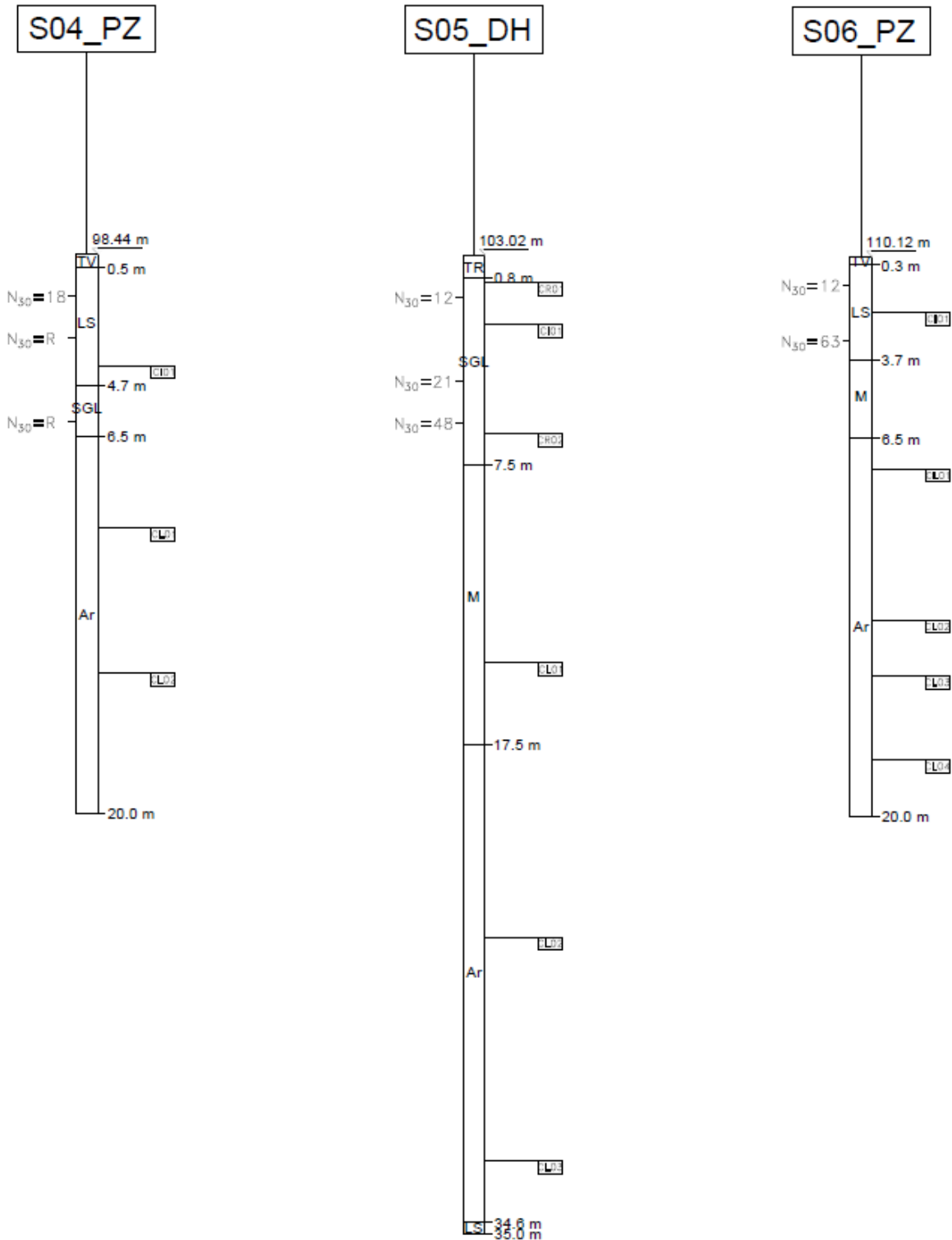
CA356

Relazione geotecnica generale



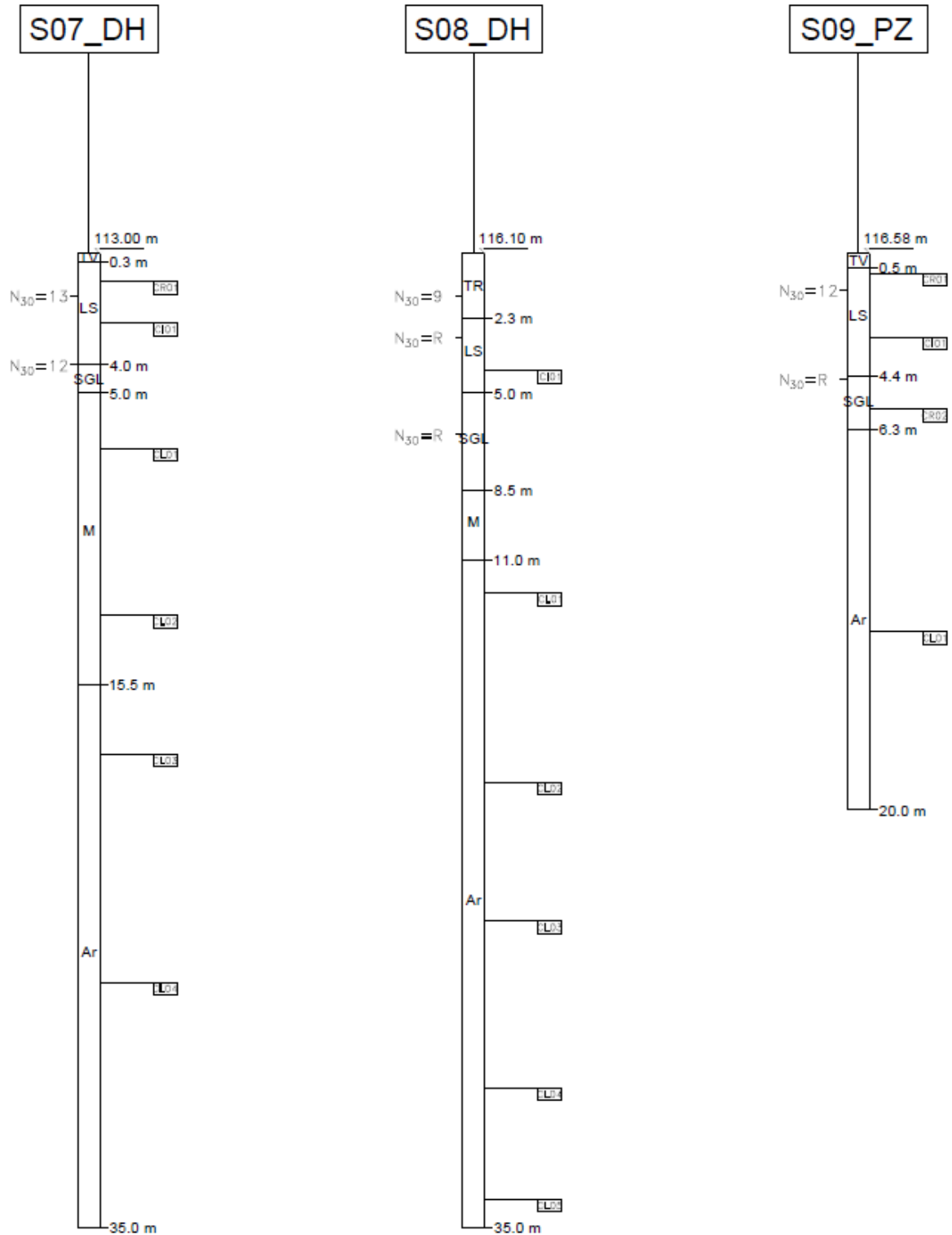
CA356

Relazione geotecnica generale



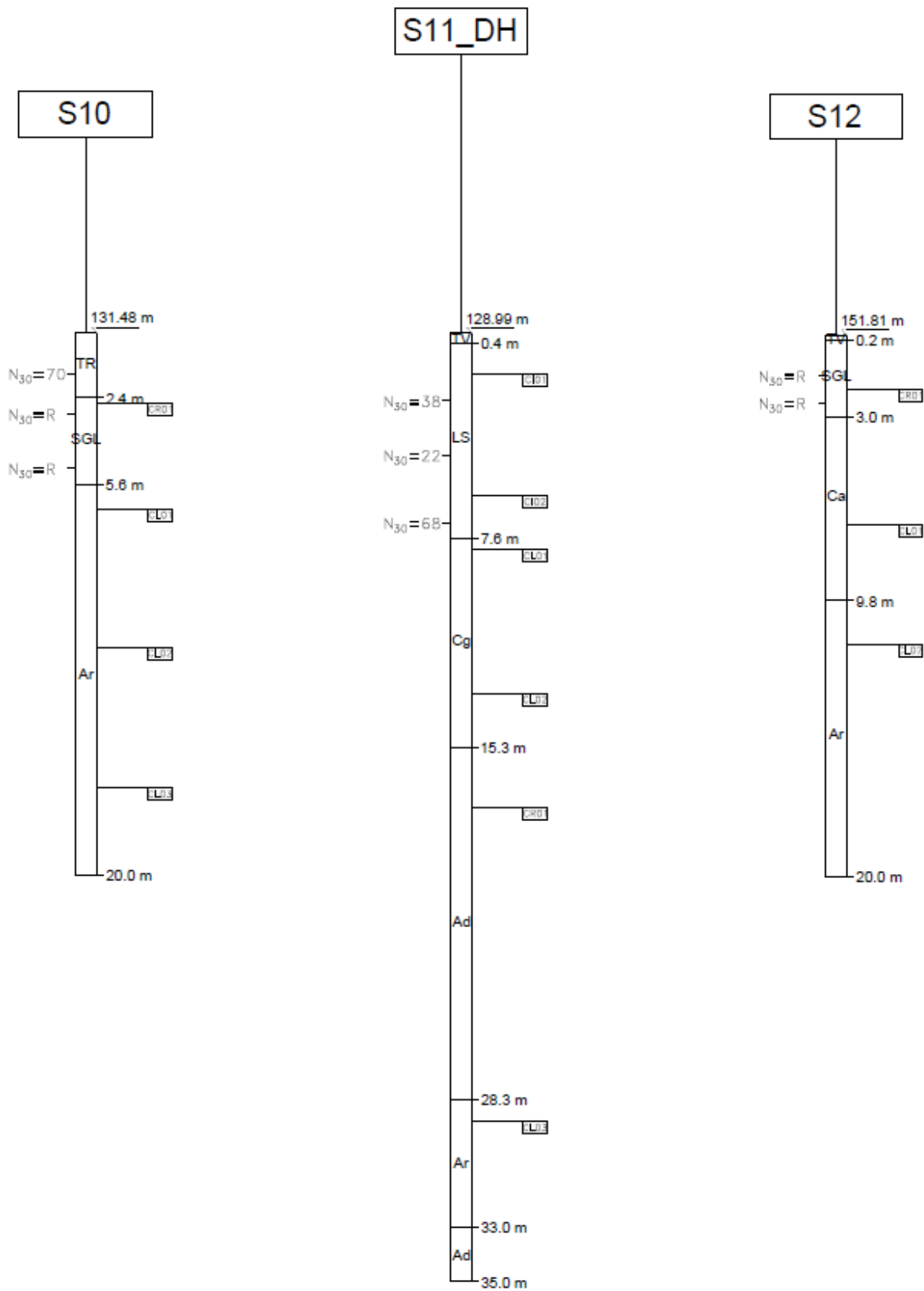
CA356

Relazione geotecnica generale



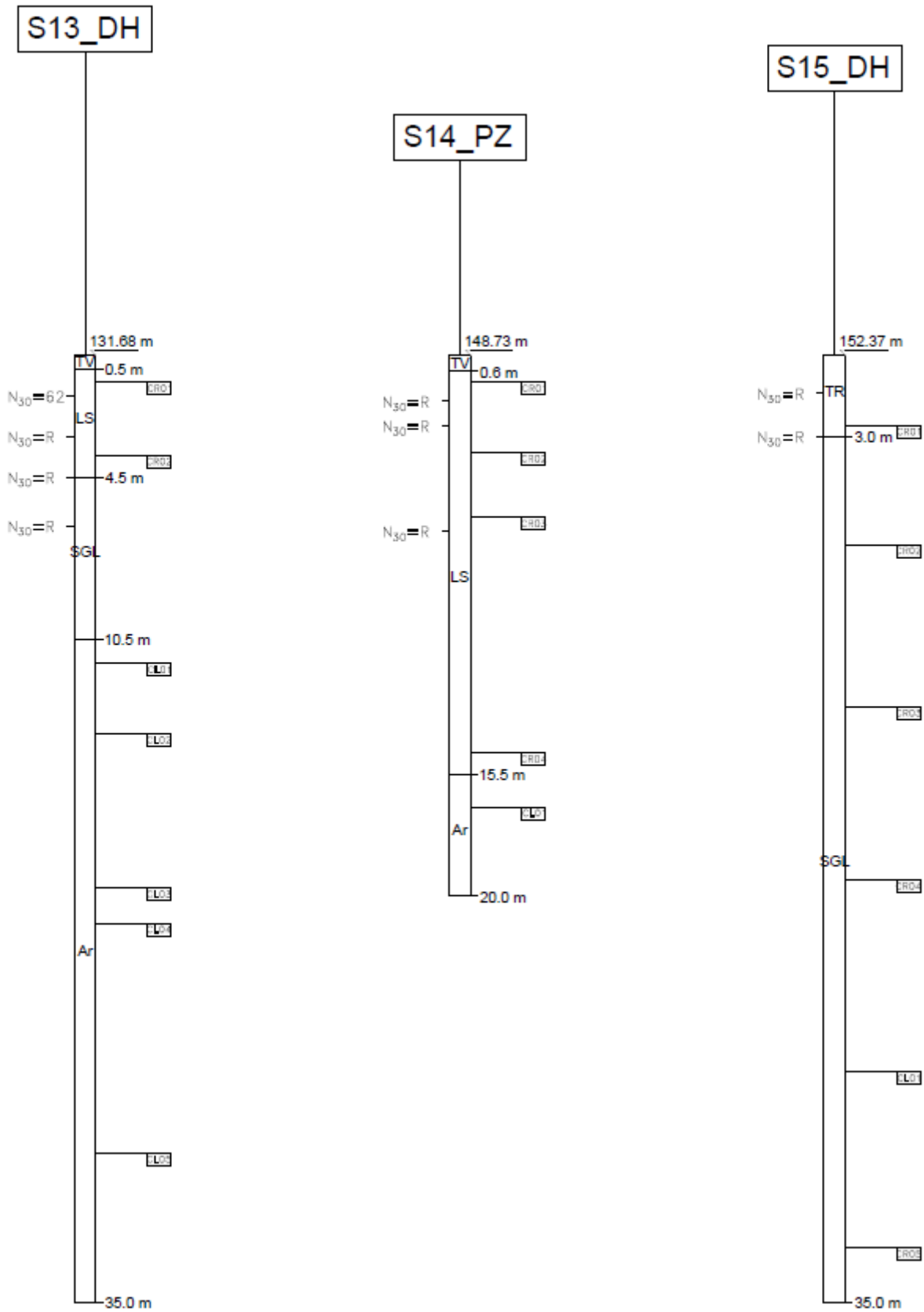
CA356

Relazione geotecnica generale



CA356

Relazione geotecnica generale



CA356

Relazione geotecnica generale

