

**S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LOVERO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)**

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),  
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b></p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incecchi</b></p>
	<p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	<p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>
<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: <b>GA&amp;M</b></p> <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p><b>SETAC</b> Srl Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE'</b> INGEGNERIA s.r.l. Via Immacolata Conc. Trapani n. 2 - 70124 Bari</p> <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
	<p><b>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</b></p> <p><b>Dott. Geol. Danilo Gallo</b> Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>		

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

GEOLOGO

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Valerio BAJETTI

Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERIP

Ing. Gaetano RANIERI

**BC01**

**GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA**

BC - GEOTECNICA  
Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

**M** | **3** | **2** | **4**      **E**      **1** | **8** | **0** | **1**

NOME FILE

BC05-P00GE00GETRE03\_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. **P** | **0** | **0** | **G** | **E** | **0** | **0** | **G** | **E** | **T** | **R** | **E** | **0** | **1**

**B**

<b>C</b>					
<b>B</b>	REVISIONE PER ISTRUTTORIA ANAS	FEBBRAIO 2020	DOTT. F. AMANTIA	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
<b>A</b>	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	DOTT. F. AMANTIA	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

# RELAZIONE GEOTECNICA

## INDICE

1.	PREMESSA.....	6
2.	NDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE.....	8
2.1.	Indagini del 2002 .....	8
2.1.1.	Sondaggi geognostici.....	8
2.1.2.	Pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra .....	9
2.1.3.	Prove di permeabilità in foro .....	10
2.1.4.	Prove pressiometriche .....	10
2.1.5.	Prove dilatometriche .....	11
2.1.6.	Prove Standard Penetration Test.....	11
2.1.7.	Traverse sismiche a rifrazione .....	14
2.1.8.	Analisi geotecniche su campioni di roccia .....	14
2.1.9.	Analisi geotecniche su campioni di terre .....	15
2.2.	Indagini del 2009 .....	17
2.2.1.	Sondaggi geognostici.....	17
2.2.2.	Pozzetti esplorativi.....	20
2.2.3.	Prove di carico su piastra.....	22
2.2.4.	Prove di Permeabilità Lefranc.....	22
2.2.5.	Prove Pressiometriche.....	23
2.2.6.	Prove dilatometriche .....	24
2.2.7.	Prove Standard Penetration Test.....	24
2.2.8.	Indagine sismica .....	26
2.2.9.	Analisi geotecniche di laboratorio.....	26
2.3.	Indagini Febbraio 2019.....	28
2.3.1.	Sondaggi geognostici.....	28
2.3.2.	Pozzetti esplorativi.....	30
2.3.3.	Prove di carico su piastra.....	30
2.3.4.	Prove di Permeabilità Lefranc.....	30

2.3.5.	Prove Standard Penetration Test .....	31
2.3.6.	Indagine sismica .....	32
2.3.7.	Analisi geotecniche di laboratorio.....	32
3.	SISMICITA' DELL'AREA IN STUDIO.....	34
4.	LITOTIPI PRESENTI LUNGO IL TRACCIATO.....	35
4.1.	Depositi quaternari .....	35
4.2.	Depositi alluvionali recenti (UG1).....	35
4.3.	Depositi alluvionali stabilizzati (UG1).....	36
4.4.	Depositi di conoide (UG2-1).....	36
4.5.	Coltre detritico – colluviale.....	37
4.6.	Morene (UG2-2) .....	37
4.7.	Basamento cristallino (UG3; UG4).....	38
5.	lineamenti idrogeologici .....	40
5.1.	Prove di permeabilità e dati piezometrici.....	42
5.2.	Modello Idrogeologico di Riferimento.....	44
5.3.	Impatto idrogeologico dell'opera .....	44
6.	COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI .....	47
6.1.	Terreni incoerenti.....	47
6.1.1.	Prove Standard Penetration Test.....	48
6.1.2.	Prove di Permeabilità.....	64
6.1.3.	Prove Pressiometriche.....	65
6.2.	Terreni lapidei.....	67
6.2.1	Rilievi geostrutturali .....	69
6.2.2.	Resistenza al taglio lungo i giunti.....	81
6.2.3.	Caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi.....	91
6.2.4.	Galleria naturale “Il Dosso” - Rock Mass Rating.....	96
7.	PARAMETRI DEI TERRENI INCOERENTI.....	102
7.1.	Parametri di taglio.....	102
7.2.	Caratteristiche fisiche e granulometriche .....	109

7.3. Caratteristiche elastiche .....	114
8. ANALISI DEL TRACCIATO.....	117
8.1. Da Inizio Lotto ÷ Progr. 0+420 .....	117
8.2. Progr. 0+420 ÷ Progr. 0+880 (Viadotto Sull'adda) .....	117
8.3. Progr. 0+880 ÷ Progr. 4+325 .....	117
8.4. Progr. 4+375 ÷ Progr. 4+880 (Galleria Artificiale) .....	118
8.5. Progr. 4+880 ÷ Progr. 5+140 .....	118
8.6. Progr. 5+140 ÷ Progr. 6+105 (Galleria Naturale Il Dosso).....	118
8.6.1 Imbocco W.....	118
8.6.2 Progr. 5+310 ÷ Progr. 6+035 .....	119
8.6.3 Imbocco Est.....	119
8.7. Progr. 6+105 ÷ Fine Lotto .....	119
9. VERIFICHE DI STABILITA'.....	120
9.1. Contributo della vegetazione alla stabilità delle coltri superficiali .....	123
9.2. Caratterizzazione geotecnica della "Coltre detritica colluviale" .....	128
9.3. Parametri sismici secondo NTC 2018.....	129
9.4. Verifiche di Stabilità - Terre rinforzate (Progr. 3+785,00 ÷ 4+235,00)135	
9.4.1. Tipologia dell'opera.....	135
9.4.2. Verifiche di stabilità dei tratti con Terramesh.....	138
9.5. Prolungamento della galleria artificiale "Il Dosso" .....	153
9.5.1. Sezione N° 214 (Progr. 4+280,00) .....	157
9.5.2. Sezione N° 216 (Progr. 4+320,00) .....	159
9.5.3. Sezione N° 218 (Progr. 4+360,00) .....	161
9.5.4. Sezione N° 219 Ter (Progr. 4+390,07).....	163
9.6. Berlinese - Tratto tra le Progr. 3+795,00 ÷ 3+910,00 .....	165
9.6.1. Sezione N° 191 (Progr. 3+820,00) .....	167
9.6.2. Sezione N° 192 (Progr. 3+840,00) .....	168
9.6.3. Sezione N° 194 (Progr. 3+880,00) .....	169
10. OPERE D'ARTE PRINCIPALI.....	171

10.1. Ponte sul Fiume Adda a Stazzona.....	171
10.2. Ponte sul Fiume Adda a Tirano .....	174
11. Verifiche tratti in rilevato.....	177
11.1 Calcolo dei cedimenti teorici prevedibili .....	177
11.2 Verifica di stabilita' .....	182
12. ALLEGATO 1 – NORMALIZZAZIONE S.P.T.....	187
13. ALLEGATO 2 – PARAMETRI GEOTECNICI DA S.P.T.....	188
14. ALLEGATO 3 – RESISTENZA AL TAGLIO NEI GIUNTI.....	189
15. ALLEGATO 4 - SCHEDE GEOTECNICHE .....	190

## 1. PREMESSA

Nel presente rapporto geotecnico vengono illustrate le caratteristiche geotecniche dei terreni che verranno interessati dalle opere del progetto “S.S. 38 – Lotto 4: Nodo di Tirano – Tratta “A” (Svincolo di Bianzone – Svincolo La Ganda) e Tratta “B” (Svincolo La Ganda – Campone in Tirano)”.

Per la definizione del comportamento meccanico dei terreni si fa riferimento a tutte le indagini di campagna e di laboratorio disponibili, le cui peculiarità vengono sintetizzate in apposito paragrafo.

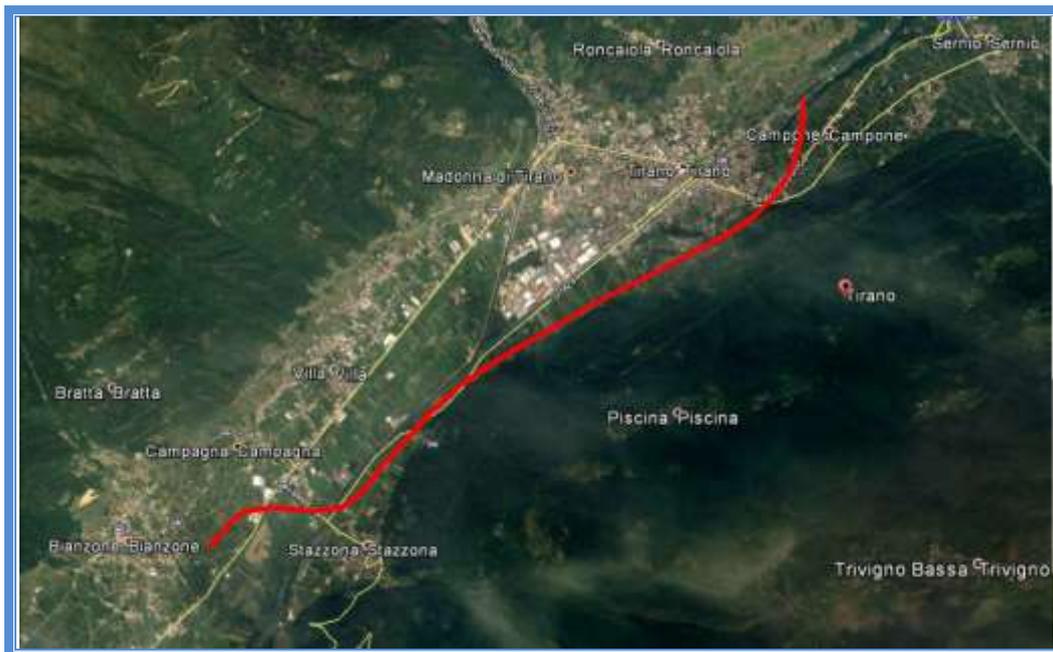
Le verifiche geotecniche sono state effettuate riportando, nelle tavole relative a ciascuna opera, la successione stratigrafica del sito, estesa sino alla profondità di interesse geotecnico, il comportamento meccanico di ciascun litotipo e la sintesi dei risultati.

I tabulati di calcolo, per ciascun tipo di verifica, sono esposti in apposito allegato o in Appendice.

La strada in progetto si snoda all'incirca in direzione SW – NE, quasi sempre in sinistra orografica del Fiume Adda, per una lunghezza di circa 6,5 Km, nel tratto compreso tra i comuni di Stazzona, Villa di Tirano e Tirano (Provincia di Sondrio); per la maggior parte il tracciato si sviluppa in sede naturale, prevalentemente in rilevato ed in minor misura a mezzacosta, sino alla galleria “Il Dosso”, della lunghezza poco inferiore al km.

Nella Figura 1 è riportata l'ubicazione della strada in oggetto.

Figura 1 – Strada in progetto



Nei paragrafi successivi verranno sintetizzati i seguenti temi:

- indagini geognostiche e geotecniche
- sismicità dell'area in studio
- litotipi presenti lungo il tracciato
- lineamenti idrogeologici
- comportamento meccanico dei terreni
- parametri geotecnici
- analisi del tracciato

## 2. NDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE

Per la definizione delle caratteristiche geologiche e litologiche si fa riferimento a quanto riportato nella relazione geologica allegata al progetto definitivo, ed in particolare alle due campagne di indagini effettuate, rispettivamente nel 2002 e nel 2009.

Nella suddetta relazione geologica viene riportata la sintesi delle indagini e dei rilievi effettuati, schematizzata nella Tabella 2.1.

Tabella 2.1 – Studi ed indagini effettuati

Anno	Tipo di indagine
2002	Campagna di indagini geognostiche del Progetto Definitivo
2002	Rilevamento geologico di dettaglio del Progetto Definitivo
2009	Campagna di indagini geognostiche del Progetto Definitivo
2009	Rilevamento geologico di dettaglio del Progetto Definitivo
2019	Indagini geognostiche

### 2.1. INDAGINI DEL 2002

Le indagini effettuate in tale periodo possono riassumersi come da Tabella 2.2.

Tabella 2.2 – Indagini eseguite nell'anno 2002

Tipo di indagine	N° di indagini
Sondaggi geognostici a carotaggio continuo ad andamento verticale	16
Sondaggi geognostici a carotaggio continuo ad andamento orizzontale	2
Pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra	6
Stendimenti sismici a rifrazione	22
Prove penetrometriche Standard Penetration Test (SPT)	137
Prove di permeabilità	5
Prove pressiometriche	3
Prove Dilatometriche	6
Installazione tubi piezometrici	12
Analisi di laboratorio su rocce	24
Analisi di laboratorio su terre	72

#### 2.1.1. Sondaggi geognostici

Nella seguente Tabella 2.3. vengono riportati i dati salienti dei sondaggi geognostici a rotazione:

- direzione del sondaggio (V = verticale; O = orizzontale)
- litologia prevalente riscontrata (terre/roccia)
- profondità dal p.c. raggiunta
- numero dei campioni prelevati
- numero delle prove S.P.T.
- piezometro

Tabella 2.3 – Dati dei sondaggi geognostici 2002

Sondaggio	Direzione	Litologia prevalente		Profondità	Campioni	S.P.T.	Piezometro
		Terre (%)	Rocce (%)				
N°	(V/O)			m	N°	N°	M
SP.1	V	100	-	30.00	6	10	30.00
S.2	V	100	-	25.00	5	8	-
SP.3	V	100	-	30.00	6	10	30.00
S.4	V	31.50	68.50	20.00	5	2	-
SP.5	V	78.00	22.00	20.00	4	5	20.00
S.6	V	100	-	30.00	6	10	-
SP.7	V	100	-	30.00	6	10	30.00
S.8	V	100	-	25.00	5	8	-
SP.9	V	100	-	30.00	6	10	30.00
SP.10	V	68.33	31.37	30.00	4	5	30.00
SP.11	V	26.00	74.00	50.00	4	4	50.00
SP.12	V	46.00	54.00	80.00	4	10	36.00
SP.13	V	100	-	25.00	5	7	25.00
SP.14	V	100	-	70.00	14	21	70.00
SP.15	V	100	-	35.00	7	12	35.00
SP.16	V	100	-	15.00	4	5	15.00
SO.1	O	8.25	94.75	40.00	8	-	-
SO.2	O	14.00	86.00	50.00	5	-	-

I sondaggi sono stati eseguiti dalla TEA – Territorio e Ambiente s.r.l. nel periodo gennaio – luglio 2002.

Per le successioni stratigrafiche di dettaglio e per l'ubicazione dei sondaggi si rimanda alla relazione geologica ed ai relativi allegati.

### 2.1.2. Pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra

Nella seguente Tabella 2.4. vengono riportati i dati salienti dei pozzetti esplorativi:

- litologia prevalente riscontrata (terreno vegetale/formazione incoerente)
- profondità dal p.c. raggiunta
- numero dei campioni prelevati

Tabella 2.4 – *Dati dei pozzetti esplorativi 2002*

Pozzetto N°	Intervallo (m)		Litologia	Campioni N°
P.1	0.00	0.20	Terreno vegetale	-
	0.20	2.00	Formazione incoerente	-
P.2	0.00	0.80	Terreno vegetale	1
	0.80	2.00	Formazione incoerente	-
P.3	0.00	1.80	Terreno vegetale	1
	1.80	2.00	Formazione incoerente	-
P.4	0.00	0.40	Terreno vegetale	-
	0.40	2.00	Formazione incoerente	1
P.5	0.00	1.00	Terreno vegetale	1
	1.00	2.00	Formazione incoerente	-
P.6	0.00	0.80	Terreno vegetale	1
	0.80	2.00	Formazione incoerente	-

I pozzetti sono stati eseguiti dalla TEA – Territorio e Ambiente s.r.l. nel periodo aprile – luglio 2002.

Per le successioni stratigrafiche di dettaglio e per l'ubicazione dei pozzetti si rimanda alla relazione geologica ed ai relativi allegati.

### 2.1.3. Prove di permeabilità in foro

Nella seguente Tabella 2.5. vengono riportati i dati salienti delle prove di permeabilità, eseguite secondo il metodo Lefranc a carico variabile.

Le prove sono state effettuate nei sondaggi SP.12, SP. 13 ed SP. 15.

Tabella 2.5 – *Prove di permeabilità Lefranc a carico variabile*

Sondaggio N°	Intervallo di prova (m)
SP. 12	9.00 ÷ 10.00
SP. 13	9.00 ÷ 9.50
SP. 13	12.00 ÷ 12.50
SP.15	26.50 ÷ 27.50
SP.15	29.50 ÷ 30.50

In allegato alla Relazione geologica sono riportati i risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile.

### 2.1.4. Prove pressiometriche

Nella seguente Tabella 2.6. vengono riportati i dati salienti delle prove pressiometriche, eseguite con il Pressiometro Menard.

Tabella 2.6 – Prove Pressiometriche

Sondaggio N°	Prova N°	Profondità (m)
SP.13	1	8,50
SP. 13	2	11,50
SP. 13	3	14,50
SP. 14	1	60,00
SP.14	2	63,00
SP.14	3	66,00
SP.15	1	27,00
SP.15	2	30,00
SP.15	3	33,00

Nell'All. 23 della relazione geologica sono riportati i risultati delle prove Pressiometriche Menard.

#### 2.1.5. Prove dilatometriche

Nella seguente Tabella 2.7. vengono riportati i dati salienti delle prove dilatometriche, eseguite con il dilatometro "Dilaroc".

Tabella 2.7 – Prove Dilatometriche

Sondaggio N°	Prova N°	Profondità (m)
SP. 10	1	25.00
SO. 1	1	29.50
SO. 1	2	15.50
SP.12	1	69.50
SP. 11	1	42.20
SO. 2	1	31.00

In allegato alla relazione geologica sono riportati i risultati delle prove dilatometriche.

#### 2.1.6. Prove Standard Penetration Test

In tutti i sondaggi verticali sono state effettuate le prove Standard Penetration Test, i cui risultati sono sintetizzati nelle seguenti Tabelle 2.8 e 2.9 .

Tabella 2.8 – Sondaggi SP.1 ÷ S.8 - Prove Standard Penetration Test

Sondaggio N°	Intervallo		Numero colpi per tratto 15 cm			Numero colpi	Falda m dal p.c.
	da m	a m	15	30	45	Utili	
SP.1	1,50	1,95	11	17	19	36	12,86
	4,50	4,62	R				
	7,50	7,95	16	23	28	51	
	10,50	10,95	33	42	43	85	
	13,50	13,95	31	38	42	80	
	16,50	16,95	26	32	35	67	
	19,50	19,95	27	29	31	60	
	22,50	22,95	23	26	28	54	
	25,50	25,95	18	21	24	45	
	28,50	29,95	21	27	29	56	
S.2	1,50	1,95	17	20	23	43	
	4,50	4,95	15	19	27	46	
	7,50	7,95	22	27	R		
	10,50	10,95	23	28	39	67	
	13,50	13,95	20	31	44	75	
	16,50	16,95	18	23	29	52	
	19,50	19,95	24	37	31	68	
	22,50	22,95	21	30	45	75	
SP.3	1,50	1,95	11	24	27	51	5,80
	4,50	4,95	18	27	41	68	
	7,50	7,95	21	29	38	67	
	10,50	10,95	26	24	24	48	
	13,50	13,95	22	38	43	81	
	16,50	16,95	25	41	R		
	19,50	19,95	23	34	40	74	
	22,50	22,95	21	35	R		
	25,50	25,95	27	39	42	81	
	28,50	28,95	25	34	28	62	
S.4	1,50	1,95	11	27	32	59	
	4,50	4,95	15	31	38	69	
SP.5	1,50	1,95	6	8	11	19	
	4,50	4,50	R				
	7,50	7,95	12	14	18	32	
	10,50	10,95	10	16	20	36	
S.6	13,50	13,95	13	16	19	35	
	1,50	1,95	9	8	11	19	
	4,50	4,95	13	17	18	35	
	7,50	7,95	18	22	26	48	
	10,50	10,95	13	11	12	23	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	R				
	19,50	19,95	18	14	15	29	
	22,50	22,95	R				
	25,50	25,95	17	19	24	43	
28,50	28,95	18	21	29	50		
SP.7	1,50	1,95	9	8	6	14	22,18
	4,50	4,95	8	6	7	13	
	7,50	7,95	9	11	9	20	
	10,50	10,95	10	13	18	31	
	13,50	13,95	15	19	23	42	
	16,50	16,95	16	21	22	43	
	19,50	19,50	R				
	22,50	22,95	19	21	27	48	
	25,50	25,95	22	19	20	39	
28,50	28,95	19	19	28	47		
S.8	1,50	1,95	13	R			
	4,50	4,95	9	18	21	39	
	7,50	7,95	5	8	13	21	
	10,50	10,95	13	18	18	36	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	11	17	23	40	
	19,50	19,95	18	28	29	57	
	22,50	22,95	19	29	33	62	

Tabella 2.9 – Sondaggi SP.9 ÷ Sp.16 - Prove Standard Penetration Test

Sondaggio N°	Intervallo		Numero colpi per tratto 15 cm			Numero colpi Utili	Falda m dal p.c.
	da m	a m	15	30	45		
SP.9	1,50	1,95	13	21	26	47	27,10
	4,50	4,95	14	18	26	44	
	7,50	7,95	21	R			
	10,50	10,95	R				
	13,50	13,95	18	27	22	49	
	16,50	16,95	21	28	29	57	
	19,50	19,50	28	33	R		
	22,50	22,95	21	28	32	60	
	25,50	25,95	16	21	23	44	
28,50	28,95	17	20	27	47		
SP.10	1,50	1,95	R				
	4,50	4,95	R				
	7,50	7,95	R				
	10,50	10,95	R				
	13,50	13,95	R				
SP.11	1,50	1,95	11	19	18	37	44,30
	4,50	4,95	13	14	11	25	
	7,50	7,95	10	11	18	29	
	10,50	10,95	11	10	11	21	
SP.12	1,50	1,95	6	8	14	22	50,45
	8,50	8,95	8	11	19	30	
	10,50	10,95	13	12	22	34	
	13,50	13,95	8	12	21	33	
	16,50	16,50	R				
	19,50	19,95	10	19	24	43	
	22,50	22,95	9	13	18	31	
	25,50	25,95	8	11	17	28	
	28,50	28,95	10	19	28	47	
	31,50	31,95	27	30	33	63	
SP.13	1,50	1,95	23	18	21	39	24,58
	8,50	8,95	18	18	17	35	
	10,50	10,95	14	13	14	27	
	13,50	13,95	15	15	16	31	
	16,50	16,50	18	22	17	39	
	19,50	19,95	24	27	21	48	
	22,50	22,95	25	28	24	52	
SP.14	1,50	1,95	8	10	9	19	47,00
	4,50	4,95	10	11	9	20	
	7,50	7,95	10	12	11	23	
	10,50	10,95	15	18	19	37	
	13,50	13,95	13	14	18	32	
	16,50	16,95	11	16	14	30	
	19,50	19,95	12	18	17	35	
	22,50	22,95	17	18	20	38	
	25,50	25,95	18	14	21	35	
	28,50	28,95	R				
	31,50	31,95	15	18	19	37	
	34,50	34,95	16	13	11	24	
	37,50	37,95	17	20	21	41	
	40,50	40,95	21	18	19	37	
	43,50	43,95	22	28	29	57	
	46,50	46,95	20	22	27	49	
	49,50	49,95	25	31	28	59	
	58,50	58,95	30	32	31	63	
	61,50	61,95	29	28	32	60	
	64,70	65,15	30	32	31	63	
67,50	67,95	30	29	32	61		
SP.15	1,50	1,95	8	11	16	27	19,2
	4,50	4,95	R				
	7,50	7,95	10	14	17	31	
	10,50	10,95	9	11	16	27	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	15	22	28	50	
	19,50	19,95	14	23	28	51	
	22,50	22,95	16	25	31	56	
	25,50	25,95	21	27	32	59	
	28,50	28,95	23	28	28	56	
	31,50	31,95	18	24	29	53	
34,50	34,95	23	R				
SP.16	1,50	1,95	10	9	8	17	
	4,50	4,95	9	13	14	27	
	7,50	7,95	9	18	26	44	
	10,50	10,95	21	16	20	36	
	13,50	13,95	21	28	31	59	

### 2.1.7. Traverse sismiche a rifrazione

Sono state effettuate N° 22 traverse sismiche a rifrazione, designate con le sigle LS.1...LS.22, la cui ubicazione è riportata nelle carte geologiche.

Nella Tabella 2.10 sono riportate le caratteristiche di ciascuno stendimento di sismica.

Tabella 2.10 – Stendimenti di sismica a rifrazione

Stendimento N°	Interdistanza geofonica (m)	Lunghezza stendimento (m)
LS.1	10	130
LS.2	10	130
LS.3	10	130
LS.4	10	130
LS.5	10	130
LS.6	10	130
LS.7	10	130
LS.8	10	130
LS.9	10	130
LS.10	10	130
LS.11	10	130
LS.12	10	130
LS.13	10	130
LS.14	10	130
LS.15	10	130
LS.16	10	130
LS.17	10	130
LS.18	10	130
LS.19	10	120
LS.20	10	128
LS.21	10	133
LS.22	10	250

### 2.1.8. Analisi geotecniche su campioni di roccia

I campioni di roccia, analizzati nel laboratorio GD Test s.r.l., sono stati sottoposti a prove di compressione con determinazione dei moduli elastici.

Nella Tabella 2.11 sono riportati i campioni analizzati ed i sondaggi in cui sono stati prelevati.

Tabella 2.11 – Campioni di roccia analizzati

Sondaggio N°	Campione N°	Provino	Profondità (m)		Litotipo
SO.1	L2	IEB 2	7,00	7,30	Gneiss micaceo
SO.1	L6	IEB 5	26,30	26,60	Micascisto gneissico
SO.2	L1	IEB 6	10,00	10,30	Gneiss micaceo
SO.2	L3	IEB 1	37,30	37,70	Gneiss biotitico-anfibolitico
SP.5	L1	IEB 12	19,80	20,00	Quarzo-micascisto
SP.10	L1	IEB 3	22,70	23,00	Micascisto anfibolitico
SP.10	L2	IEB 9	29,50	29,65	Quarzo-micascisto
SP.11	L1	IEB 10	21,70	21,90	Gneiss prasinitico
SP.11	L2	IEB 11	33,80	34,00	Scisto prasinitico
SP.12	L2	IEB 4	63,00	63,30	Gneiss prasinitico
SP.12	L4	IEB 8	77,70	78,00	Quarzo-micascisto
S.4	L2	IEB 7	11,70	12,00	Cataclasite quarzo-dolomitica
SO.1	L1	IEB 13	4,00	4,40	Gneiss micaceo
SO.1	L5	IEB 17	22,40		Gneiss micaceo
SO.1	L3	IEB 14	12,30	12,50	Gneiss micaceo
SO.1	L4	IEB 18	19,10		Gneiss micaceo
SO.1	L7	IEB 16	33,20	33,60	Micascisto gneissico
SO.1	L8	IEB 20	39,60	40,00	Gneiss micaceo
SP.11	L3	IEB 24	39,00	39,30	Gneiss prasinitico
SP.11	L4	IEB 22	44,00	44,30	Scisto dioritico-anfibolico
SP.12	L1	IEB 21	53,00	53,20	Quarzo-micascisto
SO.2	L4	IEB 19	49,20	49,50	Gneiss anfibolico
SP.12	L3	IEB 23	71,70	72,00	Gneiss quarzo-micaceo
SO.2	L2	IEB 15	31,00	31,30	Gneiss micaceo granatifero

I risultati delle analisi di laboratorio sui campioni di roccia sono riportati in allegato alla relazione geologica.

### 2.1.9. Analisi geotecniche su campioni di terre

I campioni dei terreni, analizzati nel laboratorio SO.GE.TEC. sono stati sottoposti a prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche, di consistenza e granulometriche.

Nella Tabella 2.12, 2.13 e 2.14 sono riportati i campioni analizzati ed i sondaggi in cui sono stati prelevati.

Nelle suddette tabelle i simboli hanno il significato riportato in legenda:

**LEGENDA:** C.R.= apertura campione rimaneggiato  
 S= analisi granulometrica per setacciatura  
 A= analisi granulometrica per sedimentazione  
 L= determinazione limiti liquidità e plasticità  
 P.S.= determinazione peso specifico dei grani  
 X = analisi effettuata  
 NO = analisi non richiesta o non effettuata per assenza di % idonea  
 C = analisi in corso  
 I = analisi da effettuare

Tabella 2.12 – Campioni di terra analizzati

CANTIERE	SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' (m)	ANALISI					FRAZIONE PREVALENTE IN %
				C.R.	S	A	L	P.S.	
SERNIO	SP16	C1	1.00 / 1.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP16	C2	3.50 / 3.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP16	C3	9.50 / 9.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP16	C4	14.50 / 14.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
TIRANO	SP9	C1	4.80 / 5.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP9	C2	9.50 / 9.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP9	C3	13.00 / 13.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP9	C4	17.30 / 17.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP9	C5	24.70 / 24.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP9	C6	29.80 / 29.80	X	X	X	X	NO	GHIAIA
VILLA DI TIRANO	S4	C1	2.50 / 2.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S4	C2	5.30 / 5.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
VILLA DI TIRANO	SP1	C1	1.80 / 2.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
	SP1	C2	7.30 / 7.50	X	X	NO	X	X	GHIAIA
	SP1	C3	11.20 / 11.40	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP1	C4	18.80 / 19.00	X	X	X	X	X	SABBIA
	SP1	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP1	C6	29.80 / 30.00	X	X	X	X	X	SABBIA
VILLA DI TIRANO	S6	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S6	C2	9.80 / 10.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	S6	C3	14.80 / 15.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S6	C4	19.80 / 20.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	S6	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S6	C6	29.00 / 29.20	X	X	NO	NO	NO	GHIAIA

Tabella 2.13 – Campioni di terra analizzati

CANTIERE	SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' (m)	ANALISI					FRAZIONE PREVALENTE IN %
				C.R.	S	A	L	P.S.	
TIRANO	SP7	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP7	C2	8.50 / 8.70	X	X	NO	NO	NO	SABBIA
	SP7	C3	12.80 / 13.00	X	X	NO	NO	X	GHIAIA
	SP7	C4	16.00 / 16.30	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP7	C5	22.00 / 22.20	X	X	NO	X	X	SABBIA
	SP7	C6	29.50 / 29.70	X	X	X	X	NO	SABBIA
TIRANO	SP14	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
	SP14	C2	6.80 / 7.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP14	C3	11.80 / 12.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
	SP14	C4	17.00 / 17.20	X	X	NO	NO	X	GHIAIA
	SP14	C5	24.00 / 24.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP14	C6	29.00 / 29.20	X	X	X	X	X	SABBIA
	SP14	C7	31.80 / 32.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
	SP14	C8	38.70 / 39.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP14	C9	48.80 / 50.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP14	C10	54.80 / 55.00	X	X	X	X	X	SABBIA
	SP14	C11	59.30 / 59.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP14	C12	64.70 / 64.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP14	C13	66.80 / 67.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP14	C14	68.90 / 69.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
TIRANO	SP10	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP10	C2	12.00 / 12.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SERNIO	SP15	C1	3.00 / 3.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP15	C2	7.80 / 8.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP15	C3	10.00 / 10.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP15	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP15	C5	21.80 / 22.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP15	C6	28.90 / 30.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP15	C7	33.80 / 34.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA

Tabella 2.14 – Campioni di terra analizzati

CANTIERE	SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' (m)	ANALISI					FRAZIONE PREVALENTE IN %
				C.R.	S	A	L	P.S.	
TIRANO	S8	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S8	C2	8.80 / 9.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	S8	C3	12.00 / 12.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
	S8	C4	14.80 / 15.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
	S8	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
VILLA DI	SP5	C1	2.00 / 2.20	X	X	NO	X	X	GHIAIA
TIRANO	SP5	C2	8.50 / 8.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP5	C3	13.30 / 13.50	X	X	X	X	X	SABBIA
TIRANO	SP13	C1	3.80 / 4.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
	SP13	C2	6.20 / 6.40	X	X	X	X	X	SABBIA
	SP13	C3	13.30 / 13.50	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
	SP13	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
	SP13	C5	24.30 / 24.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
VILLA DI	P2	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
TIRANO	P3	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
TIRANO	P4	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
	P5	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
	P6	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
TIRANO	SO2	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	NO	SABBIA

## 2.2. INDAGINI DEL 2009

Le indagini svolte in tale periodo (anno 2009) sono state realizzate:

- dalla *Land Service* per la parte geognostica
- dalla S.G.G. per la parte geofisica.

Nella Tabella 2.15 è riportata la sintesi delle indagini svolte.

Tabella 2.15 – Sintesi delle indagini eseguite nel 2009

Tipo di indagine	N° di indagini
Sondaggi geognostici a carotaggio continuo	10
Pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra	11 + 9
Stendimenti sismici a rifrazione	10
Prove penetrometriche Standard Penetration Test (SPT)	36
Prove di permeabilità	3
Prove pressiometriche	1
Prove dilatometriche	3
Installazione tubi piezometrici	4
Down Hole	1

### 2.2.1. Sondaggi geognostici

Nelle seguenti Tabelle 2.16 e 2.17 vengono riportati i dati salienti dei sondaggi geognostici a rotazione:

- direzione del sondaggio (V = verticale; O = orizzontale)

- litologia prevalente riscontrata (terre/roccia)
- profondità dal p.c. raggiunta
- numero dei campioni prelevati
- numero delle prove S.P.T.
- piezometro

Tabella 2.16 – Dati dei sondaggi geognostici 2009

Sondaggio	Direzione (V/O)	Litologia prevalente		Profondità m	Campioni N°	S.P.T.	
		Terre (%)	Rocce (%)			N°	M
S.1	V	100	-	20.00	3	4	20.00
S.2	V	100	-	20.00	3	4	-
S.3	V	40	60	20.00	4	2	-
S.4	V	100	-	15.00	2	2	15.00
S.5	V	100	-	22.00	5	2	-
S.6	V	88.33	11.67	30.00	5	2	-
S.7	V	10.77	89.23	65.00	5	-	-
S.8	V	100	-	30.00	3	6	30.00
S.9	V	100	-	30.00	2	6	30.00
S.10	V	100	-	25.00	4	4	25.00

Tabella 2.17 – Dettaglio dei sondaggi geognostici

		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
SONDAGGI	Profondità [m]	20	20	20	15	22	30	65	30	30	25
	Piezometro Z'' [m]	20			15					30	25
	Down Hole 80mm [m]								30		
	Campioni rimaneggiati	3	3	4	2	5	5	5	3	2	4
PROVE IN SITU	SPT	4	4	2	2	2	2		6	6	4
	Pressiometriche		1								
	Dilatometriche						1	2			
	Permeabilità Lefranc	1			1						1
CAMPIONI	Campioni terreno per analisi	1	2	1	2	3	3		2		
	Campioni H2O per analisi	1								1	1

Nella Tabella 2.18 sono riportate le profondità di prelievo dei campioni in ciascun sondaggio.

Tabella 2.18 – Quota di prelievo dei campioni

SONDAGGI	PROFONDITA'
S1	1,50 - 2,00
	4,50 - 5,00
	9,50 - 10,00
S2	2,50 - 3,00
	9,00 - 9,50
	17,00 - 17,50
S3	4,00 - 4,50
	5,00 - 5,50
	11,15 - 11,60
	13,50 - 13,90
S4	3,00 - 3,50
	5,50 - 6,00
S5	2,50 - 3,00
	8,50 - 9,00
	14,50 - 15,00
	16,50 - 17,00
	21,20 - 22,00
S6	3,50 - 4,00
	9,50 - 10,00
	20,00 - 20,50
	27,45 - 27,90
	29,00 - 29,50
S7	2,00 - 2,50
	5,50 - 6,00
	10,30 - 10,70
	50,90 - 51,35
	57,40 - 57,80
S8	2,50 - 3,00
	10,00 - 10,50
	18,00 - 18,50
S9	7,50 - 8,00
	28,00 - 28,50
S10	4,00 - 4,50
	10,50 - 11,00
	16,00 - 16,50
	18,50 - 19,00

Nei Sondaggi S.1, S.4 ed S.9 sono stati installati piezometri a tubo aperto; il sondaggio S.10 è stato preparato per la prova Down Hole.

Nella Tabella 2.19 sono riportate le misure del livello di falda rilevate nei sondaggi, effettuate nel periodo compreso tra il 17 Agosto 2009 ed il 14 Settembre 2009.

I sondaggi sono stati eseguiti dalla LAND Service nel periodo agosto – settembre 2009.

Le successioni stratigrafiche di dettaglio e tutti gli altri dati inerenti le prove geotecniche in foro, nonché la ubicazione delle indagini, sono riportati negli allegati della relazione geologica.

Tabella 2.19 – *Letture del livello di falda nei Sondaggi S.1, S.4, S.9, S.10*

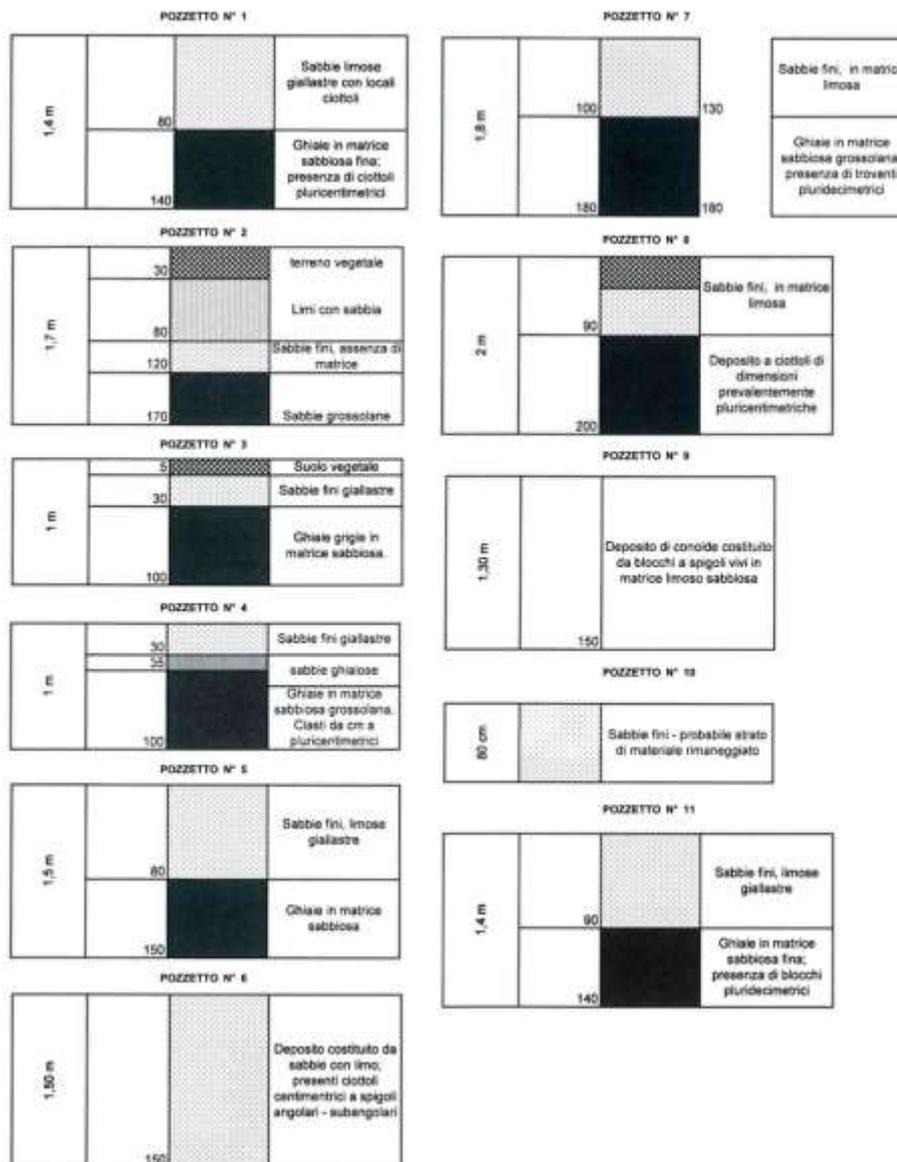
<b>Sondaggio</b>	<b>Data</b>	<b>Letture falda (m dal p.c.)</b>
<b>SONDAGGIO S.1</b>	22/08/2009	11.95
	24/08/2009	12.32
	25/08/2009	13.78
	26/08/2009	13.85
	28/08/2009	13.86
	31/08/2009	13.86
	05/09/2009	13.53
	08/09/2009	13.85
	11/09/2009	13.86
	14/09/2009	13.86
<b>SONDAGGIO S.4</b>	28/08/2009	Assenza di falda
	05/09/2009	Assenza di falda
	14/09/2009	Assenza di falda
<b>SONDAGGIO S.9</b>	17/08/2009	8.35
	18/08/2009	8.36
	19/08/2009	8.35
	20/08/2009	8.37
	24/08/2009	8.37
	28/08/2009	8.33
	31/08/2009	8.35
	05/09/2009	8.12
	08/09/2009	8.37
	11/09/2009	8.37
	14/09/2009	8.37
<b>SONDAGGIO S.10</b>	22/08/2009	12.35
	24/08/2009	13.78
	25/08/2009	13.85
	26/08/2009	13.85
	28/08/2009	13.86
	31/08/2009	13.86
	05/09/2009	13.53
	08/09/2009	13.83
	11/09/2009	13.85
	14/09/2009	13.86

### 2.2.2. Pozzetti esplorativi

Nella seguente Tabella 2.20. vengono riportati i dati salienti dei pozzetti esplorativi:

- litologia prevalente riscontrata (terreno vegetale/formazione incoerente)
- profondità dal p.c. raggiunta

Tabella 2.20 – Dati dei pozzetti esplorativi 2009



Nella Tabella 2.21 sono riportate le quote di prelievo dei campioni nei pozzetti esplorativi.

Tabella 2.21 – Quote di prelievo dei campioni nei pozzetti esplorativi

POZZETTI ESPLORATIVI	PROFONDITA'
Pz1	1,50
Pz2	1,50
Pz3	1,00
Pz4	1,50
Pz5	1,50
Pz6	1,50
Pz7	1,40
Pz8	1,30
Pz9	1,40
Pz10	1,50
Pz11	1,30

Le successioni stratigrafiche di dettaglio e tutti gli altri dati inerenti ai pozzetti esplorativi sono riportati negli allegati della relazione geologica.

### 2.2.3. Prove di carico su piastra

In molti pozzetti esplorativi sono state eseguite delle prove di carico su Piastra, come da schema della Tabella 2.22.

Tabella 2.22– Prove di Carico su Piastra

		Pz1	Pz2	Pz3	Pz4	Pz5	Pz6	Pz7	Pz8	Pz9	Pz10	Pz11
<b>POZZETTI</b>	Profondità [m]											
	Campioni rimaneggiati	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>PROVE IN SITU</b>	Carico su piastra	*	*	*	*	*	*				*	*
<b>AREVILE</b>	Campioni terreno per analisi			1	1	1			1	1	1	1

La quota di esecuzione delle prove di carico è riportata nella Tabella 2.23.

Tabella 2.23 – Quote di esecuzione delle Prove di carico su Piastra

Prove N°	LP1	LP2	LP3	LP4	LP5	LP6	LP7	LP8	LP9
Pozzetto N°	PZ.10	PZ.4	PZ.3	PZ.5	PZ.11	PZ.1	PZ.2	PZ.7	PZ.6
Quota (m dal p.c.)	0.50	1.00	1.00	1.50	1.40	1.40	1.70	1.80	1.50

I dati inerenti alle prove di carico su piastra sono riportati negli allegati della relazione geologica.

### 2.2.4. Prove di Permeabilità Lefranc

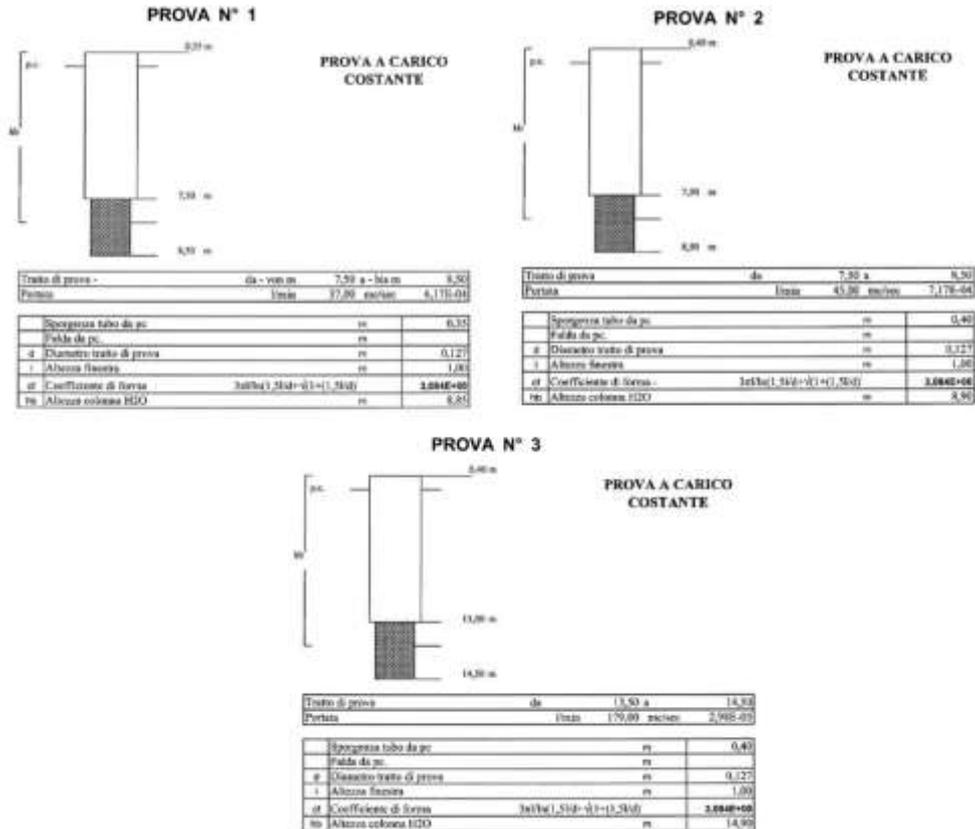
In alcuni dei sondaggi sono state eseguite le Prove di Permeabilità Lefranc a carico costante, come da Tabella 2.24.

Tabella 2.24 – Prove di Permeabilità Lefranc a Carico Costante

Prova N°	Sondaggio N°	Intervallo di prova (m)
1	S.10	7.50 ÷ 8.50
2	S.1	7.50 ÷ 8.50
3	S.4	13.50 ÷ 14.50

Nella Tabella 2.25 sono sintetizzati i dati delle prove di permeabilità.

Tabella 2.25 – Sintesi delle Prove di Permeabilità Lefranc a Carico Costante



I dati inerenti alle prove di permeabilità sono riportati negli allegati alla relazione geologica.

### 2.2.5. Prove Pressiometriche

Nel Sondaggio S.2 è stata effettuata N° 1 prova pressiometrica alla profondità di m 5,50 dal p.c., utilizzando un Pressiometro Menard tricellulare della Apageo da 100 bar composto principalmente da tre parti:

- centralina di controllo
- sonda Ø 60 mm
- tubicini di alimentazione.

Nella Tabella 2.26 è riportata la sintesi dei risultati, tratta dalla relazione di calcolo a corredo della prova.

Tabella 2.26 – Sintesi dei risultati della prova pressiométrica

<b>Prova S2P1, prof. 5.5 m eseguita il 12.09.09</b>			
$G_p = 108.4 \text{ Kg/cm}^2 = 10.63 \text{ mPa}$	carico	(determinato nel tratto 1.32 – 8.20 bar)	
$G_p = 302.2 \text{ Kg/cm}^2 = 29.64 \text{ mPa}$	scarico	(determinato nel tratto 8.20 – 2.23 bar)	
$G_p = 211.8 \text{ Kg/cm}^2 = 20.77 \text{ mPa}$	ricarico	(determinato nel tratto 2.23 – 8.18 bar)	
$E_p = 288.4 \text{ Kg/cm}^2 = 28.28 \text{ mPa}$	carico		
$E_p = 803.9 \text{ Kg/cm}^2 = 78.84 \text{ mPa}$	scarico		
$E_p = 563.2 \text{ Kg/cm}^2 = 55.24 \text{ mPa}$	ricarico		
$E_y = 437.0 \text{ Kg/cm}^2 = 42.85 \text{ mPa}$	$(\alpha = 0.66)$		
$P_L = 16.9 \text{ Kg/cm}^2 = 1.65 \text{ mPa}$	(metodo Menard)		
$P_L = 20.1 \text{ bar} = 2010 \text{ mPa}$	(metodo Windle & Wroth, 77)		
OCR=2			
$V_o = 108 \text{ cm}^3$			

I dati inerenti alle prove di pressiométriche sono riportati negli allegati alla relazione geologica.

### 2.2.6. Prove dilatometriche

Nei Sondaggi S.6 ed S.7 sono state eseguite delle prove dilatometriche mediante dilatometro flessibile Dilaroc Telemac, alle profondità riportate nella Tabella 2.27.

Tabella 2.27 – Prove Dilatometriche

Sondaggio N°	Prova N°	Data	Profondità (m)	Modulo di deformazione (MPa)	Modulo Elastico (MPa)
S.7	D1	08/09/2009	55.00	1848	2143
S.7	D2	08/09/2009	45.00	832	897
S.6	D1	11/09/2009	30.00	661	934

I dati inerenti alle prove dilatometriche sono riportati negli allegati alla relazione geologica.

### 2.2.7. Prove Standard Penetration Test

In tutti i sondaggi sono state effettuate le prove Standard Penetration Test, i cui risultati sono sintetizzati nella seguente Tabella 2.28 (cfr. All. 35 della relazione geologica).

Tabella 2.28 – Prove Standard Penetration Test

Sondaggio	Profondità della prova		Colpi per tratti da 15 cm			Nspt	Tipo di Punta	Falda	
	N°	da m	a m	0 ÷ 15	15 ÷ 30			30 ÷ 45	m dal p.c.
S.1		3.00		R			C	13.86	
		6.00	6.15	42	R		C		
		9.00	9.30	27	38	R	C		
		12.00	12.45	24	29	39	68		C
S.2		3.00	3.15	24	R		C	Non rilevata	
		6.00		R			C		
		9.00	9.45	26	32	46	78		C
		12.00	12.15	31	R		C		
S.3		3.00	3.15	29	R		C	Non rilevata	
		6.00		R			C		
S.4		3.00	3.45	12	10	12	22	C	Assente
		6.00	6.30	14	19	R		C	
S.5		3.00	3.45	10	13	9	22	C	Non rilevata
		6.00	6.45	15	20	16	36	C	
S.6		3.00	3.45	5	5	6	11	C	Non rilevata
		6.00	6.45	16	21	26	47	C	
S.7		-	-	-	-	-	-	-	-
S.8		3.00	3.15	29	R			C	Non rilevata
		6.00	6.30	23	21	R		C	
		9.00	9.30	37	27	R		C	
		12.00	12.45	23	29	36	65	C	
		15.00	15.45	17	20	25	45	C	
		18.00	18.45	19	16	21	37	C	
S.9		3.00	3.15	30	R			C	8.37
		6.00	6.30	26	48	R		C	
		9.00	9.45	22	27	38	65	C	
		12.00	12.30	26	29	R		C	
		15.00	15.15	36	R			C	
		18.00	18.30	24	31	R		C	
S.10		3.00	3.45	26	28	39	67	C	13.86
		6.00	6.15	32	R			C	
		9.00	9.15	30	R			C	
		12.00	12.15	41	R			C	

## 2.2.8. Indagine sismica

Sono state effettuate N° 10 traverse sismiche a rifrazione, designate con le sigle LS.1...LS.10, e N° 1 prova Down Hole nel Sondaggio S.8; l'ubicazione delle indagini sismiche è riportata nelle carte geologiche.

Nella Tabella 2.29 e 2.30 sono riportate le caratteristiche degli stendimenti di sismica e della prova Down Hole.

Tabella 2.29 – Stendimenti di sismica a rifrazione

Profilo sismico a rifrazione N°	Interdistanza Geofoni (m)	Geofoni N°	Lunghezza (m)	Prove Re.Mi. N°	Prove MASW N°
LS1	5	24	120	1	1
LS2	5	24	120	1	1
LS3	5	24	120	1	1
LS4	5	24	120	1	1
LS5	5	24	120	1	1
LS6	5	24	120	1	1
LS7	5	24	120	1	1
LS8	5	24	120	1	1
LS9	5	24	120	1	1
LS10	5	24	120	1	1

Tabella 2.30 – Prova Down Hole

Prova Down-Hole				
Sondaggio N°	Profondità (m)	Offset sistema energizzante (m)	Interdistanza misure (m)	Livello dell'acqua nel tubo (m p.c.)
S8	30	2	1	-5,2

## 2.2.9. Analisi geotecniche di laboratorio

I campioni dei terreni, analizzati nel laboratorio ISMGEO. sono stati sottoposti a prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche e granulometriche.

Nella Tabella 2.31 sono riportati i campioni analizzati prelevati sia nei sondaggi che nei pozzetti.

La sigla "CR" identifica il *campione rimaneggiato*.

Tabella 2.31 – Campioni sottoposti alle analisi geotecniche

Sondaggio N°	Campione N°	Profondità		Analisi Granulometrica
		da m	a m	
S.1	CR.1	1,50	2,00	*
S.1	CR.2	4,50	5,00	*
S.1	CR.3	9,50	10,00	*
S.2	CR.1	2,50	3,00	*
S.2	CR.2	9,00	9,50	*
S.2	CR.3	17,00	17,50	*
S.3	CR.1	4,00	4,50	*
S.3	CR.2	5,00	5,50	*
S.4	CR.1	3,00	3,50	*
S.4	CR.2	5,50	6,00	*
S.5	CR.1	2,50	3,00	*
S.5	CR.2	8,50	9,00	*
S.5	CR.3	14,50	15,00	*
S.5	CR.4	16,50	17,00	*
S.5	CR.5	21,50	22,00	*
S.6	CR.1	3,50	4,00	*
S.6	CR.2	9,50	10,00	*
S.6	CR.3	20,00	20,50	*
S.7	CR.1	2,00	2,50	*
S.7	CR.2	5,50	6,00	*
S.8	CR.1	2,50	3,00	*
S.8	CR.2	10,00	10,50	*
S.8	CR.3	18,00	18,50	*
S.9	CR.1	7,50	8,00	*
S.9	CR.2	28,00	28,50	*
S.10	CR.1	4,00	4,50	*
S.10	CR.2	10,50	11,00	*
S.10	CR.3	16,00	16,50	*
S.10	CR.4	18,50	19,00	*
PZ.1	CR.1	1,50		*
PZ.2	CR.1	1,50		*
PZ.3	CR.1	1,00		*
PZ.4	CR.1	1,50		*
PZ.5	CR.1	1,50		*
PZ.6	CR.1	1,50		*
PZ.7	CR.1	1,40		*
PZ.8	CR.1	1,30		*
PZ.9	CR.1	1,40		*
PZ.10	CR.1	1,50		*
PZ.11	CR.1	1,30		*

### 2.3. INDAGINI FEBBRAIO 2019

Le indagini svolte nell'ambito del progetto esecutivo (Febbraio 2019), realizzate dalla *Tecnoin Geosolutions*, sono sintetizzate nella Tabella 2.32.

Tabella 2.32 – Sintesi delle indagini eseguite nel 2019

Tipo di indagine	N° di indagini
Sondaggi geognostici a carotaggio continuo	9
Pozzetti esplorativi con prove di carico su piastra	12
Stendimenti sismici a rifrazione	6
Prove penetrometriche Standard Penetration Test (SPT)	45
Prove di permeabilità	2
Installazione tubi piezometrici	3
Down Hole	3
Prove MASW	2
Prelievo di campioni rimaneggiati	23
Prelievo di campioni indisturbati	1

#### 2.3.1. Sondaggi geognostici

Nelle seguenti Tabelle 2.33 e 2.34 vengono riportati i dati salienti dei sondaggi geognostici a rotazione:

- litologia prevalente riscontrata (terre/roccia)
- profondità dal p.c. raggiunta
- numero dei campioni prelevati
- numero delle prove S.P.T.
- piezometro

Tabella 2.33 – Dati dei sondaggi geognostici 2009

Sondaggio	Litologia prevalente		Profondità m	Campioni indisturbati N°	Campioni Rimaneggiati N°	S.P.T N°	Piezometro m	Tubo per Down Hole m
	Terre (%)	Rocce (%)						
S.01	100	-	15.00	-	3	3	-	-
S.02DH	100	-	35.00	-	4	6	-	35.00
S.3	100	-	40.00	1	5	7	-	-
S.04PZ	100	-	30.00	-	5	5	30.00	-
S.05	100	-	15.00	-	3	3	-	-
S.06DH	100	-	35.00	-	5	6	-	35.00
S.07PZ	100	-	30.00	-	4	5	30.00	-
S.08PZ	100	-	30.00	-	5	5	30.00	-
S.11DH	100	-	32.00	-	5	5	-	32.00

Tabella 2.34 – Quota di prelievo dei campioni (CR = rimaneggiato; CI = indisturbato)

N	Sigla ID	Prof. in m da p.c.	Prof. in m da p.c.	
1	S01	4	5	CR1
2	S01	8	8,5	CR2
3	S01	12,5	13	CR3
4	S02-DH	7	8	CR1
4	S02-DH	16	17	CR2
5	S02-DH	25	26	CR3
6	S02-DH	33	34	CR4
7	S03	3	4	CR1
8	S03	14	15	CR2
9	S03	20	21	CR3
10	S03	21,7	22,3	CI1
11	S03	28	29	CR4
12	S03	35	36	CR5
13	S04-PZ	4	5	CR1
14	S04-PZ	8	9	CR2
15	S04-PZ	13	14	CR3
16	S04-PZ	22	23	CR4
17	S04-PZ	28	29	CR5
18	S05	1	2	CR1
19	S05	8	9	CR2
20	S05	12	13	CR3
21	S06-DH	4	5	CR1
22	S06-DH	10	11	CR2
23	S06-DH	17	18	CR3
24	S06-DH	22	23	CR4
25	S06-DH	31	32	CR5
26	S07-PZ	3	3,5	CR1
27	S07-PZ	11	11,5	CR2
28	S07-PZ	22,5	23	CR3
29	S07-PZ	29	29,5	CR4
30	S08-PZ	0,5	1	CR1
31	S08-PZ	3	4	CR2
32	S08-PZ	10	11	CR3
33	S08-PZ	19	20	CR4
34	S08-PZ	28	29	CR5
35	S11-DH	4	4,5	CR1
36	S11-DH	11	11,5	CR2
37	S11-DH	19	19,5	CR3
38	S11-DH	29	29,5	CR4
39	S11-DH	31,5	32	CR5

### 2.3.2. Pozzetti esplorativi

Nella seguente Tabella 2.35. vengono riportati i dati salienti dei pozzetti esplorativi, nei quali è stata sempre raggiunta la profondità di m 2,00 dal p.c.

Tabella 2.35 – Dati dei pozzetti esplorativi 2009

N.	Sigla ID	Coordinata Nord	Coordinata Est	Quota assoluta p.c. (m s.l.m.)
1	PZE01	5115465,25	586967,491	394,67
2	PZE02	5115677,951	587300,471	396,193
3	PZE03	5116016,693	587522,852	397,603
4	PZE04	5116300,46	587754,257	399,922
5	PZE05	5116577,362	588054,235	403,96
6	PZE06	5116618,987	588109,607	404,594
7	PZE07	5116778,062	588296,905	405,9
8	PZE08	5117006,177	588611,237	408,43
9	PZE09	5117393,843	589317,876	416,162
10	PZE10	5117544,412	589565,305	418,185
11	PZE11	5117944,89	590476,157	498,115
12	PZE12	5118690,536	591361,983	502,281

Le successioni stratigrafiche di dettaglio e tutti gli altri dati inerenti ai pozzetti esplorativi sono riportati negli allegati della relazione geologica.

### 2.3.3. Prove di carico su piastra

In tutti i pozzetti esplorativi sono state eseguite delle prove di carico su Piastra, come da schema della Tabella 2.36.

Tabella 2.36– Prove di Carico su Piastra

Pozzetto N°	PZ.01	PZ.02	PZ.03	PZ.04	PZ.05	PZ.06	PZ.07	PZ.08	PZ.09	PZ.10	PZ.11	PZ.12
Prova N°	PZ.E01	PZ.E02	PZ.E03	PZ.E04	PZ.E05	PZ.E06	PZ.E07	PZ.E08	PZ.E09	PZ.E10	PZ.E11	PZ.E12

I dati inerenti alle prove di carico su piastra sono riportati negli allegati della relazione geologica.

### 2.3.4. Prove di Permeabilità Lefranc

Nei Sondaggi S.07PZ e S.08PZ sono state eseguite Prove di Permeabilità Lefranc a carico variabile, i cui dati salienti sono riportati nella seguente Tabella 2.37.

Tabella 2.37 – Prove di Permeabilità Lefranc a Carico Costante

Sondaggio N°	Tratto di prova		Litologia	Coeff. Di permeabilità K (m/sec)
	da m	a m		
S.07PZ	20.40	21.00	Sabbia limosa con ghiaia e ciottoli	$1,4 \cdot 10^{-5}$
S.08PZ	21.90	22.50	Sabbia limoso-argillosa con ghiaia e ciottoli	$1,9 \cdot 10^{-5}$

I dati inerenti alle prove di permeabilità sono riportati negli allegati alla relazione geologica.

### 2.3.5. Prove Standard Penetration Test

In tutti i sondaggi sono state effettuate le prove Standard Penetration Test, i cui risultati sono sintetizzati nella seguente Tabella 2.38.

Tabella 2.38 – Prove Standard Penetration Test

N.	Sigla ID	Da (m da p.c.)	A (m da p.c.)	Colpi	N spt
1	S01	5	5,45	13-15-19	34
2	S01	10	10,45	15-19-23	42
3	S01	15	15,45	17-22-28	50
4	S02-DH	6	6,45	R +12cm	Rifiuto
5	S02-DH	12	12,45	17-22-22	44
6	S02-DH	18	18,45	35-27-40	67
7	S02-DH	24	24,45	50 R +9 cm	Rifiuto
8	S02-DH	30	30,45	50 R +13 cm	Rifiuto
9	S02-DH	35	35,45	33-31-39	70
10	S03	3	3,45	50 R +13 cm	Rifiuto
11	S03	9	9,45	50 R +12 cm	Rifiuto
12	S03	15	15,45	50 R +12 cm	Rifiuto
13	S03	21	21,45	50 R +10 cm	Rifiuto
14	S03	27	27,45	18-35-40	75
15	S03	33	33,45	40-39-40	79
16	S03	39	39,45	33-25-28	52
17	S04-PZ	6	6,45	14-17-20	37
18	S04-PZ	12	12,45	19-21-26	47
19	S04-PZ	18	18,45	20-25-31	56
20	S04-PZ	24	24,45	18-23-29	52
21	S04-PZ	30	30,45	17-26-30	56
22	S05	5	5,45	8-14-17	31
23	S05	10	10,45	11-16-20	36
24	S05	15	15,45	17-21-25	46
25	S06-DH	6	6,45	17-25-28	53
26	S06-DH	12	12,45	15-20-24	44
27	S06-DH	18	18,45	13-23-31	54
28	S06-DH	24	24,45	16-25-36	61
29	S06-DH	30	30,45	32 50 R +11 cm	Rifiuto
30	S06-DH	35	35,45	20-26-39	65
31	S07-PZ	6	6,45	27 50 R +15 cm	Rifiuto
32	S07-PZ	12	12,45	15 50 R +13 cm	Rifiuto
33	S07-PZ	18	18,45	50 R +13 cm	Rifiuto
34	S07-PZ	24	24,45	50 R +14 cm	Rifiuto
35	S07-PZ	30	30,45	15-24-33	57
36	S08-PZ	6	6,45	13-50 R +7 cm	Rifiuto
37	S08-PZ	12	12,45	8-50 R +10 cm	Rifiuto
38	S08-PZ	18	18,45	15-20-24	44
39	S08-PZ	24	24,45	14-23-27	50
40	S08-PZ	30	30,45	17-22-30	52
41	S11-DH	6	6,45	10-16-17	33
42	S11-DH	12	12,45	9-14-20	34
43	S11-DH	18	18,45	12-17-23	40
44	S11-DH	24	24,45	21-19-29	48
45	S11-DH	30	30,45	18-19-27	46

### 2.3.6. Indagine sismica

Sono state effettuate le seguenti indagini sismiche:

- N° 6 prospezioni sismiche a rifrazione, designate con le sigle BS01....BS06;
- N° 3 prova Down Hole nei Sondaggi S.02DH, S.06DH, S.11DH;
- N° 2 prove MASW.

L'ubicazione delle indagini sismiche è riportata nelle carte geologiche.

Nella Tabella 2.39 e 2.40 sono riportate le caratteristiche degli stendimenti di sismica e delle prove Down Hole.

Tabella 2.39 – Stendimenti di sismica a rifrazione

Profilo sismico a rifrazione N°	Interdistanza Geofoni (m)	Geofoni N°	Lunghezza (m)	Energizzazioni esterne N°	Energizzazioni interne N°
BS01	5	24	115	2	5
BS02	5	24	115	2	5
BS03	5	24	115	2	5
BS04	5	24	115	2	5
BS05	5	24	115	2	5
BS06	5	24	115	2	5

Tabella 2.40 – Prova Down Hole

Prova Down-Hole		
Sondaggio N°	Profondità (m)	Interdistanza misure (m)
S.02DH	35	1
S.06DH	35	1
S.11DH	32	1

### 2.3.7. Analisi geotecniche di laboratorio

I campioni dei terreni prelevati sono stati sottoposti a prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche e granulometriche

Nella Tabella 2.41 sono riportati i campioni analizzati prelevati sia nei sondaggi che nei pozzetti.

La sigla "CR" identifica il *campione rimaneggiato*, mentre la sigla "CI" identifica il campione indisturbato.

Tabella 2.41 – Campioni sottoposti alle analisi geotecniche

Sigla sondaggio	Campioni	Profondità di prelievo (m)		Apertura e descrizione campione		Analisi granulometrica per vagliatura	Analisi granulometrica per sedimentazione	Peso di volume naturale gn	Contenuto d'acqua W	Peso specifico dei grani	Limiti di Atterberg (WL-WP)	Limiti di Ritiro (WR)	Prova di compressibilità edometrica	Edometrica Con determinazione di ca	Prova di taglio CD	Prova di taglio CD con calcolo resistenza residua	Prova di compressione ad espansione laterale libera ELL	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova triassiale CID	Classificazione stradale
		da	a																		
SE01-DH	CR1	4.00	5.00	X	X	X	X	X	X	X	X										X
	CR2	8.00	8.50	X	X	X	X			X	X				X						
	CR3	12.50	13.00	X	X	X			X	X	X										
SE02-DH	CR1	7.00	8.00	X	X	X				X	X										
	CR2	16.00	17.00	X	X	X					X				X						
	CR3	25.00	26.00	X	X	X					X	X									
	CR4	33.00	34.00	X	X	X					X	X									
SE03	CR1	3.00	4.00	X	X	X					X										
	CR2	14.00	15.00	X	X	X					X	X					X				
	CR3	20.00	21.00	X	X	X					X	X									
SE04-PZ	CR1	4.00	5.00	X	X	X	X	X			X										
	CR2	8.00	9.00	X	X	X	X	X			X	X					X				
	CR3	13.00	14.00	X	X	X			X	X	X										
	CR4	22.00	23.00	X	X	X				X	X	X									
	CR5	28.00	29.00	X	X	X	X	X	X	X	X	X									
SE05	CR1	1.00	2.00	X	X	X					X						X				X
	CR2	8.00	9.00	X	X	X	X	X			X										
	CR3	12.00	13.00	X	X	X			X	X	X										
SE06-DH	CR1	4.00	5.00	X	X	X	X	X	X	X	X										X
	CR2	10.00	11.00	X	X	X	X	X	X	X	X					X					
	CR3	17.00	18.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR4	22.00	23.00	X	X	X	X	X	X	X	X					X					
	CR5	31.00	32.00	X	X	X			X	X	X										
SE07-PZ	CR1	3.00	3.50	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR2	11.00	11.50	X	X	X					X	X									
	CR3	22.50	23.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR4	29.00	29.50	X	X	X					X										
SE08	CR1	0.50	1.00	X	X	X					X										X
	CR2	3.00	4.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR3	10.00	11.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
SE11-DH	CR4	29.00	30.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR5	28.00	29.00	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR1	4.00	4.50	X	X	X	X	X	X	X	X										
	CR2	14.00	15.00	X	X	X					X	X									
	CR3	19.00	19.50	X	X	X	X	X	X	X	X										
PaE01	CR4	29.00	29.50	X	X	X					X	X									
	CR5	31.50	32.00	X	X	X					X							X			
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
	CR2	1.00		X	X	X					X										X
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
	CR2	1.00		X	X	X					X										X
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
	CR2	1.00		X	X	X					X										X
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
	CR2	1.00		X	X	X					X										X
	CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	
CR1	0.30	0.50	X	X	X					X										X	
CR2	1.00		X	X	X					X										X	

### 3. SISMICITA' DELL'AREA IN STUDIO

La *classificazione sismica* del territorio nazionale ha introdotto *normative tecniche* specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

La *zona sismica* per il territorio di Sondrio, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Lombardia dell'11 luglio 2014 n.2129 entrata in vigore il 10 aprile 2016, è riportata nella Tabella 3.1

Tabella 3.1 – Zona sismica del territorio di Sondrio

<b>Zona sismica</b>  <b>3</b>	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.
<b>Località</b>	AgMax  (Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale).
<b>TIRANO</b>	<b>0,087693</b>
<b>VILLA TIRANO</b>	<b>0,091544</b>

Per l'analisi della sismicità e della storia sismica del territorio in esame, nonché per la valutazione della pericolosità sismica e della microzonazione sismica si rimanda all'elaborato "Relazione Sismica", appositamente redatto.

## 4. LITOTIPI PRESENTI LUNGO IL TRACCIATO

Vengono qui di seguito sintetizzate le caratteristiche litologiche delle formazioni affioranti nell'area in esame, desunte sia dai sopralluoghi effettuati, sia dalla relazione geologica allegata al progetto definitivo, alla quale si fa espresso riferimento e della quale vengono riportati i dati salienti.

In sintesi si possono distinguere i seguenti litotipi, dei quali viene riportata una sintetica descrizione:

- depositi quaternari
- depositi alluvionali recenti
- depositi alluvionali stabilizzati
- depositi di conoide
- coltre detritico-colluviale
- morene
- basamento cristallino.

### 4.1. DEPOSITI QUATERNARI

Si tratta di litotipi prevalentemente sciolti, formati da elementi clastici eterometrici, prevalentemente rientranti nel campo granulometrico delle ghiaie con ciottoli.

Si tratta di depositi che per la loro genesi possono considerarsi sia di origine glaciale, che fluviale o addirittura complessa; ai fini geotecnici vengono distinte le seguenti unità:

- **UG1**            Depositi alluvionali recenti e stabilizzati
- **UG2-1**        Conoidi
- **UG2-2**        Morene
- **UG3**            Roccia cristallina intensamente fratturata
- **UG4**            Roccia cristallina (poco o moderatamente fratturata)

### 4.2. DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI (UG1)

Si rinvencono nel fondovalle, lungo l'alveo del Fiume Adda, sono formati in prevalenza da ghiaie in matrice sabbiosa e da sabbie grossolane con ciottoli; sporadicamente si possono rinvenire orizzonti lenticolari di materiali più fini, quali sabbie fini e sabbie limose; tali livelli testimoniano fasi di calma nel ciclo di sedimentazione, in cui la minor energia della corrente ha consentito il depositarsi dei sedimenti più fini.

Vi si rinvengono anche ciottoli e trovanti, di dimensioni talora ragguardevoli (prossime al metro cubo), con forma generalmente variabile da sub-arrotondata ad arrotondata, che denota l'azione del trasporto fluviale

In nessuno dei sondaggi geognostici effettuati è stato raggiunto il letto dello spesso strato alluvionale; difatti dalla letteratura tecnica disponibile risulta che questi depositi possano avere una potenza pari a circa un centinaio di metri.

#### 4.3. DEPOSITI ALLUVIONALI STABILIZZATI (UG1)

I depositi alluvionali che costituiscono tutta la pianura al di fuori dell'alveo si considerano depositi stabilizzati sia dalla vegetazione, sia dall'intervento antropico; essi, difatti, solo raramente ed in casi eccezionali, possono essere coinvolti nuovamente dai fenomeni di evoluzione geomorfologica fluviale.

Tali sedimenti hanno caratteristiche granulometriche del tutto analoghe alle alluvioni attuali e recenti, ma affiorano esternamente alle aree di golena del corso d'acqua e non sono più attive.

Nella parte alta dei depositi si rinvengono livelli di sabbie a granulometria medio-fina, localmente con transizione a classi granulometriche rientranti nei campi delle ghiaie sabbiose e sabbioso-limose o sabbie grossolane; frequenti sono le lenti ed i livelli più fini, costituiti da sabbie fini e sabbie limose.

La formazione dei depositi alluvionali stabilizzati presenta spessori variabili, che si riducono in prossimità dei versanti.

#### 4.4. DEPOSITI DI CONOIDE (UG2-1)

Le conoidi<sup>1</sup> si formano in corrispondenza dell'immissione dei corsi d'acqua secondari nella valle principale, allorchè si ha il rallentamento della corrente ed il corso d'acqua secondario deposita il trasporto solido.

Si tratta, quindi, di un accumulo, di forma conica, di materiali detritico-alluvionali, che si forma allo sbocco di un corso d'acqua in pianura, a causa della diminuzione della pendenza che provoca una perdita di capacità di trasporto. In sezione longitudinale una conoide presenta una geometria triangolare, mentre in sezione trasversale tale configurazione geometrica risulta piano-convessa. Essa viene normalmente suddivisa in tre zone: prossimale, intermedia, distale, alle quali sono accoppiate facies sedimentarie differenti.

<sup>1</sup> Il termine *conoide* in geologia è femminile, mentre diventa maschile nella dizione *cono di deiezione*

I depositi delle conoidi sono costituiti da materiali eterometrici prevalentemente ghiaie sabbiose in scarsa matrice fine con ciottoli da sub-spigolosi a sub-arrotondati, localmente si possono incontrare trovanti litici di dimensioni metriche. Questi depositi sono spesso antropizzati o sede di attività agricole in quanto non più attivi se non limitatamente alle aree più prossime ai corsi d'acqua.

Lo spessore di questi depositi è molto variabile ed è in genere compreso tra una decina di metri per le conoidi più piccole sino ad un centinaio di metri per quelle maggiori.

Nell'area in esame occupano vaste aree in sinistra orografica del Fiume Adda ed in alcune zone interferiscono con il tracciato della strada in progetto.

#### 4.5. COLTRE DETRITICO – COLLUVIALE

Le coltre detritiche-colluviali costituiscono il prodotto di disfacimento meccanico e di alterazione chimica delle rocce in posto, ad opera degli agenti meteorici.

Esse sono costituite prevalentemente da sabbie grossolane, talora in matrice limosa, con ciottoli di dimensioni variabili da centimetrici fino a decimetrici, a spigoli vivi; la natura dei clasti rivela la formazione di base, dalla cui erosione tali sedimenti provengono.

Lo spessore di questi depositi varia da qualche metro sino a circa 10 m di spessore.

#### 4.6. MORENE (UG2-2)

I depositi morenici, affioranti prevalentemente sui due versanti della valle, sono costituiti da depositi caotici e costituiscono i resti di antichi ghiacciai non più attivi nell'area. Da un punto di vista granulometrico sono caratterizzati da una forte eterogeneità granulometrica ed in prevalenza si rinvengono ghiaie sabbiose con ciottoli a spigoli vivi con livelli e lenti più limoso-sabbiosi e trovanti litici di dimensioni variabili fino a qualche metro.

Le morene, formate da una mescolanza caotica di vari materiali solidi (massi, ciottoli, sabbie e limi) sono generate dal trasporto del materiale solido ad opera dei ghiacciai nel loro movimento verso valle.

Lo spessore di questi depositi è variabile ed in genere è compreso tra pochi metri fino ad alcune decine di metri.

#### 4.7. BASAMENTO CRISTALLINO (UG3; UG4)

Nel tratto di territorio in studio affiorano sia formazioni appartenenti al basamento *sudalpino* che quelle del basamento *australpino*; queste ultime interferiscono direttamente con il tracciato in studio.

##### a) Unità Sudalpine

La Formazione degli Scisti Edolo affiora a sud della linea del Tonale, a sud degli abitati di Stazzona e Bianzone, quindi appena fuori dell'area interessata dal tracciato, ed è costituita da metamorfiti di basso grado, formate prevalentemente da filladi e micascisti di colore da grigio scuro ad argentei.

##### b) Unità Austroalpine

La strada in progetto interessa le Unità del complesso Australpino ed in particolare i termini del sistema Grosina Tonale (Australpino Superiore) mentre i termini dell'Austroalpino medio (Falda Campo Ortles), che affiorano in destra orografica del fiume Adda, non sono interessati dal tracciato.

##### c) Sistema Grosina - Tonale

Il sistema Grosina Tonale è costituito prevalentemente da una roccia incassante, rappresentata dai Gneiss del Monte Tonale, all'interno della quale si hanno delle intrusioni in forma di lenti e filoni di filladi, metabasiti e quarziti; in particolare le filladi affiorano in modo abbastanza diffuso lungo l'area in esame mentre gli altri litotipi sono stati osservati in sondaggio ed in affioramento al di fuori dell'area cartografata.

##### d) Gneiss del Monte Tonale

La formazione dei Gneiss del monte Tonale presenta una scistosità ben riconoscibile che immerge, in maniera pressoché continua, verso SW ed è costituita da micascisti e gneiss a due miche, a grana media, con prevalenza della biotite.

In genere la formazione presenta un basso grado di alterazione e fratturazione, mentre se interessata da motivi tettonici è intensamente fratturata ed alterata, spesso ridotta ad un sabbione di disfacimento.

##### e) Anfiboliti

Questi termini, che si rinvencono sotto forma di intrusioni all'interno dei Gneiss del Monte Tonale, sono caratterizzati da una grana minuta e presentano una colorazione grigio-verdastra.

Sono stati osservabili in affioramento in località Pra Alessio al di fuori dell'area cartografata. Il contatto con la roccia incassante non è ben visibile a causa dell'intensa copertura vegetale ma sembra essere marcato da un cambio giaciturale.

In affioramento la formazione presenta una scistosità persistente ed un grado di fratturazione ed alterazione moderato.

### Quarziti

Affiorano esternamente all'era cartografata, in località Pra Alessio ed in località Corradi, in forma di lenti e di filoni e sono intrusi nei Gneiss del Monte Tonale; sono costituite da quarziti di colore biancastro ed in genere presentano un grado di fratturazione maggiore dei termini incassanti denotando, quindi, un comportamento mediamente più fragile.

#### f) Micascisti della Cima Rovaia

La formazione dei Micascisti è costituita da filladi e micascisti a due miche a grana medio fine e con prevalenza della muscovite. La roccia è da mediamente ad intensamente scistosa ed in genere è moderatamente fratturata mentre in zone di faglia è fortemente fratturata ed alterata.

#### g) Falda Campo Ortles

La falda di Campo Ortles, che come detto non interessa il tracciato in esame, affiora in destra orografica del Fiume Adda verso il confine con la Svizzera ed è costituita da differenti tipi di rocce metamorfiche con contatti spesso transizionali; in particolare si distinguono prevalentemente due unità: quella della Formazione della Punta di Pietra Rossa e quella del Gabbro del Monte Malsucco. La prima è costituita da micascisti e gneiss minuti biotitici con un moderato grado di fratturazione ed alterazione che conferisce un colore rossastro all'ammasso; la seconda è un corpo intrusivo, massivo e moderatamente fratturato, costituito da gabbri e gabbrodioriti.

## 5. LINEAMENTI IDROGEOLOGICI

Per quanto attiene alle caratteristiche idrogeologiche del tratto di territorio in esame si rimanda alla consultazione dell'apposito capitolo nella "Relazione Geologica", di cui si riportano qui di seguito i dati salienti.

Il modello idrogeologico di riferimento è stato elaborato sulla scorta dei dati di rilevazione disponibili, consistenti sia nelle poche in misure piezometriche dei livelli idrici, registrati nei periodi estivi delle campagne di indagini del 2002, e del 2009, sia nei risultati delle prove di permeabilità e sulle indagini effettuate anche nel 2019.

Sulla base dei valori di permeabilità ottenuti dalle prove eseguite in sito nelle campagne geognostiche del 2002 e del 2009, del carattere granulometrico e sedimentologico delle singole litofacies, dello stato di fratturazione dei termini del basamento cristallino e sulla base di dati disponibili nella letteratura scientifica sono distinguibili quattro complessi idrogeologici:

- 1° depositi alluvionali
- 2° depositi quaternari (morene – conoidi – frane)
- 3° depositi detritici
- 4° basamento cristallino

La classificazione della permeabilità adottata nel presente studio, suffragata dai dati delle prove di permeabilità, è stata adottata secondo le norme AFTES (Association Francaise des Travaux En Souterrain), sintetizzate nella seguente Tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Classificazione della permeabilità (AFTES)

Classe	Permeabilità (m/sec)	Descrizione
K1	$< 10^{-9}$	Da molto bassa a bassa
K2	$10^{-9} \div 10^{-6}$	Da bassa a media
K3	$10^{-6} \div 10^{-4}$	Da media ad alta
K4	$> 10^{-4}$	Da alta a molto alta

a) Depositi alluvionali - Questo complesso è costituito prevalentemente da ghiaie in matrice sabbiosa e da sabbie grossolane con ciottoli; si rinvengono lenti e livelli più fini costituiti da sabbie fini e sabbie limose.

La permeabilità di questi depositi è da alta a molto alta a causa della prevalenza della granulometria grossolana. Il complesso, che affiora nel fondovalle del Fiume Adda e che costituisce il minimo idraulico dell'area, ospita al suo interno una falda freatica persistente; tale falda è alimentata sia dal fiume stesso che da apporti laterali dai versanti.

Le misure piezometriche evidenziano che tale falda risente di oscillazioni stagionali di alcuni metri.

Si tratta terreni permeabili per porosità (permeabilità di tipo primario), con un grado di permeabilità da alto a molto alto.

Ai suddetti terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità medio pari a

$$K > 10^{-4} \text{ m/sec}$$

b) Depositi quaternari - Questo complesso idrogeologico affiora diffusamente sui versanti ed è costituito in prevalenza da depositi ghiaioso-sabbiosi grossolani e sabbie limose. Tali depositi sono caotici e la loro messa in posto è legata a diversi agenti quali ghiacciai, movimenti in massa e depositi tipo *debris flow*.

La permeabilità del complesso è di tipo primario per porosità e varia da media ad alta in funzione della granulometria prevalente e del grado di addensamento.

Si tratta terreni permeabili per porosità (permeabilità di tipo primario), con un grado di permeabilità da medio ad alto.

A tali terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-6} \div 10^{-4} \text{ m/sec}$$

c) Depositi detritici - Questo complesso affiora con estensione variabile prevalentemente sul versante posto in sinistra orografica del fiume Adda ed è costituito da depositi eterometrici in scarsa matrice ghiaioso-sabbiosa.

La permeabilità è di tipo primario per porosità e varia da un grado alto a molto alto, con il seguente valore del coefficiente di permeabilità:

$$K > 10^{-4} \text{ m/sec}$$

d) Basamento metamorfico - Questo complesso è costituito da tutti i termini di basamento cristallino ascrivibili al sistema Grosina Tonale (gneiss, filladi, metabasiti, etc etc.) ed affiora con estensione variabile sui versanti. I rilievi di superficie, condotti anche al di fuori dell'area cartografata, e lo studio dei carotaggi hanno permesso di osservare che tali litotipi sono caratterizzati da una scistosità abbastanza pervasiva e da un grado di fratturazione variabile; tali caratteristiche influiscono sul grado di permeabilità di questo complesso che varia da basso, in condizioni di fratturazione standard, ad alto nelle zone intensamente fratturate.

Stabilire l'ordine di grandezza del coefficiente di permeabilità delle suddette rocce non è certo semplice, riscontrandosi in natura delle situazioni locali con permeabilità elevata, laddove esiste una fessurazione di tipo "beante", e di permeabilità sensibilmente più ridotta, in corrispondenza di quelle porzioni dell'ammasso roccioso meno fratturato o con fessure di tipo "combaciante e chiuse".

Si tratta terreni permeabili per fratturazione (permeabilità di tipo secondario), con un grado di permeabilità da basso a medio.

A tali terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-9} \div 10^{-7} \text{ m/sec}$$

### 5.1. PROVE DI PERMEABILITÀ E DATI PIEZOMETRICI

Nelle campagne di indagini sono state eseguite numerose prove di permeabilità all'interno dei fori di sondaggio sia a carico variabile che a carico costante.

Nella Tabella 5.2 sono riportati i sondaggi in cui sono state eseguite le prove ed i valori di permeabilità misurata oltre alla profondità ed alla litologia.

Tabella 5.2 – Misure di permeabilità nei sondaggi (K in m/sec)

Prove di permeabilità						
Anno	Piezometro	Profondità (m)	Prova	K	Formazione	Litologia
2002	SP12	10	Lefranc (CV)	1,32E-04	Morene	ghiaia
2002	SP13	9,5	Lefranc (CV)	1,89E-04	Conoide	ghiaia
2002	SP13	12,5	Lefranc (CV)	1,60E-04	Conoide	ghiaia
2002	SP15	27,5	Lefranc (CV)	3,34E-05	Conoide	ghiaia
2002	SP15	30,5	Lefranc (CV)	2,62E-05	Conoide	ghiaia
2009	SP1	7,5	Lefranc (CC)	7,17E-04	Conoide	ghiaia
2009	S4	13,5	Lefranc (CC)	2,98E-03	Morene	ghiaia
2009	S10	7,5	Lefranc (CC)	6,17E-04	Conoide	ghiaia

Lungo il tracciato sono stati messi in opera 9 piezometri a tubo aperto (5 nella campagna geognostica del 2002 e 4 in quella del 2009).

Tuttavia non si dispone di letture sufficientemente prolungate nel tempo in modo da valutare l'entità delle oscillazioni stagionali che si possono avere nella falda; in particolare nei piezometri realizzati nel 2002 sono state eseguite due misure (a maggio ed a novembre) mentre nei piezometri realizzati nel 2009 si sono potute realizzare misure relative al solo mese di settembre e quindi indicative del solo periodo secco.

Nella Tabella 5.3 è riportata una sintesi delle misure piezometriche effettuate.

Tabella 7.3 – Misure piezometriche

Codice Piezometri	Quota (m. s.l.m.)	Soggiacenza (m)		
		23/05/2002	28/11/2002	settembre-09
SP3	393	5,80 (01/07/02)	5,46	
SP7	412	22,1	19,75	
SP11	481	44,3	43,75	
SP12	541	50,45	30,7	
SP13	513	24,63	-	
SP1	406			13,47
SP4	495			secco
SP9	394			8,34
SP10	393			13,68

I dati riportati in tabella evidenziano quanto segue:

- nel piezometro SP12 la variazione della quota della superficie piezometrica è di 20 m; le due letture (maggio 2002 e novembre 2002) sembrerebbero individuare periodi rispettivamente di minima e massima soggiacenza, che rivelerebbero una falda a pressione nell'ambito del substrato metamorfico, fenomeno non confortato da nessun ulteriore dato (cfr. SP.11) e peraltro non comune nel tipo di roccia in questione, nella quale generalmente la circolazione idrica avviene con soluzioni di continuità, tale, cioè, da non potersi assumere una falda continua, ma piuttosto dei percorsi o "vie" preferenziali di deflusso, ubicate lungo zone a maggiore fratturazione; è anche molto probabile, come spesso accade, che si sia verificata una filtrazione dell'acqua dall'alto, proveniente dai superiori terreni incoerenti, permeabili, per difetto di cementazione del piezometro.
- i piezometri SP3 e SP10 sono stati realizzati a brevissima distanza uno dall'altro e evidenziano che la falda di fondovalle può avere una escursione anche di 7 m;
- il piezometro SP4 che dovrebbe rilevare la presenza della falda a carattere stagionale risulta essere secco, ma si dispone di una sola misura effettuata nella stagione asciutta (settembre 2009); tuttavia, in ragione delle conoscenze idrogeologiche della zona è ragionevole ipotizzare che

in particolari periodi (primavera ed autunno) questa falda si possa instaurare nelle coperture clastiche favorita dal contrasto di permeabilità con il basamento.

## 5.2. MODELLO IDROGEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Sulla base della caratterizzazione dei terreni affioranti, della loro suddivisione in complessi idrogeologici, dei dati dei piezometri e del censimento dei punti d'acqua, è possibile formulare un modello idrogeologico di riferimento e fornire delle indicazioni di massima sul rischio di depauperamento delle sorgenti.

In particolare si possono individuare tre tipi di circolazione idrica, così schematizzabili:

- a) *Una falda freatica di fondovalle* nel Fiume Adda (falda di subalveo) che si materializza nei sedimenti alluvionali, ad elevata permeabilità, ed è alimentata principalmente dal fiume stesso e secondariamente dagli apporti dei versanti; i dati piezometrici evidenziano notevoli variazioni stagionali nelle quote piezometri che, in alcuni casi, raggiungono anche di 7 metri;
- b) *Una falda di tipo localizzata in roccia* che è stata rinvenuta in alcuni piezometri e si trova lungo zone di intensa fratturazione; infatti i corpi del basamento cristallino sono caratterizzati generalmente da una bassa permeabilità primaria e sono, quindi, sostanzialmente impermeabili; soltanto se fratturati divengono variamente permeabili (permeabilità di tipo secondario) in relazione all'intensità ed alla dislocazione spaziale delle discontinuità e, soprattutto, al tipo di discontinuità (beante, combaciante, con riempimento, etc..).

Le zone fratturate possono essere molto permeabili e, se sufficientemente estese ed in connessione con zone di ricarica, possono costituire una via di deflusso preferenziale per le acque, andando a formare un acquifero molto localizzato.

Tali configurazioni si determinano, generalmente, in zone di faglia ma si possono avere anche in settori in cui la roccia risulta sufficientemente fratturata (presenza di giunti idraulicamente interconnessi), anche se non interessata lineamenti tettonici. Tali acquiferi sono spazialmente confinati e sono difficilmente individuabili con le normali indagini geognostiche.

- c) *Una falda non residente* a carattere stagionale che si può impostare al contatto tra il basamento cristallino poco permeabile e le coperture quaternarie più permeabili, durante i periodi a più elevata piovosità o durante lo scioglimento delle nevi. La presenza di questa falda è stata solo ipotizzata in quanto i piezometri installati durante la campagna geognostica del 2009 (stagione secca) non ne hanno evidenziato la presenza.

## 5.3. IMPATTO IDROGEOLOGICO DELL'OPERA

I dati piezometrici analizzati, unitamente alle conoscenze idrogeologiche dell'area in esame, consentono di evidenziare alcuni aspetti, qui di seguito sintetizzati.

- a) Gli scavi per la costruzione del sottopasso, tra la le Progr. 0+180 e 0+280 di progetto, e la realizzazione delle pile e delle spalle del viadotto sull'Adda, tra le Progr. di progetto 0+630 e 0+750 dovrebbero interferire con la falda di fondovalle, che è posta ad una profondità compresa tra 5 ed 8 m dal piano campagna.
- b) Alla Progr. 4+233, dove si prevede di realizzare la galleria artificiale, le operazioni di scavo potranno intercettare una falda stagionale, presumibilmente tra le Progr. 4+420 e 4+710. Tuttavia è bene sottolineare che queste progressive hanno solo un carattere indicativo, giacchè questo tipo di falda ha una soggiacenza molto variabile, in quanto risente fortemente dei regimi di pluviometrici stagionali; inoltre, non si dispone di misure piezometriche sufficientemente prolungate nel tempo per poter valutare l'escursione della falda stessa.
- c) Tra le Progr. 5+080 e 6+220 è prevista la realizzazione della galleria naturale il Dosso che avverrà principalmente in condizioni secco-umide; tuttavia, sono previste delle interferenze sia con la falda stagionale, in corrispondenza degli imbocchi, che con infiltrazioni locali in roccia, in corrispondenza di zone fratturate di faglia ed in zone intensamente fratturate; in particolare si possono formulare alcune previsioni:
- tra le Progr. 5+080 e 5+250 e le Progr. 6+065 ed 6+220 circa, in cui lo scavo avviene con basse coperture (< 30 m), a ridosso del contatto tra i depositi quaternari ed il basamento cristallino si potranno avere ridotte manifestazioni idriche in galleria (fronte secco-umido) in specie nelle stagioni piovose o durante lo scioglimento delle nevi;
  - tra la Progr. 5+230 e la Progr. 6+055 lo scavo è previsto nel basamento cristallino che come descritto presenta un grado di permeabilità variabile da basso, nelle normali condizioni di fratturazione, a medio- alto, in zone intensamente fratturate; questo comporta che nelle zone poco fratturate non si prevedono manifestazioni idriche importanti, con condizioni di fronte secco-umido, mentre nelle zone di faglia o ad intensa fratturazione, se collegate ad una zona di ricarica in superficie, sono possibili manifestazioni idriche al limite tra gli stillicidi e le venute d'acqua. Tuttavia la scarsità degli affioramenti nell'area non ha consentito una dettagliata individuazione delle zone intensamente fratturate, per cui è verosimile che in fase di scavo possano essere incontrate altre zone con venute di acqua non prevedibili allo stato attuale.
- d) L'opera principale per la quale sono possibili impatti idrogeologici è la galleria naturale "Il Dosso" che potrebbe costituire un importante elemento drenante; questa opera, come detto, potrebbe intercettare sia, localmente, una falda in roccia localizzata, in zone fratturate di faglie, che una falda superficiale a carattere stagionale. L'opera in esame sottende le sorgenti 12, 13 e 14 censite nel progetto del 2002 e le due sorgenti, individuate durante i rilevamenti effettuati per la presente fase progettuale, ubicate lungo la valle dei Bui. Osservando i dati di cartografia è ipotizzabile che le sorgenti 12, 13 e 14 siano impostate in un acquifero quaternario (morenico), posto in quota, che non interferisce con lo scavo della galleria per cui non è atteso

un rischio di isterilimento. Le sorgenti ubicate lungo la valle dei Bui sono impostate in una zona di faglia che interessa il basamento cristallino e che dovrebbe essere attraversata dallo scavo della galleria intorno alla Progr. 5+490 in una zona a bassa copertura (circa 30 m), per cui per queste sorgenti si potrebbe prevedere una variazione di portata. Qualora durante lo scavo si dovessero effettivamente riscontrare delle venute idriche importanti di acque di buona qualità queste dovranno essere separate dalle acque di piattaforma e dalle acque a bassa qualità presenti a tergo del rivestimento definitivo e dovranno essere rese disponibili per un eventuale utilizzo all'imbocco della galleria; inoltre, in caso di impoverimento delle sorgenti si dovrà provvedere ad un approvvigionamento idrico alternativo.

## 6. COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI

La strada in progetto attraversa sia terreni quaternari incoerenti, formati dalle coperture di morene, di depositi alluvionali, di conoidi e da varie forme di coltri detritiche, sia terreni lapidei metamorfici, più o meno fratturati.

Per la caratterizzazione geotecnica dei suddetti litotipi si fa riferimento ai seguenti elementi disponibili:

- indagini geognostiche e geotecniche effettuate in tre distinte campagne di indagini (anno 2002, 2009 e 2019)
- rilievi geostrutturali eseguiti negli affioramenti rocciosi disponibili e rappresentativi
- relazioni geotecniche allegate del progetto definitivo.

Pertanto per la definizione del comportamento meccanico dei litotipi presenti si adottano i seguenti criteri:

- per i terreni incoerenti esso viene definito sia in relazione alle caratteristiche granulometriche e litologiche, sia in funzione delle correlazioni con le prove di penetrazione Standard Penetration Test, effettuate nel corso dei sondaggi e delle analisi geotecniche di laboratorio disponibili;
- per i terreni lapidei si fa invece ricorso ai criteri che governano la meccanica delle rocce.

Le prove geotecniche effettuate nelle due campagne di indagini geognostiche e geotecniche consistono in:

- a) analisi geotecniche di laboratorio su campioni rimaneggiati ed indisturbati
- b) prove Standard Penetration Test
- c) prove di permeabilità
- d) prove pressiometriche
- e) prove dilatometriche

### 6.1. TERRENI INCOERENTI

Essenzialmente i terreni incoerenti che verranno interessati direttamente dal tracciato stradale appartengono a tre litotipi, non considerando la copertura detritica:

- depositi alluvionali
- conoidi
- morene.

Le prove geotecniche disponibili per individuarne il comportamento meccanico sono essenzialmente le seguenti:

- analisi geotecniche di laboratorio su campioni rimaneggiati
- prove geotecniche in situ, date da:
  - f) prove Standard Penetration Test
  - g) prove di permeabilità
  - h) prove pressiometriche

#### 6.1.1. Prove Standard Penetration Test

Le prove SPT che hanno fornito dati utili per le determinazioni, escludendo, quindi, quelle che hanno dato rifiuto (R), sono:

- N° 113 nella campagna di indagini del 2002
- N° 19 nella campagna di indagini del 2009
- N° 45 nella campagna di indagini del 2019

Nella Tabella 6.1 e 6.2 sono riportati i dati delle prove SPT della campagna del 2002; nella Tabella 6.3 sono riportati i dati delle prove SPT della campagna del 2009 e nella Tabella 6.4 sono riportati i dati della campagna del 2019.

Tabella 6.1 – Sondaggi SP.1 ÷ S.8 - Prove Standard Penetration Test 2002

Sondaggio N°	Intervallo		Numero colpi per tratto 15 cm			Numero colpi	Falda m dal p.c.
	da m	a m	15	30	45	Utili	
SP.1	1,50	1,95	11	17	19	36	12,86
	4,50	4,62	R				
	7,50	7,95	16	23	28	51	
	10,50	10,95	33	42	43	85	
	13,50	13,95	31	38	42	80	
	16,50	16,95	26	32	35	67	
	19,50	19,95	27	29	31	60	
	22,50	22,95	23	26	28	54	
	25,50	25,95	18	21	24	45	
	28,50	29,95	21	27	29	56	
S.2	1,50	1,95	17	20	23	43	
	4,50	4,95	15	19	27	46	
	7,50	7,95	22	27	R		
	10,50	10,95	23	28	39	67	
	13,50	13,95	20	31	44	75	
	16,50	16,95	18	23	29	52	
	19,50	19,95	24	37	31	68	
	22,50	22,95	21	30	45	75	
SP.3	1,50	1,95	11	24	27	51	5,80
	4,50	4,95	18	27	41	68	
	7,50	7,95	21	29	38	67	
	10,50	10,95	26	24	24	48	
	13,50	13,95	22	38	43	81	
	16,50	16,95	25	41	R		
	19,50	19,95	23	34	40	74	
	22,50	22,95	21	35	R		
	25,50	25,95	27	39	42	81	
	28,50	28,95	25	34	28	62	
S.4	1,50	1,95	11	27	32	59	
	4,50	4,95	15	31	38	69	
SP.5	1,50	1,95	6	8	11	19	
	4,50	4,50	R				
	7,50	7,95	12	14	18	32	
	10,50	10,95	10	16	20	36	
S.6	13,50	13,95	13	16	19	35	
	1,50	1,95	9	8	11	19	
	4,50	4,95	13	17	18	35	
	7,50	7,95	18	22	26	48	
	10,50	10,95	13	11	12	23	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	R				
	19,50	19,95	18	14	15	29	
	22,50	22,95	R				
	25,50	25,95	17	19	24	43	
28,50	28,95	18	21	29	50		
SP.7	1,50	1,95	9	8	6	14	22,18
	4,50	4,95	8	6	7	13	
	7,50	7,95	9	11	9	20	
	10,50	10,95	10	13	18	31	
	13,50	13,95	15	19	23	42	
	16,50	16,95	16	21	22	43	
	19,50	19,50	R				
	22,50	22,95	19	21	27	48	
	25,50	25,95	22	19	20	39	
	28,50	28,95	19	19	28	47	
S.8	1,50	1,95	13	R			
	4,50	4,95	9	18	21	39	
	7,50	7,95	5	8	13	21	
	10,50	10,95	13	18	18	36	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	11	17	23	40	
	19,50	19,95	18	28	29	57	
	22,50	22,95	19	29	33	62	

Tabella 6.2 - Sondaggi SP.9 ÷ Sp.16 - Prove Standard Penetration Test 2002

Sondaggio N°	Intervallo		Numero colpi per tratto 15 cm			Numero colpi Utili	Falda m dal p.c.
	da m	a m	15	30	45		
SP.9	1,50	1,95	13	21	26	47	27,10
	4,50	4,95	14	18	26	44	
	7,50	7,95	21	R			
	10,50	10,95	R				
	13,50	13,95	18	27	22	49	
	16,50	16,95	21	28	29	57	
	19,50	19,50	28	33	R		
	22,50	22,95	21	28	32	60	
	25,50	25,95	16	21	23	44	
	28,50	28,95	17	20	27	47	
SP.10	1,50	1,95	R				
	4,50	4,95	R				
	7,50	7,95	R				
	10,50	10,95	R				
	13,50	13,95	R				
SP.11	1,50	1,95	11	19	18	37	44,30
	4,50	4,95	13	14	11	25	
	7,50	7,95	10	11	18	29	
	10,50	10,95	11	10	11	21	
SP.12	1,50	1,95	6	8	14	22	50,45
	8,50	8,95	8	11	19	30	
	10,50	10,95	13	12	22	34	
	13,50	13,95	8	12	21	33	
	16,50	16,50	R				
	19,50	19,95	10	19	24	43	
	22,50	22,95	9	13	18	31	
	25,50	25,95	8	11	17	28	
	28,50	28,95	10	19	28	47	
	31,50	31,95	27	30	33	63	
SP.13	1,50	1,95	23	18	21	39	24,58
	8,50	8,95	18	18	17	35	
	10,50	10,95	14	13	14	27	
	13,50	13,95	15	15	16	31	
	16,50	16,50	18	22	17	39	
	19,50	19,95	24	27	21	48	
	22,50	22,95	25	28	24	52	
SP.14	1,50	1,95	8	10	9	19	47,00
	4,50	4,95	10	11	9	20	
	7,50	7,95	10	12	11	23	
	10,50	10,95	15	18	19	37	
	13,50	13,95	13	14	18	32	
	16,50	16,95	11	16	14	30	
	19,50	19,95	12	18	17	35	
	22,50	22,95	17	18	20	38	
	25,50	25,95	18	14	21	35	
	28,50	28,95	R				
	31,50	31,95	15	18	19	37	
	34,50	34,95	16	13	11	24	
	37,50	37,95	17	20	21	41	
	40,50	40,95	21	18	19	37	
	43,50	43,95	22	28	29	57	
	46,50	46,95	20	22	27	49	
	49,50	49,95	25	31	28	59	
	58,50	58,95	30	32	31	63	
	61,50	61,95	29	28	32	60	
64,70	65,15	30	32	31	63		
67,50	67,95	30	29	32	61		
	1,50	1,95	8	11	16	27	19,2
SP.15	4,50	4,95	R				
	7,50	7,95	10	14	17	31	
	10,50	10,95	9	11	16	27	
	13,50	13,95	R				
	16,50	16,95	15	22	28	50	
	19,50	19,95	14	23	28	51	
	22,50	22,95	16	25	31	56	
	25,50	25,95	21	27	32	59	
	28,50	28,95	23	28	28	56	
	31,50	31,95	18	24	29	53	
	34,50	34,95	23	R			
SP.16	1,50	1,95	10	9	8	17	
	4,50	4,95	9	13	14	27	
	7,50	7,95	9	18	26	44	
	10,50	10,95	21	16	20	36	
	13,50	13,95	21	28	31	59	

Tabella 6.3 – Prove Standard Penetration Test 2009

Sondaggio	Profondità della prova		Colpi per tratti da 15 cm			Nspt	Falda m dal p.c.	
	N°	da m	a m	0 ÷ 15	15 ÷ 30			30 ÷ 45
S.1		3.00		R			13,86	
		6.00	6.15	42	R			
		9.00	9.30	27	38	R		38
		12.00	12.45	24	29	39		68
S.2		3.00	3.15	24	R		Non rilevata	
		6.00		R				
		9.00	9.45	26	32	46		78
		12.00	12.15	31	R			
S.3		3.00	3.15	29	R		Non rilevata	
		6.00		R				
S.4		3.00	3.45	12	10	12	22	Assente
		6.00	6.30	14	19	R	19	
S.5		3.00	3.45	10	13	9	22	Non rilevata
		6.00	6.45	15	20	16	36	
S.6		3.00	3.45	5	5	6	11	Non rilevata
		6.00	6.45	16	21	26	47	
S.7		-	-	-	-	-	-	
S.8		3.00	3.15	29	R		Non rilevata	
		6.00	6.30	23	21	R		21
		9.00	9.30	37	27	R		27
		12.00	12.45	23	29	36		65
		15.00	15.45	17	20	25		45
		18.00	18.45	19	16	21		37
S.9		3.00	3.15	30	R		8.37	
		6.00	6.30	26	48	R		48
		9.00	9.45	22	27	38		65
		12.00	12.30	26	29	R		29
		15.00	15.15	36	R			
		18.00	18.30	24	31	R		31
S.10		3.00	3.45	26	28	39	67	13,86
		6.00	6.15	32	R			
		9.00	9.15	30	R			
		12.00	12.15	41	R			

Tabella 6.4 – Prove Standard Penetration Test 2019

Sondaggio N°	Profondità della prova		Colpi per tratti da 15 cm			Nspt	Falda m dal p.c.
	da m	a m	0 ÷ 15	15 ÷ 30	30 ÷ 45		
S.01	5.00	5.45	13	15	19	34	ASSENTE
	10.00	10.45	15	19	23	42	
	15.00	15.45	17	22	28	50	
S.02DH	6.00	6.45	12	R		R	ASSENTE
	12.00	12.45	17	22	22	44	
	18.00	18.45	35	27	40	67	
	24.00	24.45	50	R		R	
	30.00	30.45	R			R	
	35.00	35.45	33	31	39	70	
S.03	3.00	3.45	R			R	ASSENTE
	9.00	9.45	R			R	
	15.00	15.45	R			R	
	21.00	21.45	R			R	
	27.00	27.45	18	35	40	75	
	33.00	33.45	40	39	40	79	
	39.00	39.45	33	25	28	52	
S.04PZ	6.00	6.45	14	17	20	37	ASSENTE
	12.00	12.45	19	21	26	47	
	18.00	18.45	20	25	31	56	
	24.00	24.45	18	23	29	52	
	30.00	30.45	17	26	30	56	
S.05	5.00	5.45	8	14	17	31	ASSENTE
	10.00	10.45	11	16	20	36	
	15.00	15.45	17	21	25	46	
S.06DH	6.00	6.45	17	25	28	53	ASSENTE
	12.00	12.45	15	20	24	44	
	18.00	18.45	13	23	31	54	
	24.00	24.45	16	25	36	61	
	30.00	30.45	32	R		R	
	35.00	35.45	20	26	39	65	
S.07PZ	6.00	6.45	27	R		R	ASSENTE
	12.00	12.45	15	R		R	
	18.00	18.45	R			R	
	24.00	24.45	R			R	
	30.00	30.45	15	24	33	57	
S.08PZ	6.00	6.45	13	R		R	ASSENTE
	12.00	12.45	8	R		R	
	18.00	18.45	15	20	24	44	
	24.00	24.45	14	23	27	50	
	30.00	30.45	17	22	30	52	
S.11DH	6.00	6.45	10	16	17	33	ASSENTE
	12.00	12.45	9	14	20	34	
	18.00	18.45	12	17	23	40	
	24.00	24.45	21	19	29	48	
	30.00	30.45	18	19	27	46	

I valori  $N_{spt}$  ricavati dalle indagini in situ in tutte le campagne di indagini geognostiche sono stati, anzitutto, corretti per la presenza dell'acqua, secondo la relazione di TERZAGHI & PECK (1948) valida per terreni a grana fine o laddove è presente una matrice fine satura.

Successivamente i valori così ottenuti sono stati *normalizzati* secondo il criterio suggerito da SKEMPTON A.W. (1957):

$$N_{60} = N_{spt} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R$$

in cui

$N_{60}$  valore normalizzato

$N_{spt}$  valore misurato, assunto nel caso in esame già corretto per la presenza dell'acqua

$C_E$  correzione per il rapporto di energia ( $C_E = E_R/60$  energia standardizzata al 60%; essa viene misurata in cantiere con apposita strumentazione secondo le norme europee EN ISO 22476-3:2005; con procedura di strumentazione *Safetyhammer* si ha un valore prossimo a  $C_E = 0,9$ )

$C_B$  correzione per il diametro del foro, secondo i valori della Tabella 6.5

Tabella 6.5

Diametro del foro	65 ÷ 115 mm	$C_B$	1,0
	115 ÷ 150 mm	$C_B$	1,05
	150 ÷ 200 mm	$C_B$	1,15

$C_S$  correzione per il metodo di campionamento, con i valori come da Tabella 6.6

Tabella 6.6

Tipo di campionatore	Standard	$C_S$	1,0
	Senza astuccio	$C_S$	1,2

$C_R$  correzione per la lunghezza delle aste sotto la testa di battuta, come da Tabella 6.7

Tabella 6.7

Lunghezza aste	3 ÷ 4 m	$C_R$	0,75
	4 ÷ 6 m	$C_R$	0,85
	6 ÷ 10 m	$C_R$	0,95
	➤ 10 m	$C_R$	1,0

La correzione per la tensione litostatica efficace viene effettuata solo per la determinazione dell'angolo di attrito interno ( $\varphi$ ) per terreni incoerenti; in tal caso il valore assume la sigla  $N1(60)$ .

Poiché la *profondità della prova* influenza il risultato  $N_{spt}$ , come già detto, è stata apportata la correzione (per i soli terreni incoerenti) che tiene conto della la *tensione litostatica efficace* ( $\sigma_v =$

$\gamma x h$ ); tra le tante proposte formulate da molti AA. quella che sembra correntemente più utilizzata è quella di GIBBS & HOLTZ (1957), che introducono un fattore di correzione “ $C_N$ ”, ricavabile dalla seguente relazione, al fine di riportare tutte le prove ad una tensione litostatica efficace pari a  $\sigma_v = 1 \text{ Kg/cm}^2$ :

$$C_N = 0,77 \times \log_{10} [20/\sigma_v]$$

Un'altra relazione, di più semplice applicazione, che tiene conto della tensione litostatica è stata proposta da LIAO & WHITMAN (1986):

$$C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v}}$$

I risultati delle due relazioni di cui sopra sono confrontabili nella Tabella 6.8, dalla quale si evince che il coefficiente  $C_N$  di LIAO & WHITMAN risulta leggermente più cautelativo per tensioni litostatiche maggiori di  $1 \text{ Kg/cm}^2$ ; pertanto nei calcoli di normalizzazione i valori  $N_{spt}$  per i terreni incoerenti [N1(60)] verrà adottata la suddetta relazione.

Tabella 6.8 - *Correzione per la tensione litostatica*

Tensione litostatica $\sigma'_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$N_{spt}$	Gibbs & Holtz	Liao & Whitman
0,5	10	12,3	14,1
1,0	15	15,0	15,0
1,5	20	17,3	16,3
2,0	25	19,2	17,7

La correzione per la presenza di acqua, valutata da TERZAGHI & PECK (1948) con la relazione

$$N' = 15 + \frac{1}{2} [N_{spt} - 15]$$

viene effettuata esclusivamente per i terreni a grana fine (limo, limi sabbiosi, sabbie fini limose e sabbie fini) che normalmente costituiscono la matrice dei depositi ghiaioso-sabbiosi, giacchè nei terreni grossolani molto permeabili (sabbia grossa ghiaiosa e ghiaia senza matrice fina) l'infissione del campionatore Raymond della prova SPT non modifica lo stato delle tensioni neutre.

I valori così normalizzati vengono riportati nelle Tabelle 6.9 per i depositi alluvionali, 6.10 per le conoidi e 6.11 per le morene .

Tabella 6.9 – Alluvioni - Valori normalizzati N1(60); in blu SPT del 2002; in verde SPT 2009; in rosso per il 2019

NORMALIZZAZIONE N <sub>SPT</sub>												
TIRANO (SO)			PROVE IN DEPOSITI ALLUVIONALI					SONDAGGI 2002 - 2009				
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)				Correzione per tensione litostatica		
	Profondità (m)	σ <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)	Diametro del foro (Cb)	Tipo di campionatore (Cs)	Lunghezza aste (Cr)	N(60)	C <sub>N</sub>	N1(60)	
SP.1	12,86	7,95	1,59	51	51,0	0,9	1,05	1	0,95	45,79	0,79	36,31
SP.1	12,86	10,95	2,19	85	85,0	0,9	1,05	1	1	80,33	0,68	54,28
SP.1	12,86	13,95	2,79	80	47,5	0,9	1,05	1	1	44,89	0,60	26,87
SP.1	12,86	16,95	3,39	67	41,0	0,9	1,05	1	1	38,75	0,54	21,04
SP.1	12,86	19,95	3,99	60	37,5	0,9	1,05	1	1	35,44	0,50	17,74
SP.1	12,86	22,95	4,59	54	34,5	0,9	1,05	1	1	32,60	0,47	15,22
SP.1	12,86	25,95	5,19	45	30,0	0,9	1,05	1	1	28,35	0,44	12,44
SP.1	12,86	29,95	5,99	56	35,5	0,9	1,05	1	1	33,55	0,41	13,71
S.2	1,95	0,39	43	43,0	0,9	1,05	1	0,75	30,48	1,60	48,80	
S.2	4,95	0,99	46	46,0	0,9	1,05	1	0,85	36,95	1,01	37,14	
S.2	10,95	2,19	67	67,0	0,9	1,05	1	1	63,32	0,68	42,78	
S.2	13,95	2,79	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,60	42,43	
S.2	16,95	3,39	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,54	26,69	
S.2	19,95	3,99	68	68,0	0,9	1,05	1	1	64,26	0,50	32,17	
S.2	22,95	4,59	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,47	33,08	
SP.3	5,80	1,95	0,39	51	51,0	0,9	1,05	1	0,75	36,15	1,60	57,88
SP.3	5,80	4,95	0,99	68	68,0	0,9	1,05	1	0,85	54,62	1,01	54,90
SP.3	5,80	7,95	1,59	67	41,0	0,9	1,05	1	0,95	36,81	0,79	29,19
SP.3	5,80	10,95	2,19	48	31,5	0,9	1,05	1	1	29,77	0,68	20,12
SP.3	5,80	13,95	2,79	81	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,60	27,16
SP.3	5,80	19,95	3,99	74	44,5	0,9	1,05	1	1	42,05	0,50	21,05
SP.3	5,80	25,95	5,19	81	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,44	19,91
SP.3	5,80	28,95	5,79	62	38,5	0,9	1,05	1	1	36,38	0,42	15,12
S.4	1,95	0,39	69	69,0	0,9	1,05	1	0,75	41,82	1,60	66,96	
S.4	4,95	0,99	69	69,0	0,9	1,05	1	0,85	55,42	1,01	55,70	
SP.5	1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56	
SP.5	7,95	1,59	32	32,0	0,9	1,05	1	0,95	28,73	0,79	22,78	
SP.5	10,95	2,19	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99	
SP.5	13,95	2,79	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,60	19,80	
S.6	1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56	
S.6	4,95	0,99	35	35,0	0,9	1,05	1	0,85	28,11	1,01	28,26	
S.6	7,95	1,59	48	48,0	0,9	1,05	1	0,95	43,09	0,79	34,17	
S.6	10,95	2,19	23	23,0	0,9	1,05	1	1	21,74	0,68	14,69	
S.6	19,95	3,99	29	29,0	0,9	1,05	1	1	27,41	0,50	13,72	
S.6	25,95	5,19	43	43,0	0,9	1,05	1	1	40,64	0,44	17,84	
S.6	28,95	5,79	50	50,0	0,9	1,05	1	1	47,25	0,42	19,64	
SP.7	16,95	3,39	43	43,0	0,9	1,05	1	1	40,64	0,54	22,07	
SP.7	22,95	4,59	48	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,47	21,17	
SP.7	25,95	5,19	39	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,44	16,18	
SP.7	28,95	5,79	47	47,0	0,9	1,05	1	1	44,42	0,42	18,46	
S.8	4,95	0,99	39	39,0	0,9	1,05	1	0,85	31,33	1,01	31,48	
S.8	7,95	1,59	21	21,0	0,9	1,05	1	0,95	18,85	0,79	14,95	
S.8	10,95	2,19	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99	
S.8	16,95	3,39	40	40,0	0,9	1,05	1	1	37,80	0,54	20,53	
S.8	19,95	3,99	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,50	26,97	
S.8	22,95	4,59	62	62,0	0,9	1,05	1	1	58,59	0,47	27,35	
SP.9	27,10	1,95	0,39	47	47,0	0,9	1,05	1	0,75	33,31	1,60	53,34
SP.9	27,10	4,95	0,99	44	44,0	0,9	1,05	1	0,85	35,34	1,01	35,52
SP.9	27,10	13,95	2,79	49	49,0	0,9	1,05	1	1	46,31	0,60	27,72
SP.9	27,10	16,95	3,39	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,54	29,26
SP.9	27,10	22,95	4,59	60	60,0	0,9	1,05	1	1	56,70	0,47	26,47
SP.9	27,10	25,95	5,19	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,44	18,25
SP.9	27,10	28,95	5,79	47	31,0	0,9	1,05	1	1	29,30	0,42	12,17
SP.14	47,00	1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56
SP.14	47,00	4,95	0,99	20	20,0	0,9	1,05	1	0,85	16,07	1,01	16,15
SP.14	47,00	7,95	1,59	23	23,0	0,9	1,05	1	0,95	20,65	0,79	16,38
SP.14	47,00	10,95	2,19	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,68	23,63
SP.14	47,00	13,95	2,79	32	32,0	0,9	1,05	1	1	30,24	0,60	18,10
SP.14	47,00	16,95	3,39	30	30,0	0,9	1,05	1	1	28,35	0,54	15,40
SP.14	47,00	19,95	3,99	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,50	16,56
SP.14	47,00	22,95	4,59	38	38,0	0,9	1,05	1	1	35,91	0,47	16,76
SP.14	47,00	25,95	5,19	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,44	14,52
SP.14	47,00	31,95	6,39	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,40	13,83
SP.14	47,00	34,95	7,59	24	24,0	0,9	1,05	1	1	22,68	0,38	8,58
SP.14	47,00	37,95	7,59	41	41,0	0,9	1,05	1	1	38,75	0,36	14,06
SP.14	47,00	40,95	8,19	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,35	12,22
SP.14	47,00	43,95	8,79	37	37,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,34	18,17
SP.14	47,00	46,95	9,39	49	49,0	0,9	1,05	1	1	46,31	0,33	15,11
SP.14	47,00	49,95	9,99	59	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,32	11,06
SP.14	47,00	58,95	11,79	63	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,29	10,73
SP.14	47,00	61,95	12,39	60	37,5	0,9	1,05	1	1	35,44	0,28	10,07
SP.14	47,00	65,15	13,03	63	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,28	10,21
SP.14	47,00	67,95	13,59	61	38,0	0,9	1,05	1	1	35,91	0,27	9,74
S.1	13,86	12,45	2,49	68	68,0	0,9	1,05	1	1	64,26	0,63	40,72
S.8	12,45	2,49	65	65,0	0,9	1,05	1	1	61,43	0,63	38,93	
S.8	15,45	3,09	45	45,0	0,9	1,05	1	1	42,53	0,57	24,19	
S.8	18,45	3,69	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,52	18,20	
S.9	8,34	9,45	1,89	65	40,0	0,9	1,05	1	0,95	35,91	0,73	26,12
S.2DH	12,45	2,49	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,63	26,35	
S.2DH	18,45	3,69	67	67,0	0,9	1,05	1	1	63,32	0,52	32,96	
S.2DH	35,45	7,09	70	70,0	0,9	1,05	1	1	66,15	0,38	24,84	
S.03	27,45	5,49	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,43	30,25	
S.03	33,45	6,69	79	79,0	0,9	1,05	1	1	74,66	0,39	28,86	
S.03	39,45	7,89	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,36	17,49	
S.04PZ	6,45	1,29	37	37,0	0,9	1,05	1	0,95	33,22	0,88	29,25	
S.04PZ	12,45	2,49	47	47,0	0,9	1,05	1	1	44,42	0,63	28,15	
S.04PZ	18,45	3,69	56	56,0	0,9	1,05	1	1	52,92	0,52	27,55	
S.04PZ	24,45	4,89	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,45	22,22	
S.04PZ	30,45	6,09	56	56,0	0,9	1,05	1	1	52,92	0,41	21,44	
S.05	5,45	1,09	31	31,0	0,9	1,05	1	0,85	24,90	0,96	23,85	
S.05	10,45	2,09	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,69	23,53	
S.05	15,45	3,09	46	46,0	0,9	1,05	1	1	43,47	0,57	24,73	
S.06DH	24,45	4,89	61	61,0	0,9	1,05	1	1	57,65	0,45	26,07	
S.06DH	35,45	7,09	65	65,0	0,9	1,05	1	1	61,43	0,38	23,07	
S.07PZ	30,45	6,09	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,41	21,83	
S.08PZ	18,45	3,69	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,52	21,65	
S.08PZ	24,45	4,89	50	50,0	0,9	1,05	1	1	47,25	0,45	21,37	
S.08PZ	30,45	6,09	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,41	19,91	

In blu campagna indagini 2002

In verde campagna indagini 2009

In rosso campagna indagini 2019

Tabella 6.10 – Conoidi - Valori normalizzati N1(60); in blu SPT del 2002; in verde SPT 2009; in rosso SPT 2019

NORMALIZZAZIONE N <sub>SPT</sub>												
TIRANO (SO)			PROVE NEI DEPOSITI DI CONOIDI				SONDAGGI 2002 - 2009				Correzione per tensione litostatica	
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)				C <sub>N</sub>	N1(60)	
			Profondità (m)			σ <sub>v</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)			Diametro del foro (Cb)
SP.11	44,30	1,95	0,39	37	37	0,9	1,05	1	0,75	26,22	1,60	41,99
SP.11	45,30	4,95	0,99	25	25	0,9	1,05	1	0,85	20,08	1,01	20,18
SP.11	46,30	7,95	1,59	29	29	0,9	1,05	1	0,95	26,03	0,79	20,65
SP.11	47,30	10,95	2,19	21	21	0,9	1,05	1	1	19,85	0,68	13,41
SP.13	24,58	1,95	0,39	39	39	0,9	1,05	1	0,75	27,64	1,60	44,26
SP.13	25,58	8,95	1,79	35	35	0,9	1,05	1	0,95	31,42	0,75	23,49
SP.13	26,58	10,95	2,19	27	27	0,9	1,05	1	1	25,52	0,68	17,24
SP.13	27,58	13,95	2,79	31	31	0,9	1,05	1	1	29,30	0,60	17,54
SP.13	28,58	16,50	3,30	39	39	0,9	1,05	1	1	36,86	0,55	20,29
SP.13	29,58	19,95	3,99	48	48	0,9	1,05	1	1	45,36	0,50	22,71
SP.13	30,58	22,95	4,59	52	52	0,9	1,05	1	1	49,14	0,47	22,94
SP.15	19,20	1,95	0,39	27	27	0,9	1,05	1	0,75	19,14	1,60	30,64
SP.15	21,20	7,95	1,59	31	31	0,9	1,05	1	0,95	27,83	0,79	22,07
SP.15	22,20	10,95	2,19	27	27	0,9	1,05	1	1	25,52	0,68	17,24
SP.15	24,20	16,95	3,39	50	50	0,9	1,05	1	1	47,25	0,54	25,66
SP.15	25,20	19,95	3,99	51	51	0,9	1,05	1	1	48,20	0,50	24,13
SP.15	26,20	22,95	4,59	56	56	0,9	1,05	1	1	52,92	0,47	24,70
SP.15	27,20	25,95	5,19	59	59	0,9	1,05	1	1	55,76	0,44	24,47
SP.15	28,20	28,95	5,79	56	35,5	0,9	1,05	1	1	33,55	0,42	13,94
SP.15	29,20	31,95	6,39	53	34	0,9	1,05	1	1	32,13	0,40	12,71
SP.16		1,95	0,39	17	17	0,9	1,05	1	0,75	12,05	1,60	19,29
SP.16		4,95	0,99	27	27	0,9	1,05	1	0,85	21,69	1,01	21,80
SP.16		7,95	1,59	44	44,00	0,9	1,05	1	0,95	39,50	0,79	31,33
SP.16		10,95	2,19	36	36,00	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99
SP.16		13,95	2,79	59	59,00	0,9	1,05	1	1	55,76	0,60	33,38
S.2		9,45	1,89	78	78,00	0,9	1,05	1	0,95	70,02	0,73	50,94
S.10	13,86	3,45	0,69	67	67,00	0,9	1,05	1	0,75	47,49	1,20	57,17
S.01		5,45	1,09	34	34,00	0,9	1,05	1	0,85	27,31	0,96	26,16
S.01		10,45	2,09	42	42,00	0,9	1,05	1	1	39,69	0,69	27,45
S.01		15,45	3,09	50	50,00	0,9	1,05	1	1	47,25	0,57	26,88
S.06DH		6,45	1,29	53	53,00	0,9	1,05	1	0,95	47,58	0,88	41,89
S.06DH		12,45	2,49	44	44,00	0,9	1,05	1	1	41,58	0,63	26,35
S.06DH		18,45	3,69	54	54,00	0,9	1,05	1	1	51,03	0,52	26,57
S.11DH		6,45	1,29	33	33,00	0,9	1,05	1	0,95	29,63	0,88	26,08
S.11DH		12,45	2,49	34	34,00	0,9	1,05	1	1	32,13	0,63	20,36

In blu campagna indagini 2002  
 In verde campagna indagini 2009  
 In rosso campagna indagini 2019

Tabella 6.11 – Morene - Valori normalizzati N1(60); in blu SPT del 2002; in verde SPT 2009; in rosso SPT 2019

NORMALIZZAZIONE N <sub>SPT</sub>												
TIRANO (SO)			PROVE NEI DEPOSITI DI MORENE				SONDAGGI 2002 - 2009				Correzione per tensione litostatica	
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)				C <sub>N</sub>	N1(60)	
			Profondità (m)			σ <sub>v</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)			Diametro del foro (Cb)
SP.12	50,45	1,95	0,39	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,60	24,97
SP.12	50,45	8,95	1,79	30	30	0,9	1,05	1	0,95	26,93	0,75	20,13
SP.12	50,45	10,95	2,19	34	34	0,9	1,05	1	1	32,13	0,68	21,71
SP.12	50,45	13,95	2,79	33	33	0,9	1,05	1	1	31,19	0,60	18,67
SP.12	50,45	19,95	3,99	43	43	0,9	1,05	1	1	40,64	0,50	20,34
SP.12	50,45	22,95	4,59	31	31	0,9	1,05	1	1	29,30	0,47	13,67
SP.12	50,45	25,95	5,19	28	28	0,9	1,05	1	1	26,46	0,44	11,61
SP.12	50,45	28,95	5,79	47	47	0,9	1,05	1	1	44,42	0,42	18,46
SP.12	50,45	31,95	6,39	63	63	0,9	1,05	1	1	59,54	0,40	23,55
S.4		3,45	0,69	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,20	18,77
S.4		6,30	1,26	19	19	0,9	1,05	1	0,95	17,06	0,89	15,20
S.5		3,45	0,69	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,20	18,77
S.5		6,45	1,29	36	36	0,9	1,05	1	0,95	32,32	0,88	28,46
S.6		3,45	0,69	11	11	0,9	1,05	1	0,75	7,80	1,20	9,39
S.6		6,45	1,29	47	47	0,9	1,05	1	0,95	42,19	0,88	37,15
S.11DH		24,45	4,89	48	48	0,9	1,05	1	1	45,36	0,45	20,51
S.11DH		30,45	6,09	46	46	0,9	1,05	1	1	43,47	0,41	17,61

In blu campagna indagini 2002  
 In verde campagna indagini 2009  
 In rosso campagna indagini 2019

Nei diagrammi delle Figure 6.1 per i *depositi alluvionali*, 6.2 per i *depositi di conoide* e 6.3 per i *depositi delle morene* sono riportati i valori di  $N1(60)$  in funzione della profondità.

Figura 6.1 – *Deposit* alluvionali - Diagramma Valori normalizzati  $N1(60)$  - Profondità

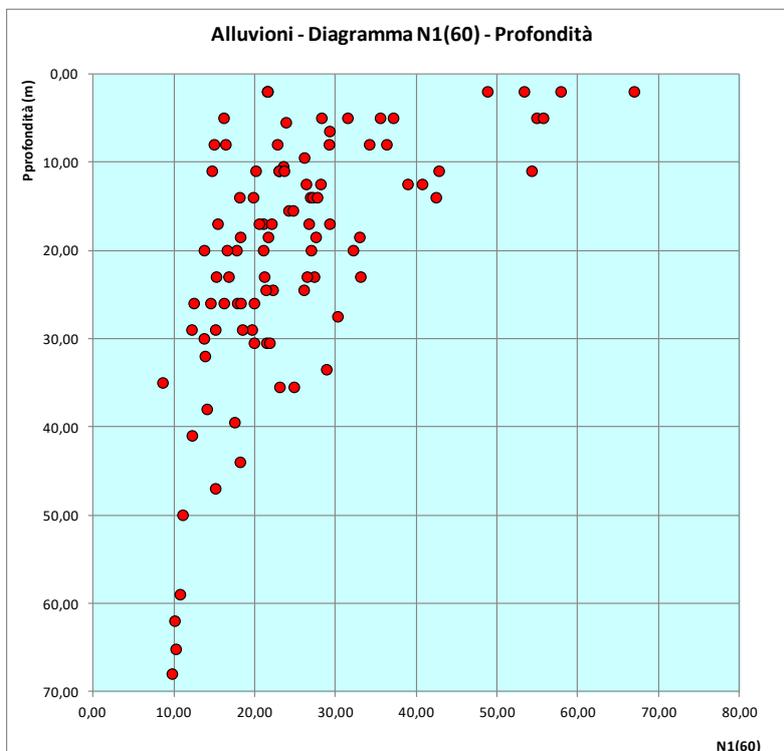


Figura 6.2 - *Deposit* di conoidi - Diagramma Valori normalizzati  $N1(60)$  - Profondità

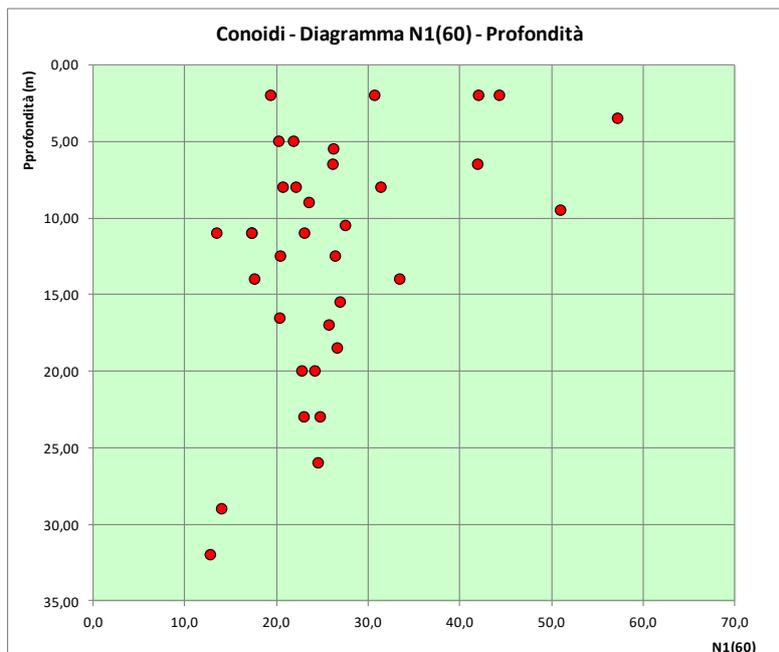
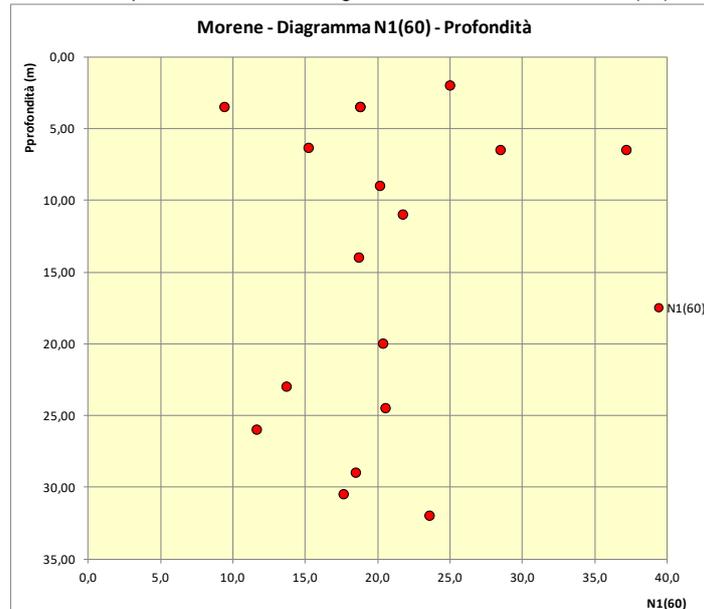


Figura 6.3 - Depositi di morene - Diagramma Valori normalizzati N1(60) - Profondità



6.1.1.1 Calcolo dei parametri geotecnici dalle prove S.P.T.

Per una valutazione dei parametri di taglio in termini di sforzi efficaci sono state adottate le correlazioni proposte da YUKITAKE SHIOI E JIRO FUKUNI (1982), attualmente utilizzate in Giappone dallo “Road Bridge Specification” e dallo “Japanese National Railway”:

$$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

$$\varphi = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$$

Sono stati elaborati i risultati delle prove SPT effettuate in tutte le campagne di indagini, ricadenti nei livelli prevalentemente incoerenti, in cui si può ragionevolmente ammettere che la resistenza al taglio si espliciti quasi esclusivamente mediante la mobilitazione di forze di attrito tra i singoli granuli.

Le due correlazioni sopra riportate conducono a risultati perfettamente confrontabili, come da esempio della Tabella 6.12.

Tabella 6.12 – Confronto tra le due formule

N1(60)	Road Bridge Specification	Japanese National Railway
	$\varphi$	$\varphi$
10	27,25	30,0
15	30,00	31,5
20	32,32	33,0
25	34,36	34,5
30	36,21	36,0
35	37,91	37,5
40	39,49	39,0

La densità relativa (Dr) viene valutata con la relazione di BAZARAA (1962):

$$Dr = \sqrt{\frac{N60}{20(1 + 4,1\sigma'_v)}}$$

$$\text{se } \sigma'_v \leq 0,732$$

$$Dr = \sqrt{\frac{N60}{20(3,24 + 1,024\sigma'_v)}}$$

$$\text{se } \sigma'_v > 0,732$$

Il Modulo Elastico ( $E =$  Modulo di Young) viene definito adottando la seguente relazione di JAMIOLKOWSKI et Al. (1988)

$$E = 10,5 - 3,5Dr) N(60)$$

valida per terreni normalconsolidati

Il Modulo edometrico ( $E_d$ ) viene ricavato dalla seguente relazione di BEGEMANN (1974)

$$E_d = a + N1(60) + b$$

dove per ghiaie e sabbie  $a = 9,1$  e  $b = 93$

La granulometria dei sedimenti influenza decisamente i risultati delle prove S.P.T.; numerosi studi sono stati effettuati in tal senso (GIBBS & HOLTZ, 1957; BURMISTER, 1962; DESAI, 1970; CERRUTI, 1979) senza però portare ad una definizione quantitativa del problema; in ogni caso i risultati delle prove SPT vengono influenzati marcatamente solo in presenza di terreni grossolani (ghiaie e ghiaie con ciottoli), che abbondano nei terreni in questione, soprattutto nelle morene e nelle conoidi.

MARCUSON & BIEGANOUSKI (1977) presentano dei risultati che dimostrano come, a parità di densità relativa ( $Dr$ ), il valore di  $N_{spt}$  dipenda dal coefficiente di uniformità ( $U$ ) delle curva granulometrica e come esso si incrementi all'aumentare di quest'ultimo.

Un tentativo di correzione in funzione delle caratteristiche granulometriche dei sedimenti grossolani (ghiaie sabbiose, ghiaia con ciottoli) è stato fatto da AMANTIA SCUDERI F. (1995), con una relazione che tiene conto dei diametri ai passanti  $d_{10}$ ,  $d_{60}$  e  $d_{100}$  (espressi in mm) e del coefficiente di uniformità  $U$  con la seguente relazione:

$$N' = \frac{2 \cdot N_{spt}}{1 + \log(D_{100} \cdot U)}$$

in cui

$N_{spt}$  valore rilevato in campagna

Il valore della resistenza al taglio per i suddetti terreni, adottando la relazione dello *Japanese National Railway*, si ricava dalla formula:

$$\varphi' = 0,3 \cdot \left[ \frac{2 \cdot N_{spt}}{1 + \log(D_{100} \cdot U)} \right] + 27$$

I parametri geotecnici ricavabili da tutte le prove SPT, riportati in dettaglio nell'All. 2, vengono sintetizzati nelle Tabelle 6.13 (Alluvioni), 6.14 (Conoidi) e 6.15 (Morene) in cui sono evidenziati i seguenti elementi:

- ✓ Valore dell'angolo di attrito  $\varphi'$  per ciascuna prove  $N_{spt}$
- ✓ Valore *medio* dell'angolo di attrito  $\varphi'$  per ciascun sondaggio
- ✓ Valore della densità relativa  $D_r$  per ciascuna prove SPT
- ✓ Valore *medio* della densità relativa  $D_r$  per ciascun sondaggio
- ✓ Valore del modulo elastico  $E$  ciascuna prove SPT
- ✓ Valore *medio* del modulo elastico  $E$  ciascun sondaggio
- ✓ Valore del modulo edometrico  $E_d$  ciascuna prove SPT
- ✓ Valore del *medio* modulo edometrico  $E$  ciascuna prove SPT

Tabella 6.13 – Alluvioni - Parametri geotecnici da prove SPT

DEPOSITI ALLUVIONALI - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.										
Sondaggio	N°(60)	N(60)	Angolo di Attrito φ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm²)	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm²)	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.1	36,31	45,79	37,89		68,57		370,85		138,41	
SP.1	54,28	80,33	43,28		85,59		602,79		156,38	
SP.1	26,87	44,89	35,06		60,67		376,00		128,97	
SP.1	21,04	38,75	33,31	34,41	53,73	55,76	333,97	355,65	123,14	126,80
SP.1	17,74	35,44	32,32		49,18		311,09		119,84	
SP.1	15,22	32,60	31,57		45,31		290,62		117,32	
SP.1	12,44	28,35	30,73		40,71		257,28		114,54	
SP.1	13,71	33,55	31,11		42,30		302,58		115,81	
S.2	48,80	30,48	41,64		64,71		250,98		150,90	
S.2	37,14	36,95	38,14		65,90		302,74		139,24	
S.2	42,78	63,32	39,84		75,99		496,42		144,88	
S.2	42,43	70,88	39,73	38,28	76,24	68,05	555,07	445,91	144,53	139,68
S.2	26,69	49,14	35,01		60,51		411,91		128,79	
S.2	32,17	64,26	36,65		66,23		525,78		134,27	
S.2	33,08	70,88	36,92		66,81		578,47		135,18	
SP.3	57,88	36,15	44,36		70,47		290,38		159,98	
SP.3	54,90	54,62	43,47		80,13		420,34		157,00	
SP.3	29,19	36,81	35,76		61,49		307,27		131,29	
SP.3	20,12	29,77	33,03	36,20	52,10	59,35	258,27	342,28	122,22	132,77
SP.3	27,16	45,36	35,15		60,99		379,45		129,26	
SP.3	21,05	42,05	33,32		53,57		362,70		123,15	
SP.3	19,91	45,36	32,97		51,49		394,53		122,01	
SP.3	15,12	36,38	31,54		44,54		325,30		117,22	
S.4	66,96	41,82	47,09	45,40	75,80	78,25	328,14	376,76	169,06	163,43
S.4	55,70	55,42	43,71		80,71		425,38		157,80	
SP.5	21,56	13,47	33,47		43,01		121,12		123,66	
SP.5	22,78	28,73	33,83	33,54	54,32	51,28	247,03	236,51	124,88	123,88
SP.5	22,99	34,02	33,90		55,70		290,89		125,09	
SP.5	19,80	33,08	32,94		52,08		287,00		121,90	
S.6	21,56	13,47	33,47		43,01		121,12		123,66	
S.6	28,26	28,11	35,48		57,49		238,63		130,36	
S.6	34,17	43,09	37,25	33,42	66,53	50,61	352,13	274,58	136,27	123,51
S.6	14,69	21,74	31,41		44,52		194,35		116,79	
S.6	13,72	27,41	31,12		43,25		246,27		115,82	
S.6	17,84	40,64	32,35		48,73		357,36		119,94	
S.6	19,64	47,25	32,89		50,76		412,18		121,74	
SP.7	22,07	40,64	33,62		55,02		348,42		124,17	
SP.7	21,17	45,36	33,35		53,44	51,02	391,43	364,20	123,27	121,57
SP.7	16,18	36,86	31,85	32,84	46,41		327,11		118,28	
SP.7	18,46	44,42	32,54		49,21		389,85		120,56	
S.8	31,48	31,33	36,45		60,68		262,40		133,58	
S.8	14,95	18,85	31,49		44,00		168,92		117,05	
S.8	22,99	34,02	33,90	34,21	55,70	55,80	290,89	331,80	125,09	126,14
S.8	20,53	37,80	33,16		53,07		326,69		122,63	
S.8	26,97	53,87	35,09		60,63		451,27		129,07	
S.8	27,35	58,59	35,20		60,74		490,64		129,45	
SP.9	53,34	33,31	43,00		67,65		270,90		155,44	
SP.9	35,52	35,34	37,66		64,45		291,37		137,62	
SP.9	27,72	46,31	35,32		61,62		386,33		129,82	
SP.9	29,26	53,87	35,78	35,69	63,35	58,01	446,15	357,57	131,36	131,06
SP.9	26,47	56,70	34,94		59,75		476,77		128,57	
SP.9	18,25	41,58	32,48		49,30		364,85		120,35	
SP.9	12,17	29,30	30,65		39,97		266,62		114,27	
SP.14	21,56	13,47	33,47		43,01		121,12		123,66	
SP.14	16,15	16,07	31,84		43,45		144,25		118,25	
SP.14	16,38	20,65	31,91		46,05		183,53		118,48	
SP.14	23,63	34,97	34,09		56,47		298,03		125,73	
SP.14	18,10	30,24	32,43		49,80		264,81		120,20	
SP.14	15,40	28,35	31,62		45,96		252,07		117,50	
SP.14	16,56	33,08	31,97		47,51		292,29		118,66	
SP.14	16,76	35,91	32,03		47,55		317,29		118,86	
SP.14	14,52	33,08	31,36		43,97		296,39		116,62	
SP.14	13,83	34,97	31,15	31,39	42,27	41,94	315,40	296,88	115,93	116,74
SP.14	8,58	22,68	29,57		33,02		211,93		110,68	
SP.14	14,06	38,75	31,22		41,94		349,95		116,16	
SP.14	12,22	34,97	30,67		38,78		319,68		114,32	
SP.14	18,17	53,87	32,45		46,91		477,15		120,27	
SP.14	15,11	46,31	31,53		42,44		417,42		117,21	
SP.14	11,06	34,97	30,32		36,03		323,04		113,16	
SP.14	10,73	36,86	30,22		34,69		342,23		112,83	
SP.14	10,07	35,44	30,02		33,35		330,72		112,17	
SP.14	10,21	36,86	30,06		33,34		343,98		112,31	
SP.14	9,74	35,91	29,92		32,35		336,40		111,84	
S.1	40,72	64,26	39,22	39,22	74,49	74,49	507,18	507,18	142,82	142,82
S.8	38,93	61,43	38,68		72,83		488,38		141,03	
S.8	24,19	42,53	34,26	35,13	57,62	60,12	360,75	385,06	126,29	129,21
S.8	18,20	34,97	32,46		49,91		306,06		120,30	
S.9	26,12	35,91	34,84	34,84	58,90	58,90	303,03	303,03	128,22	128,22
S.2DH	26,35	41,58	34,91		59,92		349,38		143,68	
S.2DH	32,96	63,32	36,89	35,42	67,16	61,07	515,98	476,66	165,42	159,12
S.2DH	24,84	66,15	34,45		56,12		564,63		168,25	
S.03	30,25	70,88	36,07		63,24		587,32		172,98	
S.03	28,86	74,66	35,66	34,66	60,82	56,88	624,96	549,37	176,76	166,99
S.03	17,49	49,14	32,25		46,59		435,84		151,24	
S.04PZ	29,25	33,22	35,77		60,34		278,62		135,32	
S.04PZ	28,15	44,42	35,44		61,93		370,08		146,52	
S.04PZ	27,55	52,92	35,26	34,72	61,40	58,22	441,93	394,10	155,02	148,62
S.04PZ	22,22	49,14	33,67		54,58		422,10		151,24	
S.04PZ	21,44	52,92	33,43		52,84		457,79		155,02	
S.05	23,85	24,90	34,16		53,46		214,86		127,00	
S.05	23,53	34,02	34,06	34,21	56,23	55,98	290,26	290,97	136,12	136,23
S.05	24,73	43,47	34,42		58,26		367,80		145,57	
S.06DH	26,07	57,65	34,82	34,37	59,12	56,60	486,00	507,35	159,75	161,64
S.06DH	23,07	61,43	33,92		54,08		528,69		163,53	
S.07PZ	21,83	53,87	33,55	33,55	53,31	53,31	465,08	465,08	155,97	155,97
S.08PZ	21,65	41,58	33,49		54,43		357,38		143,68	
S.08PZ	21,37	47,25	33,41	33,29	53,52	52,96	407,61	397,80	149,35	148,09
S.08PZ	19,91	49,14	32,97		50,92		428,39		151,24	

In blu campagna indagini 2002  
 In verde campagna indagini 2009  
 In rosso campagna indagini 2019

Tabella 6.14 – Conoidi - Parametri geotecnici da prove SPT

DEPOSITI DI CONOIDI - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.										
Sondaggio	N'(60)	N(60)	Angolo di Attrito $\varphi$ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.11	41,99	26,22	39,60	34,22	71,03	53,47	210,16	197,98	144,09	126,16
	20,18	20,08	33,05		48,58		176,71		122,28	
	20,65	26,03	33,19		51,71		226,25		122,75	
	13,41	19,85	31,02		42,54		178,82		115,51	
SP.13	44,26	27,64	40,28	34,22	72,92	55,69	219,68	299,68	146,36	126,17
	23,49	31,42	34,05		55,65		268,72		125,59	
	17,24	25,52	32,17		48,24		224,83		119,34	
	17,54	29,30	32,26		49,01		257,34		119,64	
	20,29	36,86	33,09		52,76		318,92		122,39	
	22,71	45,36	33,81		55,64		387,94		124,81	
	22,94	49,14	33,88		55,63		420,30		125,04	
	30,64	19,14	36,19		60,68		160,29		132,74	
SP.15	22,07	27,83	33,62	33,52	53,46	53,02	240,14	327,68	124,17	123,83
	17,24	25,52	32,17		48,24		224,83		119,34	
	25,66	47,25	34,70		59,33		398,01		127,76	
	24,13	48,20	34,24		57,35		409,30		126,23	
	24,70	52,92	34,41		57,73		448,74		126,80	
	24,47	55,76	34,34		57,09		474,03		126,57	
	13,94	33,55	31,18		42,77		302,03		116,04	
	12,71	32,13	30,81		40,52		291,80		114,81	
SP.16	19,29	12,05	32,79	34,73	48,15	57,13	106,21	273,33	121,39	127,86
	21,80	21,69	33,54		50,49		189,40		123,90	
	31,33	39,50	36,40		63,70		326,70		133,43	
	22,99	34,02	33,90		55,70		290,89		125,09	
	33,38	55,76	37,01		67,62		453,47		135,48	
S.2	50,94	70,02	42,28	42,28	82,25	82,25	533,67	533,67	153,04	153,04
S.10	57,17	47,49	44,15	44,15	78,75	78,75	367,73	367,73	159,27	159,27
S.01	26,16	27,31	35,19	38,43	55,99	59,15	233,24	320,43	128,26	128,93
	27,45	39,69	38,91		60,73		332,38		129,55	
	26,88	47,25	41,18		60,74		395,68		128,98	
S.06DH	41,89	47,58	41,27	41,02	72,22	64,15	379,32	385,61	143,99	133,70
	26,35	41,58	39,47		59,92		349,38		128,45	
	26,57	51,03	42,31		60,29		428,13		128,67	
S.11DH	26,08	29,63	35,89	36,26	56,99	54,83	251,98	265,05	128,18	125,32
	20,36	32,13	36,64		52,68		278,13		122,46	

In blu campagna indagini 2002  
 In verde campagna indagini 2009  
 In rosso campagna indagini 2019

Tabella 6.15 – Morene - Parametri geotecnici da prove SPT

DEPOSITI DI MORENE - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.										
Sondaggio	N'(60)	N(60)	Angolo di Attrito $\varphi$ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.12	24,97	15,59	34,49	32,77	46,28	49,09	138,46	297,58	127,07	121,34
SP.12	20,13	26,93	33,04		51,52		234,22		122,23	
SP.12	21,71	32,13	33,51		54,13		276,49		123,81	
SP.12	18,67	31,19	32,60		50,57		272,25		120,77	
SP.12	20,34	40,64	33,10		52,66		351,77		122,44	
SP.12	13,67	29,30	31,10		42,95		263,56		115,77	
SP.12	11,61	26,46	30,48		39,33		241,41		113,71	
SP.12	18,46	44,42	32,54		49,21		389,85		120,56	
SP.12	23,55	59,54	34,07		55,16		510,18		125,65	
S.4	18,77	15,59	32,63		32,10		44,45		43,92	
S.4	15,20	17,06	31,56	43,39		153,20	117,30			
S.5	18,77	15,59	32,63	34,08	44,45	51,98	139,47	205,74	120,87	125,71
S.5	28,46	32,32	35,54		59,52		272,02		130,56	
S.6	9,39	7,80	29,82	33,98	31,43	49,72	73,28	207,94	111,49	125,37
S.6	37,15	42,19	38,14		68,01		342,60		139,25	
S.11DH	20,51	45,36	33,15		52,44		393,03		122,61	
S.11DH	17,61	43,47	32,28	32,72	47,89	50,17	383,57	388,30	119,71	121,16

In blu campagna indagini 2002  
 In verde campagna indagini 2009  
 In rosso campagna indagini 2019

Per i depositi alluvionali e per le conoidi viene apportata la correzione che tiene conto della granulometria grossolana con la relazione di AMANTIA SCUDERI F. (1995) solo per i più alti valori di N<sub>spt</sub> (misurati in campo), assumendo il limite

$$N_{spt} > 50$$

I risultati sono esposti nelle Tabelle 6.16 (Alluvioni) e 6.17 (Conoidi). Una limitazione della suddetta correzione è data dal fatto che i parametri di taglio, ricavato inserendo valore di N<sub>spt</sub> corretto per la granulometria nelle le formule di cui sopra, sono molto più vicini al valore di resistenza al taglio per rottura a volume costante ( $\phi_{cv}$ ) che non a quello di picco ( $\phi_p$ ).

Tabella 6.16 – Alluvioni – Correzione per granulometria

Sondaggio N°	Profondità (m)	N <sub>spt</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>10</sub>	U	D <sub>100</sub>	N <sub>spt</sub> corretto	Angolo di attrito a volume costante	Angolo di attrito di picco	Valore per sondaggio	Valore per sondaggio
			mm	mm		mm		$\phi_{cv}$	$\phi_p$	$\phi_{cv}$	$\phi_p$
SP.1	10,95	85	6	0,02	300	100	31,04	36,31	42,57	36,31	42,57
S.2	10,95	67	4,5	0,12	38	100	29,30	35,79	42,02	35,80	42,03
S.2	13,95	75	6	0,16	38	100	32,79	36,84	43,12		
S.2	16,95	52	20	0,2	100	100	20,80	33,24	39,33		
S.2	19,95	68	20	0,2	100	100	27,20	35,16	41,36		
S.2	22,95	75	1,5	0,12	13	100	36,61	37,98	44,31		
SP.3	7,95	67	5	0,12	42	100	29,01	35,70	41,93	36,77	43,04
SP.3	13,95	81	12	0,3	40	100	35,20	37,56	43,87		
SP.3	19,95	74	4	0,15	27	100	33,44	37,03	43,32		
SP.3	25,95	81	14	0,6	23	100	37,09	38,13	44,45		
SP.3	28,95	62	4	0,15	27	100	28,02	35,40	41,62		
S.4	1,95	59	4	0,03	133	100	23,02	33,91	40,04	34,23	40,38
S.4	4,95	69	1,8	0,006	300	100	25,20	34,56	40,73		
S.8	19,95	57	10	0,01	1000	100	19,00	32,70	38,75	32,95	39,01
S.8	22,95	62	10	0,01	1000	100	20,67	33,20	39,28		
SP.9	16,95	57	6	0,01	600	90	19,89	32,97	39,03	33,20	39,28
SP.9	22,95	60	5	0,01	500	80	21,42	33,43	39,52		
SP.14	43,95	57	6	0,01	600	100	19,73	32,92	38,98	33,50	39,60
SP.14	49,95	59	6	0,01	600	100	20,42	33,13	39,20		
SP.14	58,95	63	2	0,01	200	100	23,77	34,13	40,27		
SP.14	61,95	60	4	0,01	400	90	21,60	33,48	39,58		
SP.14	65,15	63	2,5	0,008	313	100	22,93	33,88	40,01		
SP.14	67,95	61	6	0,012	500	90	21,58	33,47	39,58	35,37	41,58
S.1	12,45	68	9	0,12	75	100	27,90	35,37	41,58		
S.8	12,45	65	9,5	0,12	79	90	26,79	35,04	41,23	35,04	41,23
S.9	9,45	65	9,5	0,125	76	100	26,63	34,99	41,18	34,99	41,18
S.2DH	18,45	67	10	0,15	67	100	27,78	35,33	41,55	35,64	41,86
S.2DH	35,45	70	8	0,16	50	100	29,79	35,94	42,18		
S.03	27,45	75	7	0,14	50	100	31,92	36,58	42,85	36,24	42,49
S.03	33,45	79	1,5	0,07	21	100	36,48	37,94	44,26		
S.03	39,45	52	1,5	0,07	21	100	24,01	34,20	40,35		
S.04PZ	18,45	56	6	0,035	171	100	21,40	33,42	39,52	33,42	39,52
S.04PZ	24,45	52	15	0,15	100	100	20,80	33,24	39,33		
S.04PZ	30,45	56	3	0,025	120	100	22,05	33,62	39,73		
S.06DH	24,45	61	75	0,08	938	100	20,43	33,13	39,21		
S.06DH	35,45	65	10	0,05	200	100	24,52	34,36	40,51	33,74	39,86
S.07PZ	30,45	57	12	0,08	150	100	22,02	33,61	39,72		
S.08PZ	30,45	52	15	0,07	214	100	19,51	32,85	38,91	32,85	38,91

Tabella 6.17 – Conoidi – Correzione per granulometria

Sondaggio N°	Profondità (m)	N <sub>spt</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>10</sub>	U	D <sub>100</sub>	N <sub>spt</sub> corretto	Angolo di attrito a volume costante	Angolo di attrito di picco	Valore per sondaggio	Valore per sondaggio
			mm	mm		mm		$\phi_{cv}$	$\phi_p$	$\phi_{cv}$	$\phi_p$
SP.13	22,95	52	4,5	0,12	38	100	22,74	33,82	39,95	33,94	40,07
SP.15	19,95	51	12	0,3	40	100	22,16	33,65	39,76		
SP.15	22,95	56	4	0,15	27	100	25,31	34,59	40,76		
SP.15	25,95	59	14	0,6	23	100	27,01	35,10	41,30		
SP.15	28,95	56	4	0,03	133	100	21,85	33,56	39,66		
SP.15	31,95	53	1,8	0,006	300	100	19,35	32,81	38,86		

### 6.1.2. Prove di Permeabilità

Nel corso delle campagne di indagini del 2002, 2009 e 2019 sono state effettuate delle prove di permeabilità Lefranc durante le perforazioni come da Tabella 6.18.

Tabella 6.18 – Prove di permeabilità Lefranc

Campagna indagini	Sondaggio	Intervallo di prova		Litotipo	Coefficiente di permeabilità
		da m	am		K (m/sec)
Anno	N°				
2002	SP.12	9,00	10,00	Morena	$1,32 \cdot 10^{-4}$
	SP.13	9,00	9,500	Conoide	$1,89 \cdot 10^{-4}$
	SP.13	12,00	12,50	Conoide	$1,60 \cdot 10^{-4}$
	SP.15	26,50	27,50	Conoide	$3,41 \cdot 10^{-5}$
	SP.15	29,50	30,50	Conoide	$2,62 \cdot 10^{-5}$
2009	S.1	7,50	8,50	Alluvioni	$3,18 \cdot 10^{-3}$
	S.4	13,50	14,50	Morena	$7,34 \cdot 10^{-3}$
	S.10	7,50	8,50	Conoide	$2,73 \cdot 10^{-3}$
2019	S.07PZ	20,40	21,00	Alluvioni	$1,4 \cdot 10^{-5}$
	S.07PZ	21,90	22,50	Alluvioni	$1,9 \cdot 10^{-5}$

Le prove effettuate nelle indagini degli anni 2002 e 2019 sono state eseguite con il metodo Lefranc a *carico variabile*, mentre quelle dell'anno 2009 sono state eseguite con il metodo Lefranc a *carico costante*.

Sebbene le prove siano in numero ridotto e talora, come nelle alluvioni, non esaustive per una corretta individuazione delle caratteristiche di permeabilità, si può comunque tentare un raffronto con la classificazione della permeabilità secondo le norme AFTES (Association Francaise des Travaux En Souterrain), sintetizzate nella seguente Tabella 6.19.

Tabella 6.19 – Classificazione della permeabilità (AFTES)

Classe	Permeabilità (m/sec)	Descrizione
K1	$< 10^{-9}$	Da molto bassa a bassa
K2	$10^{-9} \div 10^{-6}$	Da bassa a media
K3	$10^{-6} \div 10^{-4}$	Da media ad alta
K4	$> 10^{-4}$	Da alta a molto alta

I valori medi arrotondati del coefficiente di permeabilità risultano i seguenti per ciascun litotipo.

- a) depositi alluvionali  $K = 3,18 \cdot 10^{-3} \div 1,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec} = (\text{valore K3} \div \text{K4 norme AFTES})$
- b) conoidi  $K = 2,73 \cdot 10^{-3} \div 3,41 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec} = (\text{valore K3} \div \text{K4 norme AFTES})$
- c) morene  $K = 7,34 \cdot 10^{-3} \div 1,32 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec} = (\text{valore K4 norme AFTES})$

### 6.1.3. Prove Pressiometriche

Nel corso delle campagne di indagini del 2002 e 2009 sono state effettuate delle prove pressiometriche, mediante Pressiometro Menard, nel corso delle perforazioni come da Tabella 6.20.

Tabella 6.20 – Prove Pressiometriche

Anno	Sondaggio N°	Prova N°	Profondità (m)	Modulo Pressiometrico Em (bar)	Litotipo
2002	SP.13	1	8,50	1769	Conoide
	SP.13	2	11,50	1056	
	SP.13	3	14,50	2756	
	Alluvioni	SP.14	1	60,00	1279
		SP.14	2	63,00	1632
		SP.14	3	66,00	2213
	Conoide	SP.15	1	27,00	829
		SP.15	2	30,00	1086
		SP.15	3	33,00	1069
2009	S.2	1	5.50	788	Conoide

La media dei valori risulta la seguente:

- a) depositi alluvionali  $Em = 1708 \text{ bar} = 170,8 \text{ MPa}$
- b) depositi di conoidi  $Em = 1336 \text{ bar} = 133,6 \text{ MPa}$

Dal Modulo pressiometrico Em si può valutare il Modulo edometrico del terreno (Ed) mediante l'introduzione di un coefficiente correttivo empirico "α", designato come "*coefficiente reologico*", che essenzialmente dipende sia dalla natura del terreno, sia dal grado di sovraconsolidazione.

$$Ed = \frac{Em}{\alpha}$$

In presenza di litotipi incoerenti, con prevalenza dei termini granulometrici sabbiosi e ghiaiosi, come quelli che si rinvencono nelle prove pressiometriche effettuate, MENARD L. (1962) consiglia valori di α approssimativamente rientranti nel range 0,25 ÷ 0,33.

Di conseguenza è anche possibile valutare il corrispondente Modulo elastico (Modulo di Young E') essendo noti il valore del modulo edometrico (Ed) e del rapporto di Poisson (ν), secondo la nota relazione

$$E' = Ed \left( \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 + \nu)} \right)$$

Per i terreni alluvionali incoerenti, per i quali ν si può ragionevolmente assumere come rientrante nel range 0,25 ÷ 0,30, il modulo elastico E' è quindi indicativamente valutabile assumendo, nel caso in esame, in media:

Modulo Elastico ( $E'$ ) = 2,5 Modulo Pressiometrico ( $E_m$ )

Nei calcoli si assume:

$$\nu = 0,25 \quad \alpha = 0,33$$

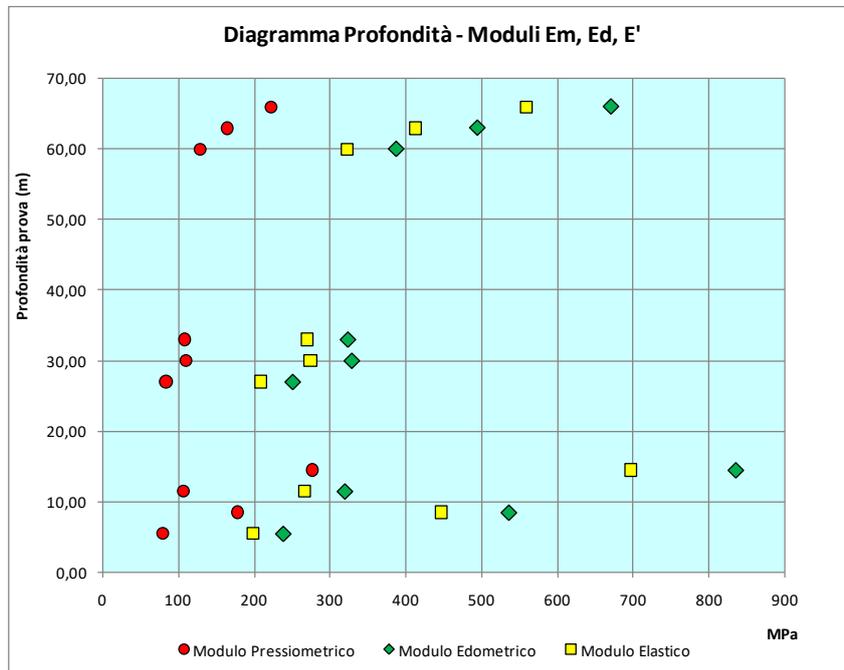
Nella seguente Tabella 6.21 sono riportati, per le prove pressiometriche eseguite, i valori dei Moduli Pressiometrico ( $E_m$ ), Edometrico ( $E_d$ ) ed Elastico di Young ( $E'$ ).

Tabella 6.21 – Valori dei Moduli  $E_m$ ,  $E_d$ ,  $E'$

Sondaggio	Profondità di prova	Modulo Pressiometrico	Modulo Edometrico	Modulo Elastico
N°	m	$E_m$ (MPa)	$E_d$ (MPa)	$E'$ (MPa)
SP.13	8,50	176,9	536,1	446,7
	11,50	105,6	320,0	266,7
	14,50	275,6	835,2	696,0
SP.14	60,00	127,9	387,6	323,0
	63,00	163,2	494,5	412,1
	66,00	221,3	670,6	558,8
SP.15	27,00	82,9	251,2	209,3
	30,00	108,6	329,1	274,2
	33,00	106,9	323,9	269,9
S.2	5,50	78,8	238,8	199,0

I valori di cui sopra diagrammati anche nella Figura 6.4.

Figura 6.4 - Diagramma dei moduli  $E_m$ ,  $E_d$ ,  $E'$

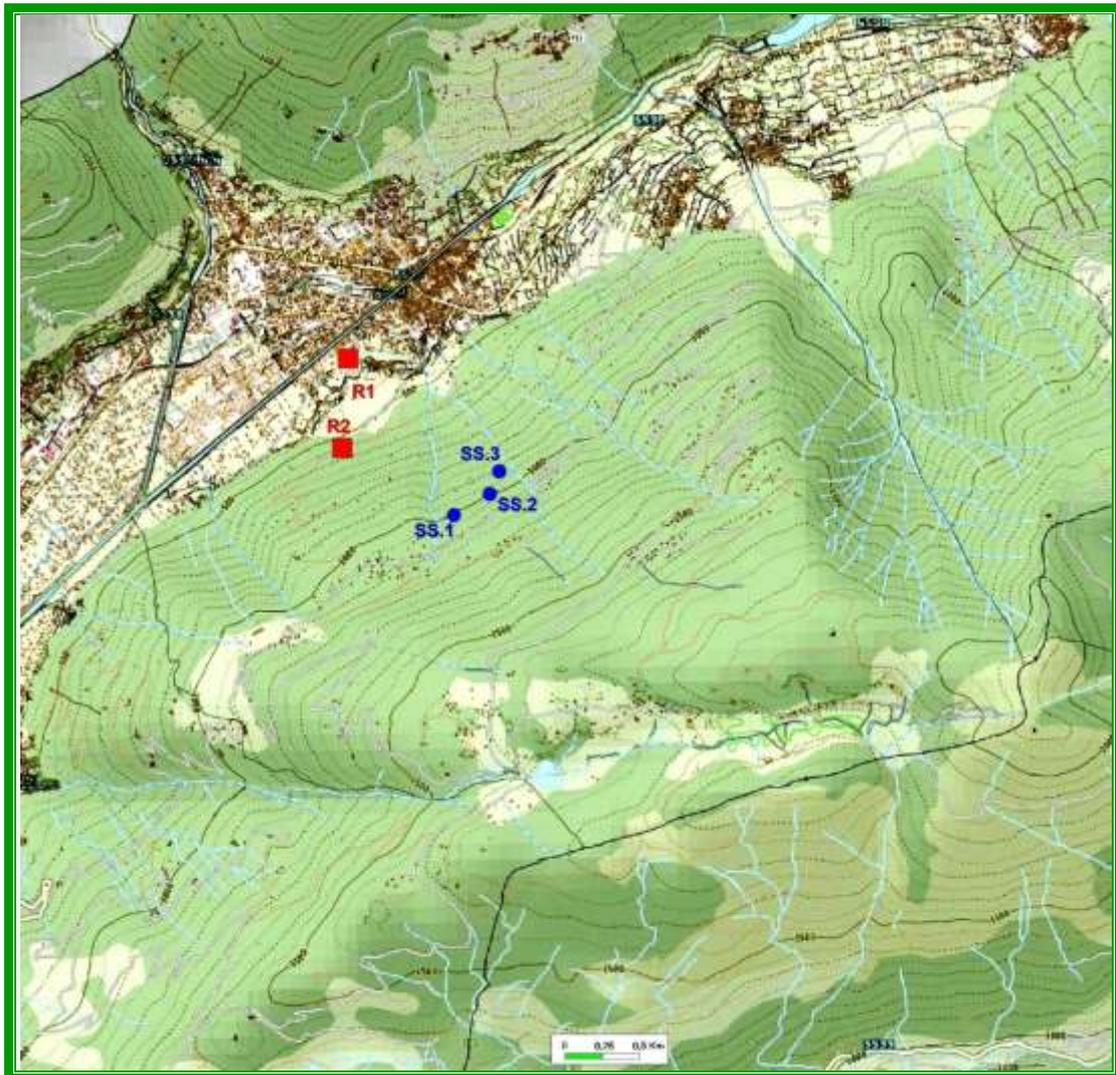


## 6.2. TERRENI LAPIDEI

Per la definizione del comportamento meccanico degli ammassi rocciosi, presenti lungo il tracciato della strada in progetto, sono stati eseguiti dei rilievi geostrutturali nei periodi 2009 e 2017 in corrispondenza di affioramenti significativi e rappresentativi delle varie facies del substrato cristallino, date principalmente da gneiss, paragneiss, anfiboliti e micascisti.

Nella Figura 6.5 è riportata l'ubicazione dei siti dei rilievi geostrutturali.

Figura 6.5 – Ubicazione dei siti dei rilievi geostrutturali



Prima di sintetizzare i risultati dei rilievi geostrutturali, di fondamentale importanza per la definizione del comportamento meccanico d'insieme degli ammassi rocciosi, si ritiene utile richiamare alcuni concetti fondamentali di meccanica delle rocce, giacchè il comportamento meccanico è condizionato dalle discontinuità presenti, costituite da fessurazioni variamente orientate, che si rinvencono con interdistanza variabile.

La “massa rocciosa” va quindi intesa come un insieme di elementi “roccia” definiti, giustapposti e combacianti, di forma grossolanamente prismatica, parallelepipedica o appiattita, le cui proprietà meccaniche risultano decisamente inferiori a quelle del singolo elemento e dipendono da tanti fattori strutturali, legati alla dislocazione spaziale dei sistemi di discontinuità.

In genere le “famiglie” di discontinuità sono limitate, da 1 a 5, più frequentemente 3, e vengono indicate con:

K1, K2, ....Kn

Le superfici di stratificazione vengono invece indicate con altre sigle (es.: Ks).

Di ciascuna porzione di ammasso roccioso in esame vengono determinati i sottoelencati parametri:

**e2** *estensione bidimensionale*, che rappresenta la superficie (in m<sup>2</sup>) della discontinuità in oggetto; si ottiene anche moltiplicando la estensione monodimensionale (l) di un sistema di fratture in due piani all'incirca tra essi ortogonali:

$$e2 = l1 \times l2 \text{ (m}^2\text{)}$$

**le2** *indice di estensione bidimensionale*, che è dato dal rapporto tra l'area (A) di tutte le discontinuità complanari e l'area totale della sezione rocciosa (As) in cui si effettua la misura:

$$le2 = (AK1 + AK2 + \dots AKn)/As$$

Val la pena rammentare che:

$0,75 \leq le2 \leq 1$  individua porzioni di roccia in cui, lungo le discontinuità analizzate, si mobilitano solo forze di attrito;

$le2 \leq 0,75$  individua invece porzioni di roccia in cui, lungo le discontinuità analizzate, oltre alle forze di attrito si mobilitano anche forze di resistenza al taglio della roccia integra;

**s** *frequenza*: rappresenta il numero delle discontinuità presenti per unità di superficie analizzata; la frequenza si misura in piani ortogonali alle superfici di discontinuità;

**d** *spaziatura*: viene espressa in cm e rappresenta la distanza tra le discontinuità; si determinano una spaziatura massima, media e minima; il valore della spaziatura media è pari all'inverso della frequenza:  $d = 1/s$ ;

**e3** *estensione tridimensionale*: si ottiene come prodotto dell'estensione bidimensionale per la frequenza:

$$e3 = e2 \times s$$

$V_u$  *volume roccioso unitario*: rappresenta il più piccolo volume di roccia integra estraibile dalla porzione di ammasso roccioso considerata; si esprime in mc ed è anche ricavabile dalla seguente relazione:

$$V_u = (1/s_1) \times (1/s_2) \times (1/s_3)$$

Da quanto esposto deriva che si possono avere, per ciascuna formazione litoide, varie zone a diversa “omogeneità”, ciascuna delle quali caratterizzata da differenti parametri.

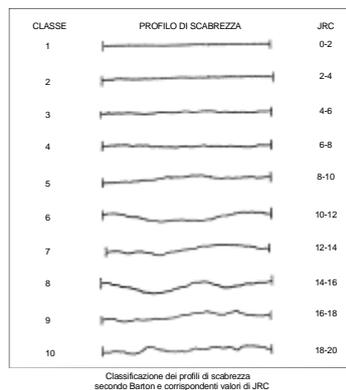
Altri fattori molto importanti nella determinazione del comportamento meccanico di un ammasso roccioso sono la “scabrezza” dei giunti ed il materiale di “riempimento” degli stessi.

La scabrezza dei giunti viene indicata distinguendo pareti di tipo: a scalini, ondulato, planare.

Ciascun tipo viene poi diviso in *levigato*, *liscio*, *scabro*.

Il profilo di ciascun giunto viene annotato sulla scorta della schematizzazione proposta da BARTON (1973), evidenziata nella Figura 6.6.

FIGURA 6.6 – Profili di scabrosità dei giunti



### 6.2.1 Rilievi geostrutturali

Il rilievo geostrutturale è stato effettuato in *N° 5 Stazioni* in corrispondenza di affioramenti significativi, che sono stati giudicati rappresentativi, come da schema della Tabella 6.22.

Tabella 6.22

Rilievi	Stazione	Litologia
2009	SS.1	Paragneiss
	SS.2	Paragneiss
	SS.3	Anfiboliti
2017	R.1	Gneiss
	R.2	Micascisti

a) Stazione SS.1 (2009) - Paragneiss

Sono state rilevate N° 3 famiglie di discontinuità principali: **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>** e **K<sub>3</sub>** con le caratteristiche riassunte nella seguente Tabella N° 6.23

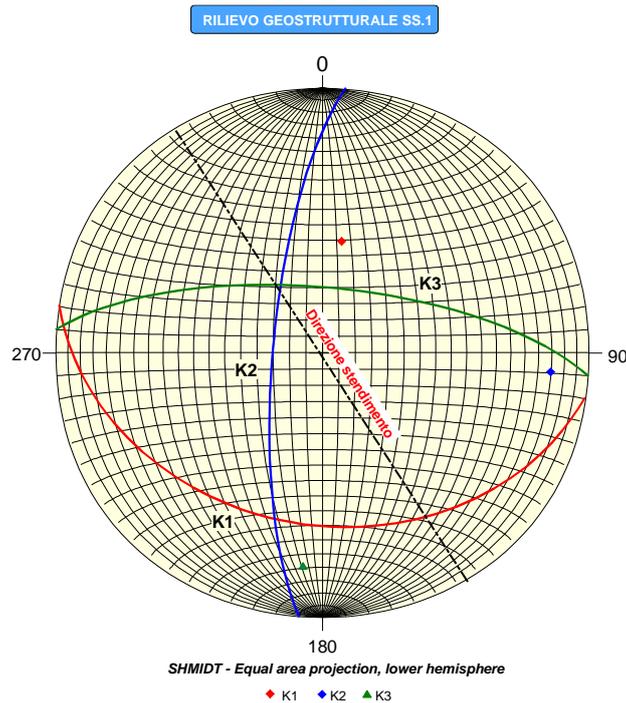
Tabella N° 6.23

Famiglia	Immersione (°)	Inclinazione (°)	Spaziatura (m)	Persistenza (m)	Frequenza	Scabrezza JRC
<b>K<sub>1</sub></b>	190	35	0,20	3	5	5
<b>K<sub>2</sub></b>	275	75	0.10	2	10	5
<b>K<sub>3</sub></b>	5	70	0.35	2	2.8	5
Volume roccioso unitario (m <sup>3</sup> )			0.0071			

Tutti i giunti di risultano combacianti con apertura massima di 1 mm con assenza di riempimento.

Nella Figura 6.7 è riportata la proiezione equiareale di Shmidt (emisfero inferiore).

Figura 6.7 – Rilievo SS.1 - Proiezione equiareale di Shmidt



b) Stazione SS.2 (2009) - Paragneiss

Sono state rilevate N° 4 famiglie di discontinuità principali: **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>**, **K<sub>4</sub>** ed **SF** con le caratteristiche riassunte nella seguente Tabella N° 6.24

Tabella N° 6.24

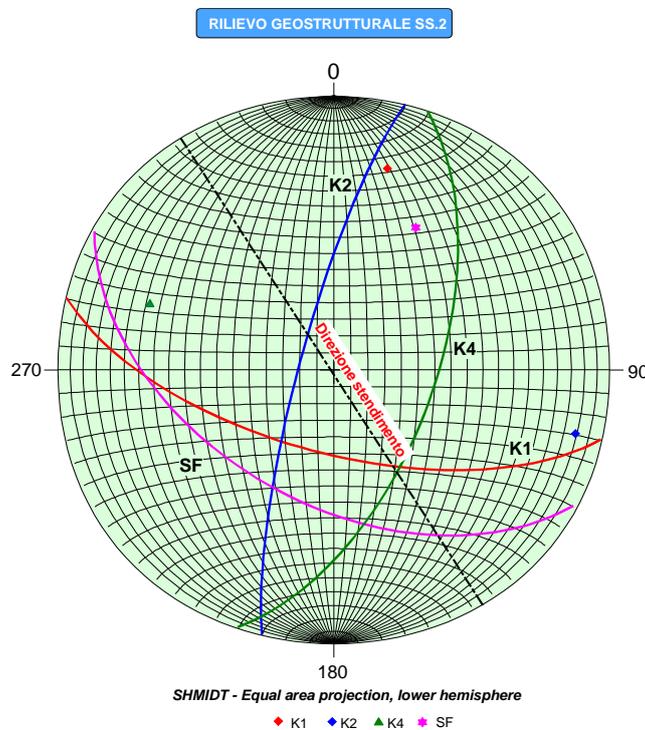
Famiglia	Immersione (°)	Inclinazione (°)	Spaziatura (m)	Persistenza (m)	Frequenza	Scabrezza JRC
<b>K<sub>1</sub></b>	195	65	0.15	3	6.60	7
<b>K<sub>2</sub></b>	285	80	0.7	0.8	1.43	5
<b>K<sub>4</sub></b>	110	60	0.20	0.8	5.00	13
<b>SF</b>	210	50	3.00	3	0.33	1
Volume roccioso unitario (m <sup>3</sup> )			0.021			

I giunti di risultano quasi combacianti con apertura massima di 40 mm:

- K1    apertura 15 mm    assenza riempimento
- K2    apertura 3 mm    assenza riempimento
- K4    apertura 5 mm    assenza riempimento
- SF    apertura 40 mm    riempimento breccia

Nella Figura 6.8 è riportata la proiezione equiareale di Shmidt (emisfero inferiore).

Figura 6.8 – Rilievo SS.2 - Proiezione equiareale di Shmidt



c) Stazione SS.3 (2009) - Anfiboliti

Sono state rilevate N° 3 famiglie di discontinuità principali: **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>** e **K<sub>4</sub>** con le caratteristiche riassunte nella seguente Tabella N° 6.25

Tabella N° 6.25

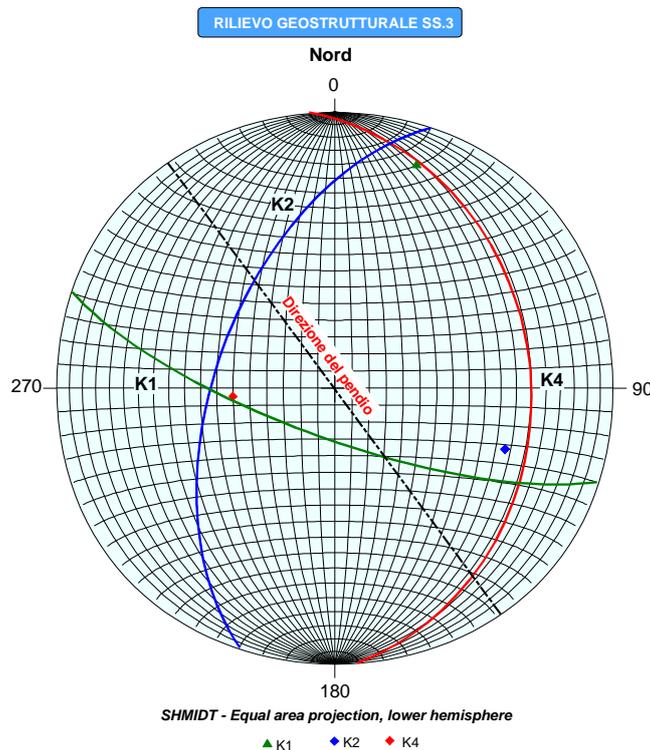
Famiglia	Immersione (°)	Inclinazione (°)	Spaziatura (m)	Persistenza (m)	Frequenza	Scabrezza JRC
<b>K<sub>1</sub></b>	200	75	0.15	3	6.66	9
<b>K<sub>2</sub></b>	290	55	0.15	2	6.66	3
<b>K<sub>4</sub></b>	85	30	0.25	1	4.00	5
Volume roccioso unitario (m <sup>3</sup> )			0.021			

I giunti di risultano quasi combacianti con apertura massima di 3 mm:

- K1    apertura 3 mm      assenza riempimento
- K2    apertura 1 mm      assenza riempimento
- K4    apertura 1 mm      assenza riempimento

Nella Figura 6.9 è riportata la proiezione equiareale di Shmidt (emisfero inferiore).

Figura 6.9 – Rilievo SS.3 - Proiezione equiareale di Shmidt



d) Stazioni R.1 ed R.2 (2017)

I rilievi geomeccanici delle Stazioni R.1 ed R.2 sono stati effettuati dalla GEODATA, adottando le norme I.S.R.M. (International Society for Rock Mechanics), 1981 ed il metodo di PALMSTROM A. (2000 – 2005). Di seguito si riportano i dati estratti dai suddetti rilievi.

d1) Stazione R.1 (2017) – Gneiss

Sono state rilevate N° 3 famiglie di discontinuità principali: **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>** e **Sc** con le caratteristiche riassunte nelle seguenti Tabelle N° 6.26, 6.27, 6.28, 6.29 e 6.30.

Tabella 6.26 – Stazione R.1 – Descrizione delle discontinuità

Descrizione delle discontinuità BGD/ISRM*, 1981 & Palmstrom, 2000 - 2005														
ORIENTATIONS				BGD (Basic Geotechnical Description) ISRM (International Society for Rock Mechanics)						PALMSTROM				
Regional Joint	Local Joint	Dip/Dip	Dip	Spacing	Persistence	Roughness	Joint conditions	Aperture	Filling	Seepage	JRC	β	J <sub>A</sub>	J <sub>B</sub>
Sc	sc	190	75	S2 (S3)	P2	R5	C3 C4	A2	/	V1	6-8	2	2-4	1
K1	30	20	S4 (S5)	P2	R8	C2	A3 A4	/	V1	4-6	1	2	4	
K2	150	75	S4 S3	P2	R4 (R5)	C2	A1	/	V1	6-8	3-2	2	4	

Tabella 6.27 – Stazione R.1 - Classificazione della forma e dimensione del blocco

BLOCK SHAPE CLASSIFICATION (Palmstrom, 2005)							
Simple estimate of block shape factor β			Block shapes		Value of β		
$\beta = 20 + 7 * S_{max}/S_{min}$			Extremely long or flat blocks	>500			
$S_{max}$ (longest)		120 cm	Very long or flat blocks	100 - 500			
$S_{min}$ (shortest)		20 cm	Moderately long or flat blocks	50 - 100			<b>62</b>
$\beta$		<b>62</b>	Slightly long or flat blocks	32 - 50			
			Cubical blocks	27 - 32			

BLOCK SIZE (Palmstrom, 2005) – (unit length in meter, volume in m <sup>3</sup> ) -							
$J_v = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3$				BLOCK VOLUME (V <sub>b</sub> ) – measured visually at site -			
	Most frequent	Max	Min		Most frequent	Max	Min
$S_{rel.1}$	0,20	0,40	0,06	L <sub>1</sub>	0,20	0,30	0,06
$S_{rel.2}$	1,00	1,20	0,20	L <sub>2</sub>	0,90	1,10	0,20
$S_{rel.3}$	0,40	0,70	0,20	L <sub>3</sub>	0,30	0,50	0,10
$J_v$	<b>8,5</b>	<b>4,76</b>	<b>26,66</b>	$V_b = L_1 \times L_2 \times L_3$			
$V_b = \beta \times J_v^{-3}$	<b>0,10</b>	<b>0,57</b>	<b>0,0005</b>	L <sub>1</sub>	<b>0,054</b>	<b>0,165</b>	<b>0,012</b>

**Note:** Use J<sub>v</sub> in regular jointing where spacing S > ~ 10cm (best for J<sub>v</sub> < ~10)  
 Use V<sub>b</sub> for heavy jointing, many random joints or where blocks can easily seen

Tabella 6.28 – Stazione R.1 -Rilievo geostrutturale (ISRM, 1980)

SPACING (ISRM 1980)				
S1	S2	S3	S4	S5
Very close spacing	Close spacing	Moderate spacing	Wide spacing	Very wide spacing
< 6 cm	6 - 20 cm	20 - 60 cm	60 - 200 cm	> 200 cm

PERSISTENCE				
P1	P2	P3	P4	P5
Very low persistence	Low persistence	Medium persistence	High persistence	Very high persistence
< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m

ROUGHNESS								
R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
Stepped			Undulating			Planar		
Rough (or irregular)	Smooth	Stickerside	Rough (or irregular)	Smooth	Stickerside	Rough (or irregular)	Smooth	Stickerside

JOINT CONDITIONS					
C1	C2	C3	C4	C5	C6
Fresh	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Completely weathered	Residual soil

APERTURE (*)				
A1	A2	A3	A4	A5
0.0 mm	< 0.1 mm	0.1 mm - 1 mm	1 mm - 5 mm	> 5mm
Closed	Very tight - Tight	Partly open - Open	Open - Moderately wide	Moderately wide - Wide

FILLING					
F1	F2	F3	F4	F5	F6
Very soft clay (< 0.025 MPa)	Soft clay (0.025 - 0.05 MPa)	Firm clay (0.05 - 0.10 MPa)	Stiff clay (0.10 - 0.25 MPa)	Very stiff clay (0.25 - 0.50 MPa)	Hard clay (> 0.50 MPa)
F7	F8	F9	F10	F11	F12
Extremely weak rock (0.25 - 5 MPa)	Weak rock (5 - 25 MPa)	Medium strong rock (25 - 50 MPa)	Strong rock (50 - 100 MPa)	Very strong rock (100-250 MPa)	Extremely strong rock (> 250 MPa)

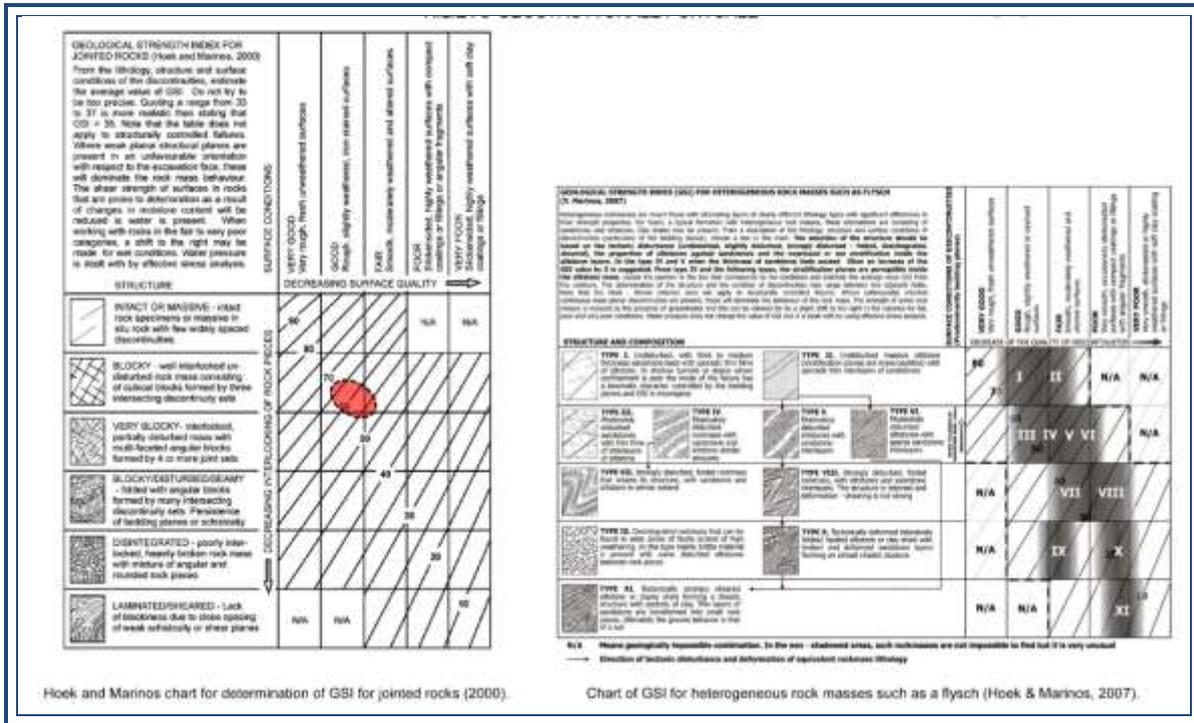
SEEPAGE				
V1	V2	V3	V4	V5
Dry wall and roof, not detectable seepage	Minor seepage; specify dripping discontinuities	Medium inflow; specify discontinuities with continuous flow (estimate inflow/10m length excavation)	Major inflow; specify discontinuities with strong flow (estimate inflow/10m length excavation)	Exceptionally high inflow; specify source of exceptional flow (estimate inflow/10m length excavation)

(\*) Bieniawski (1989)

Tabella 6.29 – Stazione R.1 - Rilievo geostrutturale [PALMSTROM A. (2000 – 20005)]

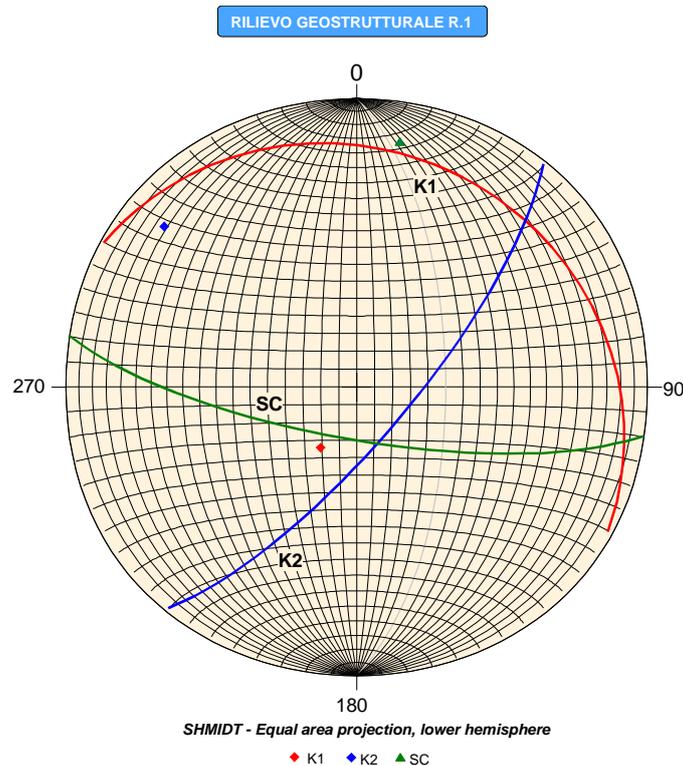
"RATINGS" EVALUATION – MÉTODO PALMSTRØM (2000 - 2005)						
Joint Condition Factor jC		jC (Palmstrøm) = jR x jL / jA				
Joint roughness factor (jR)		Large scale waviness of joint plane				
		Planar	Slightly undulating	Undulating	Strongly undulating	Stepped or Interlocking
small scale smoothness of joint surface	Very rough	2	3	4	6	6
	Rough	1,5	2	3	4,5	6
	Smooth	1	1,5	2	3	4
	Polished or slickenside *	0,5	1	1,5	2	3
<i>For filled joint jR=1 For irregular joint a rating of jR=5 is suggested</i>						
<i>*) for slickenside surfaces the rating apply to possible movement along the lineations</i>						
Joint alteration factor (jA)						
Contact between joint walls	Joint wall character		Condition		Wall contact	
	CLEAN JOINTS	Healed or welded joints	filling of quartz, epidote, etc.		0,75	
		Fresh joint walls	no coating or filling, except from staining (rust)		1	
		Altered joint walls	one grade higher alteration than the rock		2	
	two grades higher alteration than the rock		4			
	COATING or THIN FILLING	Friction materials	sand, silt calcite, etc. without content of clay		3	
Cohesive materials		clay, chlorite, talc, etc.		4		
Partly or no wall contact	Filling	Type		Party wall contact	No wall contact	
				thin filling (<5mm)	thick filling or gouge	
	Friction materials	sand, silt calcite, etc. (non softening)		4	8	
	Hard, cohesive materials	compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.		6	6-10	
	Soft, cohesive materials	medium to low ever consolidated clay, chlorite, talc, etc.		8	12	
Swelling clay materials	filling material exhibits swelling properties		8-12	13-20		
Joint size factor (jL)						
Type	Length	Size	Continuous joints	Discont. Joints *		
Bedding or foliation partings	<0,5 m	Very short	3	6		
Joints	0,1-1 m	short or small	2	4		
	1-10 m	medium	1	2		
	10-30 m	long or large	0,75	1,5		
(Filled) joint, seam or shear **	>30 m	very long or large	0,50	1		
*) Discontinuous joints end in massive rock			**) Often a singularity and should in these cases be treated separately			

Tabella 6.30 – Stazione R.1 - Determinazione GSI (HOEK & MARINOS, 2007)



Nella Figura 6.10 è riportata la proiezione equiareale di Shmidt (emisfero inferiore).

Figura 6.10 – Rilievo R.1 - Proiezione equiareale di Shmidt



d2) Stazione R.2 (2017) – Micascisti

Sono state rilevate N° 4 famiglie di discontinuità principali: **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>**, **K<sub>3</sub>** e **Sc** con le caratteristiche riassunte nelle seguenti Tabelle N° 6.31, 6.32, 6.33, 6.34 e 6.35

Tabella 6.31 – Stazione R.2 – Descrizione delle discontinuità

Descrizione delle discontinuità BGD/ISRM*, 1981 & Palmstrøm, 2000 - 2005														
ORIENTATIONS				BGD (Basic Geotechnical Description) ISRM (International Society for Rock Mechanics)							PALMSTRØM			
Regional Joint	Local Joint	Dip/Dir	Dip	Spacing	Persistence	Roughness	Joint conditions	Aperture	Filling	Seepage	JRC	JR	JA	JL
Sc	sc	195	90	S2 (S3)	P2	R8	C2	A1	/	V1	2-4	1	2	1
	K1	280	90	S3 (S4)	P2 (P1)	R5	C2	A1	/	V1	4-6	1,5	2	1
	K2	215	35	S3 (S4)	P1	R7	C2	A1	/	V1	6-8	1,5	2	2
	K3	355	55	S3	P2	R2	C2	A1	/	V1	4-6	4	2	1

\* Basic Geotechnical Description / International Society of Rock Mechanics

Tabella 6.32 – Stazione R.2 - Classificazione della forma e dimensione del blocco

BLOCK SHAPE CLASSIFICATION (Palmstrøm, 2005)				
Simple estimate of block shape factor $\beta$		Block shapes		Value of $\beta$
$\beta = 20 + 7 * S_{max}/S_{min}$		Extremely long or flat blocks		>500
		Very long or flat blocks		100 - 500
$S_{max}$ (longest)	80 cm	Moderately long or flat blocks		50 - 100
$S_{min}$ (shortest)	20 cm	Slightly long or flat blocks		32 - 50
$\beta$	48	Cubical blocks		27 - 32

BLOCK SIZE (Palmstrøm, 2005) – (unit length in meter, volume in m <sup>3</sup> ) -							
$J_v = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3$				BLOCK VOLUME (Vb) – measured visually at site -			
	Most frequent	Max	Min		Most frequent	Max	Min
$S_{set 1}$	0,20	0,60	0,06	$L_1$	0,20	0,50	0,06
$S_{set 2}$	0,70	1,50	0,20	$L_2$	0,40	1,10	0,20
$S_{set 3}$	0,50	1,00	0,20	$L_3$	0,50	0,30	0,10
$J_v$	6,76	3,33	26,66	$V_b = L_1 \times L_2 \times L_3$	0,03	0,165	0,012
$V_b = \beta \times J_v^{-3}$	0,15	1,30	0,0025				

**Note:** Use  $J_v$  in regular jointing where spacing  $S > \sim 10$ cm (best for  $J_v < \sim 10$ )  
 Use  $V_b$  for heavy jointing, many random joints or where blocks can easily seen

Tabella 6.33 – Stazione R.2 - Rilievo geostrutturale (ISRM, 1980)

SPACING (ISRM 1980)				
S1 Very close spacing	S2 Close spacing	S3 Moderate spacing	S4 Wide spacing	S5 Very wide spacing
< 6 cm	6 - 20 cm	20 - 60 cm	60 - 200 cm	> 200 cm

PERSISTENCE				
P1 Very low persistence	P2 Low persistence	P3 Medium persistence	P4 High persistence	P5 Very high persistence
< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m

ROUGHNESS								
R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
Stepped			Undulating			Planar		
Rough (or irregular)	Smooth	Slickenside	Rough (or irregular)	Smooth	Slickenside	Rough (or irregular)	Smooth	Slickenside

JOINT CONDITIONS					
C1	C2	C3	C4	C5	C6
Fresh	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Completely weathered	Residual soil

APERTURE (*)				
A1	A2	A3	A4	A5
0.0 mm	< 0.1 mm	0.1 mm - 1 mm	1 mm - 5 mm	> 5mm
Closed	Very tight - Tight	Partly open - Open	Open - Moderately wide	Moderately wide - Wide

FILLING					
F1	F2	F3	F4	F5	F6
Very soft clay (< 0.025 MPa)	Soft clay (0.025 - 0.05 MPa)	Firm clay (0.05 - 0.10 MPa)	Stiff clay (0.10 - 0.25 MPa)	Very stiff clay (0.25 - 0.50 MPa)	Hard clay (> 0.50 MPa)
F7	F8	F9	F10	F11	F12
Extremely weak rock (0.25 - 5 MPa)	Weak rock (5 - 25 MPa)	Medium strong rock (25 - 50 MPa)	Strong rock (50 - 10 MPa)	Very strong rock (100-250 MPa)	Extremely strong rock (> 250 MPa)

SEEPAGE				
V1	V2	V3	V4	V5
Dry wall and roof, not detectable seepage	Minor seepage, specify dripping discontinuities	Medium inflow, specify discontinuities with continuous flow (estimate l/min/10m length excavation)	Major inflow, specify discontinuities with strong flow (estimate l/min/10m length excavation)	Exceptionally high inflow, specify source of exceptional flow (estimate l/min/10m length excavation)

(\*) Bieniawski (1989)

Tabella 6.34 – Stazione R.2 - Rilievo geostrutturale [PALMSTROM A. (2000 – 2005)]

"RATINGS" EVALUATION – MÉTODO PALMSTRØM (2000 - 2005)						
Joint Condition Factor jC		jC (Palmstrøm) = jR x jL / jA				
Joint roughness factor (jR)		Large scale waviness of joint plane				
		Planar	Slightly undulating	Undulating	Strongly undulating	Stepped or Interlocking
small scale smoothness of joint surface	Very rough	2	3	4	6	6
	Rough	1,5	2	3	4,5	6
	Smooth	1	1,5	2	3	4
	Polished or slickenside *	0,5	1	1,5	2	3
<i>For filled joint jR=1 For irregular joint a rating of jR=5 is suggested</i>						
<i>*) for slickenside surfaces the rating apply to possible movement along the lineations</i>						
Joint alteration factor (jA)						
Contact between joint walls	Joint wall character		Condition		Wall contact	
	CLEAN JOINTS	Healed or welded joints	filling of quartz, epidote, etc.		0,75	
		Fresh joint walls	no coating or filling, except from staining (rust)		1	
		Altered joint walls	one grade higher alteration than the rock		2	
	two grades higher alteration than the rock		4			
	COATING or THIN FILLING	Friction materials	sand, silt calcite, etc. without content of clay		3	
Cohesive materials		clay, chlorite, talc, etc.		4		
Partly or no wall contact	Filling	Type			Party wall contact	No wall contact
					thin filling (<5mm)	thick filling or gouge
	Friction materials	sand, silt calcite, etc. (non softening)			4	8
	Hard, cohesive materials	compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.			6	6-10
	Soft, cohesive materials	medium to low ever consolidated clay, chlorite, talc, etc.			8	12
Swelling clay materials	filling material exhibits swelling properties			8-12	13-20	
Joint size factor (jL)						
Type	Length	Size		Continuous joints	Discont. Joints *	
Bedding or foliation partings	<0,5 m	Very short		3	6	
	0,1-1 m	short or small		2	4	
	1-10 m	medium		1	2	
Joints	10-30 m	long or large		0,75	1,5	
	>30 m	very long or large		0,50	1	
(Filled) joint, seam or shear **						
*) Discontinuous joints end in massive rock				**) Often a singularity and should in these cases be treated separately		

Tabella 6.35 – Stazione R.2 - Determinazione GSI (HOEK & MARINOS, 2007)



Hoek and Marinos chart for determination of GSI for jointed rocks (2000).

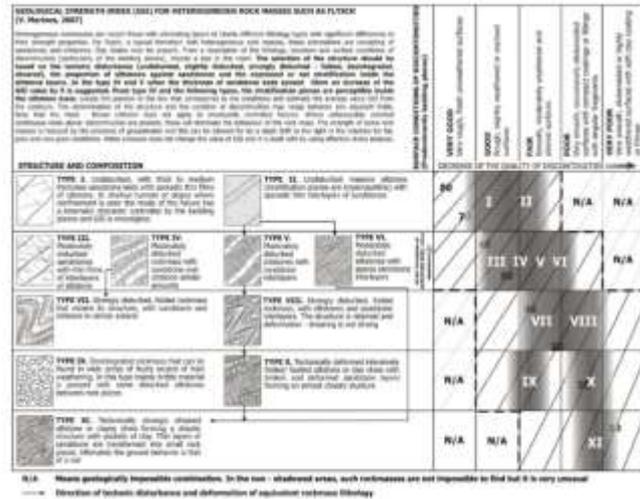
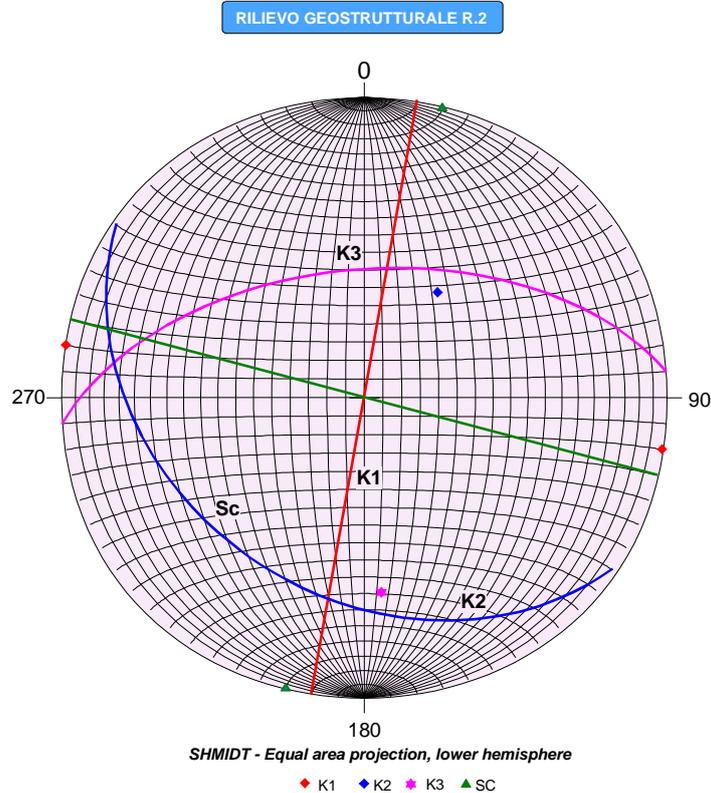


Chart of GSI for heterogeneous rock masses such as a flysch (Hoek & Marinos, 2007).

Nella Figura 6.11 è riportata la proiezione equiareale di Schmidt (emisfero inferiore).

Figura 6.11 – Rilievo R.2 - Proiezione equiareale di Schmidt



## 6.2.2. Resistenza al taglio lungo i giunti

In ordine a quanto esposto in precedenza è possibile stabilire, in linea di massima e con riferimento ai sistemi di discontinuità rilevati e più rappresentativi dell'ammasso roccioso in studio, il comportamento meccanico dei terreni in questione con particolare riferimento alla resistenza di taglio lungo i giunti.

Il criterio più adatto per la determinazione della resistenza al taglio lungo i suddetti piani di discontinuità sembra essere quello proposto da BARTON (1973) con la seguente espressione:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi^\circ + i)$$

dove:

- $\tau$  resistenza al taglio mobilata,
- $\sigma_n$  tensione normale;
- $\varphi^\circ$  angolo di attrito di base;
- $i$  angolo di inclinazione delle asperità.

L'angolo di attrito di base " $\varphi^\circ$ " è quello corrispondente allo scorrimento tra superfici lisce dello stesso materiale; ad esso, sulla base di numerose prove sperimentali, condotte da vari AA., viene assegnato un valore compreso tra 25° e 35°, in assenza di alterazioni delle pareti dei giunti; se le pareti dei giunti sono alterate il suddetto valore può scendere sino a 15° - 20°.

In assenza di prove di taglio diretto in laboratorio si fa riferimento ai valori medi suggeriti da BARTON N., CHOUBEY V. (1977) riportati in Tabella 6.36.

Tabella 6.36 – Valori medi dell'angolo di attrito di base nelle rocce

ROCCIA	$\phi_b$ PER GIUNTO ASCIUTTO (°)	$\phi_b$ PER GIUNTO UMIDO (°)
Conglomerato	35	35
Arenaria	26 – 35	25 – 33
Arenaria flyschoida	27 – 30	
Calcarea	31 – 37	27 – 35
Calcarea microcristallina	37 – 41	–
Marna	28 – 31	–
Marna scagliosa	31 – 33	27 – 31
Siltite	31 – 33	27 – 31
Argillite	27	27
Basalto	35 – 38	31 – 36
Granito a grana fine	31 – 35	29 – 31
Granito a grana grossa	31 – 35	31 – 33
Porfiriti	31	31
Dolerite	36	32
Anfibolite	32	30
Gneiss	26 – 29	23 – 26
Calcescisti	29 – 33	–
Argilloscisti	26 – 30	–
Scisti	25 – 30	21

L'angolo di inclinazione delle asperità "i" è definito dalla seguente espressione:

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

in cui:

JRC (*JOINT ROUGHNESS COEFFICIENT*), esprime l'entità delle irregolarità delle pareti del giunto;

JCS (*JOINT WALL COMPRESSIVE STRENGTH*), rappresenta la resistenza del materiale che costituisce le pareti del giunto e viene misurata con il *martello di SHMIDT*; convenzionalmente viene anche espressa come la resistenza *monoassiale* a compressione;

$\sigma_n$  tensione normale agente sul piano di discontinuità, in Kg/cm<sup>2</sup>.

Poichè il criterio di rottura di BARTON così espresso è del tutto analogo a quello proposto da MOHR-COULOMB per i terreni, si ritiene di poter assumere un valore:

$$\varphi = \varphi^0 + i$$

Per la determinazione della resistenza a compressione semplice si dispone delle seguenti prove:

- anno 2002 N° 24 prove (cfr. Tabella 6.37), di cui:
  - N° 12 di resistenza monoassiale a compressione (cfr. Tabella 6.38)
  - N° 12 prove triassiali
- anno 2009 N°15 prove Poin Load (cfr. Tabella 6.39)

Tabella 6.37 – Prove su roccia (2002)

Sondaggio	Campione	Prova	Profondità (m)	Liquido	Note in campo	Coordinate (E)	Compressione								Fessure	Taglio diretto					Visuale macroscopica	note			
							Uniaxiale		Triassiale		Moduli elastici		Rapporto Poisson			Elasticità (MPa)	Teglio diretto								
							$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{t1}$ (MPa)	$\sigma_{t2}$ (MPa)	$\sigma_{t3}$ (MPa)	$E_1$ (GPa)	$E_2$ (GPa)	$\nu_1$	$\nu_2$			$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\tau$ (MPa)			$\sigma_n$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	
SD1	L2	IEB2	7.0-7.30	grana fine	27.65	A	28.75			37.30	32.10	0.44	0.25												
SD1	L8	IEB5	26.3-26.6	grana medio	27.37	A	27.75			49.75	43.05	0.23	0.23												
SD2	L1	IEB6	10.0-10.3	grana medio	27.71	A	28.80			11.10	10.95	0.11	0.04												
SD2	L3	IEB1	37.3-37.7	grana medio	27.51	A	42.80			25.46	21.46	0.12	0.10												
SP5	L1	IEB12	19.8-20.0	grana medio	26.56	A	21.31			52.17	47.48	0.25	0.26												
SP10	L1	IEB3	22.7-23.0	grana medio	27.60	A	49.52			39.39	24.80	0.25	0.13												
SP10	L2	IEB4	26.5-26.85	grana medio	25.85	A	19.39			8.24	7.63	0.20	0.13												
SP11	L1	IEB10	21.7-21.9	grana medio	28.56	A	15.80			19.78	11.15	0.11	0.10												
SP11	L2	IEB11	33.8-34.0	grana medio	27.94	A	11.22			51.21	57.71	0.27	0.27												
SP12	L3	IEB4	63.0-63.3	grana medio	27.55	A	51.64			74.70	65.67	0.40	0.31												
SP12	L4	IEB8	77.7-78.0	grana medio	26.76	A	6.76			3.05	3.88	0.49	0.31												
SE	L2	IEB7	11.7-12.0	grana medio	26.56	A	22.87			16.18	11.67	0.15	0.10												
SD1	L1	IEB13	4.0-4.80	grana medio	27.28	A		65.63	1.50	37.53	38.80	0.65	0.35												
SD1	L6	IEB17	22.40	grana medio	27.33	A		94.94	2.50	32.93	30.21	0.21	0.10												
SD1	L3	IEB14	12.3-12.5	grana medio	27.52	A		77.76	3.50	39.43	39.84	0.44	0.19												
SD1	L4	IEB18	15.10	grana medio	27.49	A		88.88	4.50	32.63	29.58	0.21	0.07												
SD1	L7	IEB16	33.2-33.6	grana medio	27.22	A		133.21	5.50	48.51	44.52	0.29	0.08												
SD1	L8	IEB20	39.4-40.0	grana medio	27.58	A		152.72	6.50	49.74	44.17	0.32	0.17												
SP11	L3	IEB24	39.6-39.3	grana medio	27.39	A		21.46	1.30	17.80	15.38	0.16	0.06												
SP11	L4	IEB22	44.0-44.3	grana medio	26.78	A		61.98	2.30	43.84	32.84	0.15	0.05												
SP12	L1	IEB21	53.0-53.2	grana medio	26.55	A		119.41	3.30	46.32	45.19	0.15	0.11												
SD2	L4	IEB19	49.2-49.5	grana medio	30.72	A		287.11	4.30	76.15	67.67	0.31	0.16												
SP12	L3	IEB23	71.7-72.0	grana medio	26.23	A		194.06	6.30	48.64	35.22	0.16	0.12												
SD2	L2	IEB15	31.0-31.8	grana medio	27.80	A		78.02	6.30	34.44	19.75	0.33	0.13												

Tabella 6.38 – Prove di compressione uniassiale (2002)

Sondaggio	Campione	Provino	Profondità		Peso di volume g (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza a Compressione Monoassiale	Litologia
			da m	a m		MPa	
SO.1	L2	IEB2	7,00	7,30	27,60	28,76	Gneiss
SO.1	L6	IEB5	26,30	26,60	27,37	27,76	Miscascisto
SO.2	L1	IEB6	10,00	10,30	27,71	28,80	Gneiss
SO.2	L3	IEB1	37,30	37,70	27,51	42,80	Gneiss
SP.5	L1	IEB12	19,80	20,00	26,56	21,31	Miscascisto
SP.10	L1	IEB3	22,70	23,00	27,66	49,52	Miscascisto
SP.10	L2	IEB9	29,50	29,65	25,05	19,39	Miscascisto
SP.11	L1	IEB10	21,70	21,90	28,56	15,60	Gneiss
SP.11	L2	IEB11	33,80	34,00	27,94	11,22	Miscascisto
SP.12	L2	IEB4	63,00	63,30	27,05	51,64	Gneiss
SP.12	L4	IEB8	77,70	78,00	25,76	8,76	Miscascisto
S.4	L2	IEB7	11,70	12,00	26,56	22,87	Miscascisto
<b>Valore medio Gneiss</b>						<b>33,52</b>	
<b>Valore medio Miscascisto</b>						<b>22,98</b>	

Tabella 6.396 – Prove Point Load (2009)

sondaggio - campione	profondità (m)	prova eseguita	diámetro medio D (mm)	altezza media H (mm)	peso di volume apparente $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	velocità onde p V (m/s)	resistenza al picco $\sigma$ (MPa)	pressione di confinamento (MPa)	modulo tangente al 50% $\sigma$ $E_r$ (MPa)	Indice Point Load (MPa) $I_p$ (kg)	N. certificato di prova
S3/C3	11.17 - 22.25	PL1	78.02	84.43	25.87					4.8	
S3/C3	11.25 - 11.33	PL1	78.93	80.81	25.95					5.6	
S3/C3	11.33 - 11.41	PL1	78.92	79.41	26.02					1.9	
S3/C3	11.48 - 11.57	PL1	78.92	84.30	25.98					4.4	
S3/C3	11.41 - 11.49	PL1	79.02	81.29	26.06					5.3	
S6/C5	29.03 - 29.11	PL1	78.75	89.83	27.18					2.4	
S6/C5	29.22 - 29.30	PL1	78.81	83.56	27.18					1.8	
S6/C5	29.30 - 29.38	PL1	78.71	84.51	27.13					1.9	
S7/C4	51.10 - 51.18	PL1	79.02	79.80	26.41					7.0	
S7/C4	51.18 - 51.26	PL1	79.01	78.88	26.45					9.9	
S7/C4	51.26 - 51.34	PL1	79.04	81.40	26.38					4.8	
S7/C5	57.42 - 57.50	PL1	79.18	80.76	26.40					5.5	
S7/C5	57.50 - 57.58	PL1	79.15	79.18	26.41					7.2	
S7/C5	57.58 - 57.66	PL1	79.18	77.36	26.32					4.5	
S7/C5	57.66 - 57.74	PL1	79.14	75.18	26.37					4.5	

I valori delle prove Point Load forniscono l'*Indice Point Load* per un'altezza di riferimento della carota pari a 50 mm ( $I_{s50}$ ), che può essere correlato alla resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_c$  mediante la relazione

$$\sigma_c = K \cdot I_{s50}$$

Normalmente al coefficiente K viene assegnato il valore

$$K = 24$$

secondo i suggerimenti dell'ISRM, indipendentemente dal tipo di roccia.

Tuttavia varie sperimentazioni hanno dimostrato che K è variabile anche in relazione alla litologia e che il valore  $K = 24$  è troppo poco cautelativo.

PALMSTROM A. (1995) riporta i valori di K suggeriti da vari autori (cfr. Tabella 6.40).

Tabella 6.40 – Valori di K suggeriti da vari AA

Autore	K
FRANKLIN (1970)	16
BROCH & FRANKLIN (1972)	24
Norme Indiane (1978)	22
ISRM (1985)	20 – 25
BROCH (1985)	22
GOSH & SRIVASTAVA (1991)	16

Dagli studi effettuati sembra potersi ritenere che il valore di K diminuisca per i valori più bassi della resistenza a compressione monoassiale; lo stesso PALMSTROM A. (1995) riporta lo schema della Tabella 6.41.

Tabella 6.41 – Variazione di K in funzione della resistenza a compressione

$I_s$ (MPa)	K
1,8 – 3,5	14
3,5 – 6	16
6,0 – 10,0	20
> 10,0	25

BRUSCHI A. (1988) riporta una tabella con la variazione di K in funzione della litologia (cfr. Tabella 6.42).

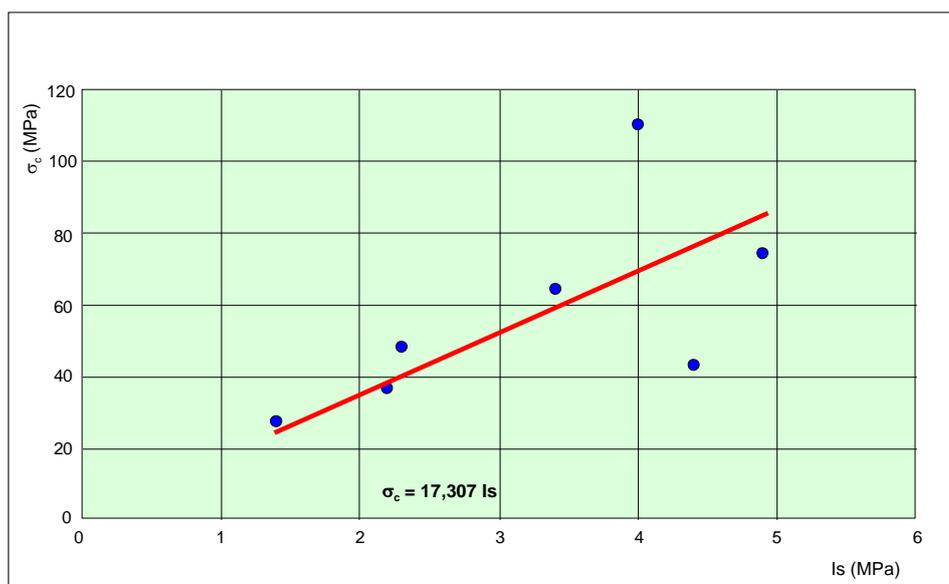
Tabella 6.42 – Variazione di K in funzione della litologia

Litotipo	K
Basalto	22
Gabbro	23
Gabbro	19
Granito	16
Granito	18
Arenaria	19
Calcarea	11
Dolomia	10
Calcareniti	10
Breccia	16
Tufo	14
Marmo	24
Serpentinite	19
Calcescisto	21
Micascisto	19
Fillade	14

BRUSCHI A. (2004) espone una rielaborazione di tutti i dati anche in relazione alla litologia, proponendo i diagrammi per vari tipi di rocce, tra cui nella Figura 6.12 si riporta quella per rocce metamorfiche, da cui si ricava la relazione:

$$\sigma_c = 17,307 \cdot I_s$$

Figura 6.12 – Correlazione  $K - \sigma_c$  per rocce metamorfiche



Da quanto sopra riportato si può effettuare la correlazione per le prove Point Load, tenendo conto della litologia, con i dati riportati in Tabella 6.43.

Tabella 6.43 – Correlazione tra  $s_c$  ed  $Is$

Sondaggio N°	Campione N°	Profondità		Is Mpa	$\sigma_c$ Mpa	Litologia
		da m	a m			
S.3	C.3	11,17	22,25	4,80	83,07	Gneiss
S.3	C.3	11,25	11,33	5,60	96,92	
S.3	C.3	11,33	11,41	1,90	32,88	
S.3	C.3	11,49	11,57	4,40	76,15	
S.3	C.3	11,41	11,49	5,30	91,73	
S.6	C.5	29,03	29,11	2,40	41,54	Micascisto
S.6	C.5	29,22	29,30	1,60	27,69	
S.6	C.5	29,30	29,38	1,90	32,88	
S.7	C.4	51,10	51,18	7,00	121,15	Gneiss
S.7	C.4	51,18	51,26	9,90	171,34	
S.7	C.4	51,26	51,34	4,80	83,07	
S.7	C.5	57,42	57,50	5,50	95,19	
S.7	C.5	57,50	57,58	7,20	124,61	
S.7	C.5	57,58	57,66	4,50	77,88	
S.7	C.5	57,66	57,74	4,50	77,88	

Infine unificando i litotipi simili ed ordinando tutti i dati disponibili della resistenza a compressione monoassiale e delle prove Poin Load Test, si hanno i valori di cui alla Tabella 6.44.

Tabella 6.44 – Valori di resistenza a compressione

Anno	Litologia	$\sigma_c$	
		MPa	Media (MPa)
2002	Gneiss	28,76	<b>76,44</b>
		28,80	
		42,80	
		15,60	
		51,64	
83,07			
96,92			
32,88			
76,15			
91,73			
121,15			
171,34			
83,07			
95,19			
124,61			
77,88			
77,88			
2002	Micascisto	27,76	<b>26,29</b>
		21,31	
		49,52	
		19,39	
		11,22	
		8,76	
2009	Micascisto	22,87	<b>26,29</b>
		41,54	
		27,69	
		32,88	

I suddetti valori, per i due litotipi, sono diagrammati nelle Figure 6.13 e 6.14.

Figura 6.13 – Gneiss - Resistenza a compressione

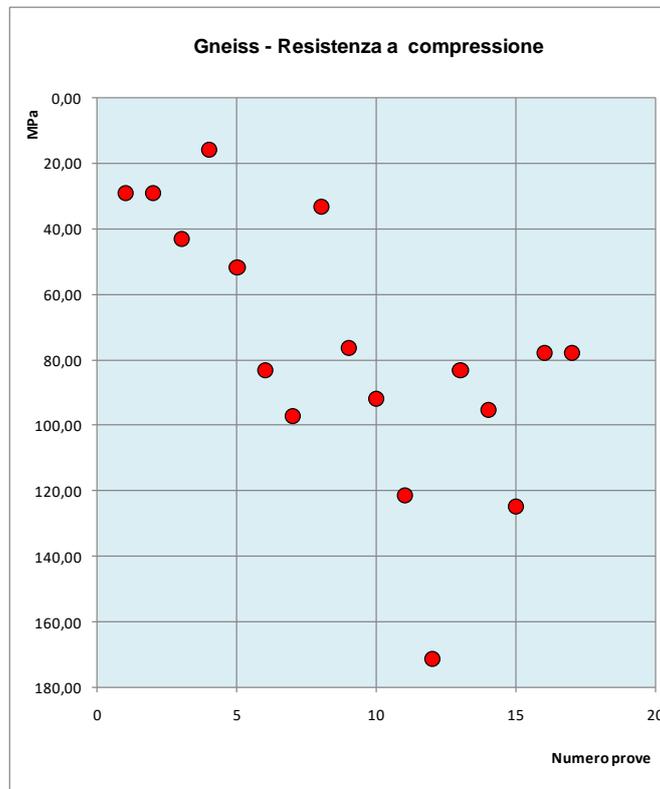
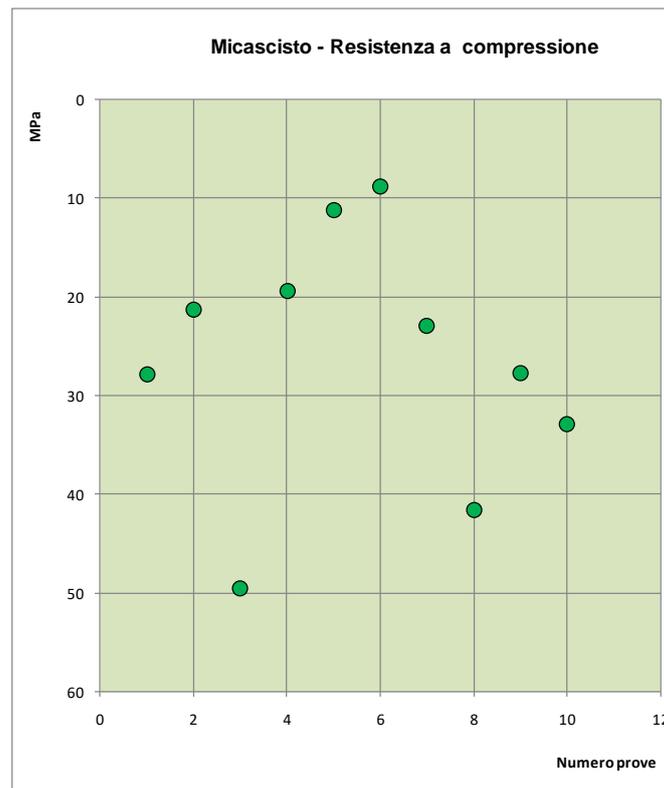


Figura 6.14 – Micascisto - Resistenza a compressione



L'angolo di attrito effettivo lungo le discontinuità risulta essere funzione della rugosità (JRC), della resistenza a compressione (JCS) e della tensione normale al piano di taglio ( $\sigma_n$ ).

In particolare l'angolo di attrito decresce all'aumentare della tensione normale, giacchè per tensioni normali molto alte, si verifica la rottura delle asperità dei giunti, sino al caso limite in cui si ha la totale rottura delle asperità e l'angolo di attrito tende a raggiungere il valore dell'attrito di base ( $\varphi^\circ$ ); di seguito sono riportate le variazioni dell'angolo di attrito lungo le discontinuità per le 5 stazioni di rilievo geostrutturale.

E' necessario, quindi, valutare l'indice JRC (*Joint Roughness Coefficient*) lungo le discontinuità dei giunti, secondo i dati dei rilievi geostrutturali. Nella Tabella 6.45 vengono sintetizzati i dati inerenti al suddetto indice JRC.

Tabella 6.45

Stazione Rilievo	Discontinuità	JRC	JCS MPa	Litotipo
N°	N°			
SS.1	K <sub>1</sub>	5	76,44	Paragneiss
	K <sub>2</sub>	5		
	K <sub>3</sub>	5		
SS.2	K <sub>1</sub>	7	76,44	Paragneiss
	K <sub>2</sub>	5		
	K <sub>4</sub>	13		
	SF	1		
SS.3	K <sub>1</sub>	9	76,44	Anfiboliti
	K <sub>2</sub>	3		
	K <sub>4</sub>	5		
R.1	SC	7	76,44	Gneiss
	K <sub>1</sub>	5		
	K <sub>2</sub>	7		
R.2	SC	3	26,29	Micascisto
	K <sub>1</sub>	5		
	K <sub>2</sub>	7		
	K <sub>3</sub>	6		

A questo punto, essendo stati determinati sia la compressione monoassiale JCS che l'indice di rugosità JRC è possibile risolvere l'equazione di BARTON e definire l'andamento della resistenza al taglio lungo i giunti al variare della tensione normale

$$\sigma_n \quad \tau = \sigma_n \tan(\varphi^\circ + i)$$

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

dove

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

Per quanto attiene all'angolo di attrito di base  $\varphi^\circ$ , con riferimento ai dati suggeriti da BARTON N., CHOUBEY V. (1977) e riportati in Tabella 6.36, si adottano i seguenti valori:

- gneiss  $\varphi^\circ = 29$
- anfibolite  $\varphi^\circ = 31$
- micascisto  $\varphi^\circ = 27$

Nei grafici delle Figure 6.15, 6.16, 6.17, 6.18, e 6.19 è riportata la variazione dell'angolo di attrito  $\varphi$  in funzione della tensione normale  $\sigma_n$ .

Figura 6.15 – Stazione SS.1 – Diagramma  $\varphi - \sigma_n$

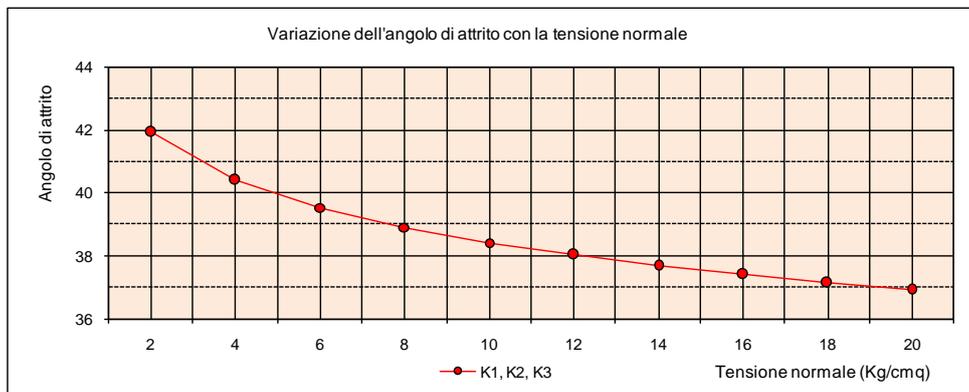


Figura 6.16 – Stazione SS.2 – Diagramma  $\varphi - \sigma_n$

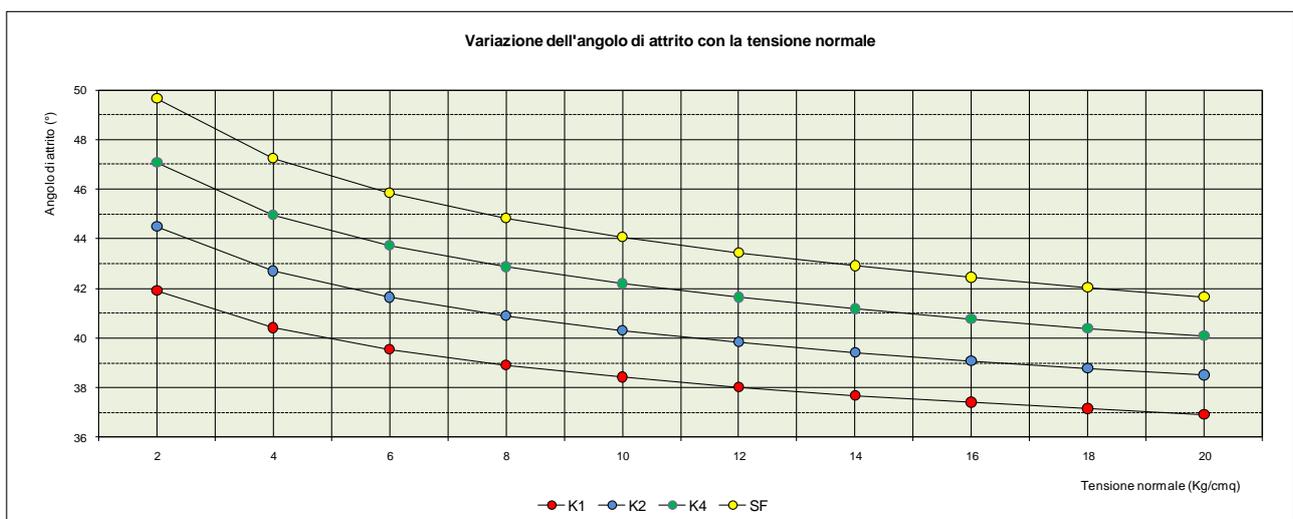


Figura 6.17 – Stazione SS.3 – Diagramma  $\varphi - \sigma_n$

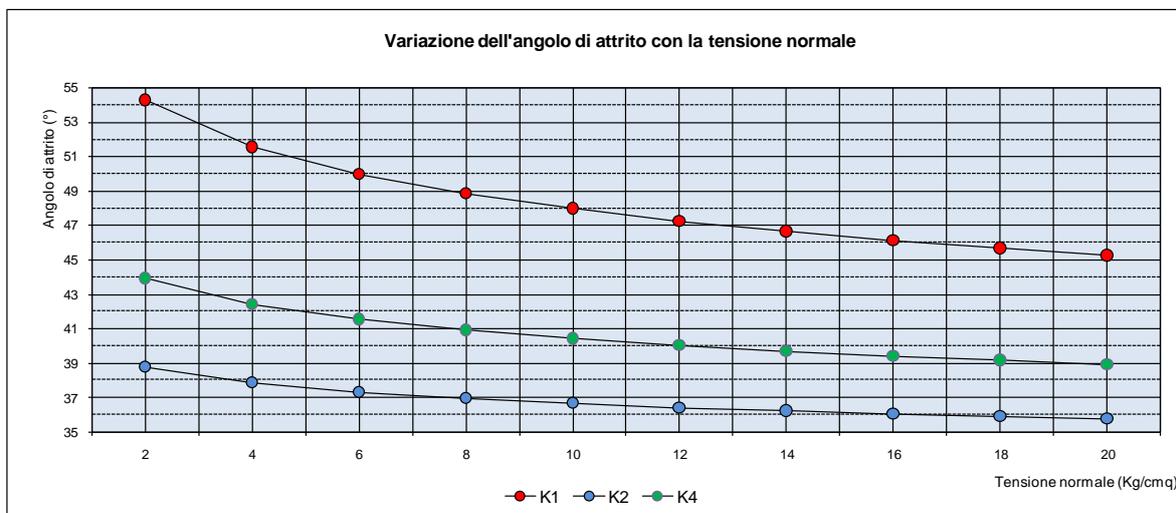


Figura 6.18 – Stazione R.1 – Diagramma  $\varphi - \sigma_n$

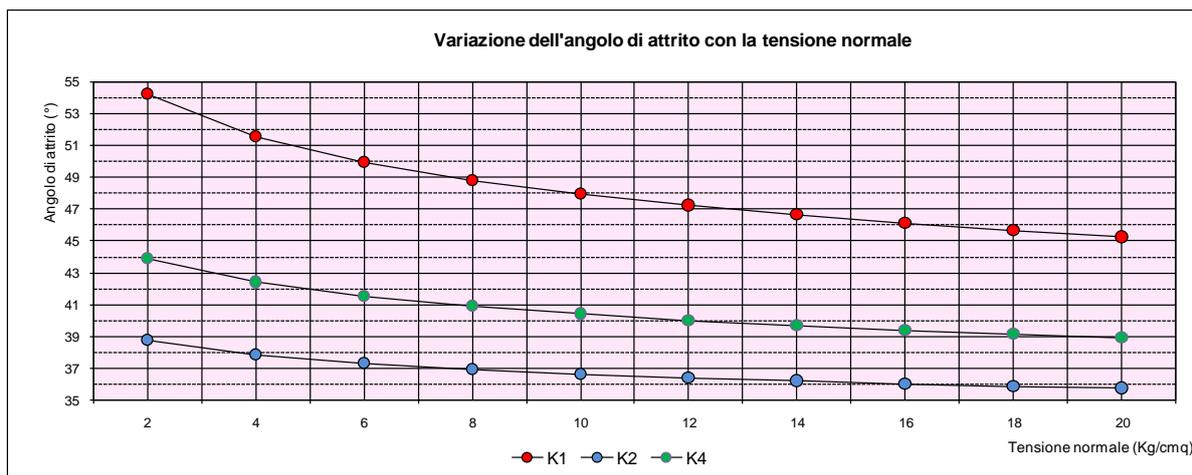
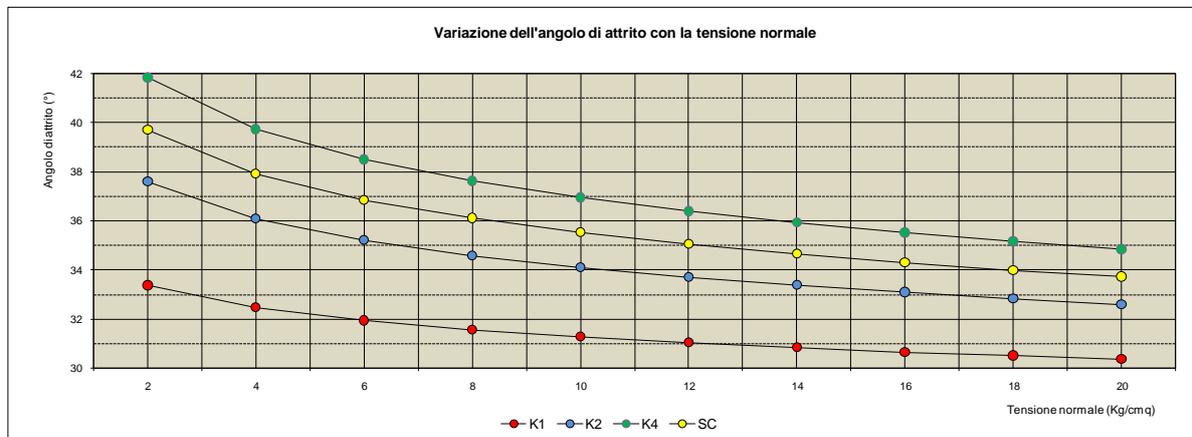


Figura 6.19 – Stazione R.2 – Diagramma  $\varphi - \sigma_n$



### 6.2.3. Caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi

Gli ammassi rocciosi sono stati classificati facendo riferimento al Rock Mass Rating (RMR; 1972-1989) di Z.T.Bieniawski.

I parametri geomeccanici per la determinazione del valore del RMR e della conseguente classe qualitativa dell'ammasso roccioso sono:

- R1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- R2: percentuale di recupero modificata (Rock Quality Designation: RQD);
- R3: spaziatura tra i piani di discontinuità principali;
- R4: condizioni delle superfici di discontinuità;
- R5: condizioni idriche in sottoterraneo;
- R6: orientazione dei piani di discontinuità principali rispetto al tracciato di scavo.

Dalla somma del valore assunto per ciascuno dei sei parametri si ottiene il valore numerico del RMR, in funzione del quale all'ammasso roccioso viene assegnata una delle cinque classi geomeccaniche di Bieniawski.

Hoek e Brown hanno introdotto il loro criterio di rottura nel tentativo di fornire dei dati per le analisi necessarie alla progettazione di scavi sotterranei in roccia dura. Il criterio è stato derivato dai risultati della ricerca, sulla rottura fragile della roccia intatta, di Hoek e, su studi del modello del comportamento dell'ammasso roccioso giuntato, di Brown.

Il criterio è partito dalle proprietà della roccia intatta e ha introdotto dei fattori per ridurre queste proprietà sulla base delle caratteristiche dei giunti in un ammasso roccioso. Gli autori hanno cercato di collegare il criterio empirico ad osservazioni geologiche per mezzo di uno degli schemi di classificazione disponibili dell'ammasso roccioso e, a tal fine, hanno scelto la classificazione proposta da Bieniawski.

A causa della mancanza di alternative adeguate, il criterio è stato presto adottato dalla comunità della meccanica delle rocce ed il suo utilizzo si diffuse rapidamente al di là dei limiti originali usati nel derivare le relazioni per la riduzione della resistenza.

Di conseguenza, si è reso necessario riesaminare queste relazioni ed introdurre di volta in volta nuovi elementi in ragione della vasta gamma di problemi pratici a cui il criterio è stato applicato. Tipiche di questi miglioramenti sono state l'introduzione del concetto di ammassi rocciosi 'indisturbati' e 'disturbati' di Hoek e Brown, e l'introduzione di un criterio modificato per imporre a zero la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso per gli ammassi di qualità molto scarsa (Hoek, Wood and Shah).

Una delle prime difficoltà derivava dal fatto che molti problemi geotecnici, in particolare problemi di stabilità dei pendii, sono più convenientemente affrontati in termini di tensioni

tangenziali e normali piuttosto che con le relazioni della tensione principale del criterio originale di Hoek-Brown, definita con l'equazione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5}$$

dove  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  sono rispettivamente la maggiore e minore tensione efficace a rottura principale,  $\sigma_{ci}$  è la resistenza alla compressione uniassiale del materiale roccioso intatto e  $m$  ed  $s$  sono costanti del materiale, dove  $s = 1$  per la roccia intatta.

Una relazione esatta tra l'equazione e le tensioni a rottura normali e tangenziali è stata ottenuta da J. W. Bray e successivamente da Ucar e Londe.

Hoek ha discusso la derivazione di angoli di attrito equivalenti e forze coesive per varie situazioni pratiche. Queste derivazioni si basavano sulle tangenti all'involuppo di Mohr ottenuto da Bray. Hoek ha suggerito che la forza coesiva determinata inserendo una tangente all'involuppo curvilineo di Mohr è un valore limite superiore e può dare risultati ottimistici nei calcoli di stabilità. Di conseguenza, un valore medio, determinato dall'inserimento di una relazione lineare di Mohr-Coulomb con il metodo dei minimi quadrati, potrebbe essere più appropriato. In questo lavoro Hoek ha introdotto anche il concetto del Criterio Generalizzato di Hoek-Brown nel quale la forma del piano della tensione principale o dell'involuppo di Mohr poteva essere modificata per mezzo di un coefficiente variabile  $a$  in luogo del termine della radice quadrata nell'equazione di cui sopra.

Hoek e Brown hanno cercato di consolidare tutti i precedenti miglioramenti in una presentazione completa del criterio di rottura e hanno dato un certo numero di esempi concreti per illustrare la sua applicazione pratica.

In aggiunta ai cambiamenti nelle equazioni, è stato anche riconosciuto che la classificazione dell'ammasso roccioso di Bieniawski non era più adeguata come veicolo di relazione tra il criterio di rottura e le osservazioni geologiche nel settore, in particolare per gli ammassi rocciosi molto deboli. Ciò ha comportato l'introduzione dell'indice GSI di Hoek, Wood e Shah, Hoek e Hoek, Kaiser e Bawden. Questo indice fu successivamente esteso per gli ammassi rocciosi deboli in una serie di articoli da Hoek, Marinos e Benissi, Hoek e Marinos e Marinos e Hoek.

Il Criterio Generalizzato di Hoek-Brown è espresso come

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

dove  $m_b$  è un valore ridotto della costante del materiale  $m$  ed è dato da

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

s ed a sono costanti per l'ammasso roccioso date dalle seguenti relazioni:

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

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

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo a cui la massa rocciosa è sottoposta dal danneggiamento dell'esplosione e dal rilassamento della tensione.

GSI (Geological Strength Index), che deriva da quello RMR (Rock Mass Rating) attraverso la relazione:

$$GSI = URMR - 5$$

Essendo URMR = RMR calcolato con R5 = 15 e R6 = 0

La resistenza alla compressione uniassiale è ottenuta fissando

$$\sigma_3' = 0$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot S^a$$

e, la resistenza a trazione è data da:

$$\sigma_t = \frac{S \sigma_{ci}}{m_b}$$

Quest'ultima equazione è stata ottenuta impostando

$$\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$$

nell'equazione precedente del criterio generalizzato. Questa rappresenta una condizione di tensione biassiale. Hoek ha dimostrato che, per materiali fragili, la resistenza a trazione uniassiale è uguale alla resistenza a trazione biassiale.

Si noti che il 'passaggio' a  $GSI = 25$  per i coefficienti  $s$  e  $a$  è stato eliminato nelle equazioni che danno transizioni continue uniformi per l'intera gamma dei valori di  $GSI$ . I valori numerici di  $a$  ed  $s$ , dati da queste equazioni, sono molto simili a quelli dati dalle precedenti equazioni.

Le tensioni normali e tangenziali sono correlate alle tensioni principali attraverso le equazioni pubblicate da Balmer.

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

$$\tau = \sigma'_1 - \sigma'_3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \left( \frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci} + s} \right)^{a-1}$$

Il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è dato da:

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

L'equazione è valida per

$$\sigma_{ci} \leq 100 \text{MPa}$$

Nel caso di

$$\sigma_{ci} > 100 \text{MPa}$$

si adotta la seguente equazione

$$E_m (\text{GPa}) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{[(GSI-10)/40]}$$

Il fattore  $D$  consente di tener conto degli effetti dei danni provocati dalle esplosioni e del conseguente rilassamento della tensione.

Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

La resistenza d'ammasso è ottenibile dalle relazioni:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^\alpha$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{\alpha-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

ove:

$\sigma_c$  = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso ottenuta dal criterio di rottura di Hoek-Brown ( $\sigma_1$  per  $\sigma_3=0$ );

$\sigma_{cm}$  = resistenza a compressione globale dell'ammasso roccioso.

La  $\sigma_{cm}$  esprime il comportamento globale di un ammasso roccioso in condizioni di scarso confinamento; le dimensioni della zona soggetta a tali condizioni risultano nella realtà pratica superiori a quelle della zona localizzata in cui si ha effettivamente  $\sigma_3=0$ , per cui nell'insieme la resistenza ( $\sigma_{cm}$ ) risulta maggiore a quella limite ( $\sigma_c$ ).

Coesione, angolo di resistenza al taglio e dilatanza dell'ammasso roccioso

I valori dell'angolo di resistenza al taglio "φ" e della coesione "c" che esprimono la resistenza del materiale secondo il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb sono espressi attraverso le seguenti relazioni suggerite dall'Autore:

$$\varphi = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{\alpha-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{\alpha-1}} \right]$$

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

ove:

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci}$$

$$\sigma_{3max} = \sigma_{cm} \cdot 0,47 \left( \frac{\sigma_{cm}}{H} \right)^{-0,94} \quad (H = \text{profondità})$$

La dilatanza "α" è ricavabile dalla correlazione empirica suggerita dagli Autori:

$$\alpha = \varphi / K$$

Per ammassi rocciosi quali quello in oggetto il coefficiente K può essere assunto pari a 8.

### Modulo di Deformazione

Il valore del Modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è ottenibile tramite la relazione:

$$E_D = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ca}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [\text{GPa}]$$

#### 6.2.4. Galleria naturale "Il Dosso" - Rock Mass Rating

Nella Tabella 6.46 si riportano i valori del RMR e le relative classi geomeccaniche che si ritengono rappresentative della maggior parte dello sviluppo della galleria. Essi sono stati ricavati partendo dal valore medio dei rating parziali (ad esclusione di R4, R5 e R6) e sottraendo o sommando lo scarto quadratico medio ottenuto per i medesimi parametri. Ciò non esclude che in tratte localizzate di ridotta estensione e perciò non influenti sul comportamento globale del cavo e di ridotta lunghezza rispetto allo sviluppo longitudinale del tracciato, si possano avere condizioni geomeccaniche differenti da quelle di seguito riportate. Si riportano anche i corrispondenti valori di BMR e di GSI.

Tabella 6.46 – Valori di RMR

Parametro	minimi		medi		massimi	
	Valore	Rating	Valore	Rating	Valore	Rating
R1 [Mpa]	30	4	70	7	110	12
R2 [%]	32.4	8	52.5	13	72.6	13
R3 [mm]	70	8	120 ÷ 150	8	300	10
R4	/	10	/	20	/	25
R5	venute	0	stillicidi	4	stillicidi	4
R6	molto sfavorevole	-12	molto sfavorevole	-12	molto sfavorevole	-12
<b>RMR</b>	<b>18</b>		<b>40</b>		<b>52</b>	
<b>Classe</b>	<b>V</b>		<b>IV</b>		<b>III</b>	
<b>BMR</b>	<b>45</b>		<b>63</b>		<b>75</b>	
<b>GSI</b>	<b>40</b>		<b>58</b>		<b>70</b>	

La qualità geomeccanica degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V (stimabile dai valori inferiori di RMR) si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento della zona in faglia. Il parametro R6 è stato valutato considerando l'orientazione della scistosità (ritenuta essere la principale famiglia di discontinuità) rispetto al tracciato dell'opera.

Per il parametro R5 nelle classi III e IV è stata considerata, prudenzialmente, la condizione di "stillicidio".

La qualità geomeccanica degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V (stimabile dai valori inferiori di RMR) si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento di faglie.

Per la definizione della resistenza a compressione monoassiale si fa riferimento alle prove dirette del 2002 ed alle prove Prove Point Load Test del 2009.

I valori rappresentativi validi per gli Gneiss risultano quelli della seguente Tabella 6.47:

Tabella 6.47

SO.1	7.0M	28.76 MPa
SO.2	10M	28.80 MPa
SO.2 IMB. BORMIO IN IV	37M	42.80 MPa
SP11	21M	15.60 MPa
SP12 IMB. SONDRIO IN IV	63M	51.64 MPa

Si considerano rappresentativi solo gli ultimi tre valori, in quanto i primi due si riferiscono a profondità di circa m 10 o meno.

I valori calcolati con la correlazione dell'indice di resistenza sono quelli della seguente Tabella 6.48.

Tabella 6.48

S3	22 m	83.07 MPa
S3	11 m	96.92 MPa
S3	11 m	32.88 MPa
S3	11 m	76.15 MPa
S3	11 m	91.73 MPa
S7 CENTRALE IN III	51 m	121.15 MPa
S7 CENTRALE IN III	51 m	171.34 MPa
S7 CENTRALE IN III	51 m	83.07MPa
S7 CENTRALE IN III	57 m	95.19 MPa
S7 CENTRALE IN III	57 m	124.61 MPa
S7 CENTRALE IN III	57 m	77.88 MPa
S7 CENTRALE IN III	57 m	77.88 MPa

La media dei valori dell'S7 è 107.3 MPa, che concorda bene con i valori del Progetto Definitivo, e tale valore che può essere inserito per le classi III con alto ricoprimento.

Escludendo i micascisti, che non vengono interessati direttamente dagli scavi della galleria, la media dei valori rappresentativi validi per gli Gneiss sono quelli seguenti.

in classe III (S7 centrale)	$\sigma_c = 110.0$ MPa;
in classe III (S3 )	$\sigma_c = 83.07$ MPa;
in classe IV lato Sondrio (SO.2)	$\sigma_c = 42.80$ MPa
in classe IV lato Bormio (SP12)	$\sigma_c = 51.64$ MPa
in classe V faglia (no sondaggi)	$\sigma_c = 30.00$ MPa
in classe IV faglia (no sondaggi)	$\sigma_c = 70.00$ MPa (stimato).

Caratteristiche fisiche e meccaniche

Peso di volume (valore medio di matrice)

$$\gamma_n = 27.66 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza a compressione di matrice

$$\sigma_c = 41.08 \text{ MPa (valore medio); } 11.51 \text{ MPa (Sqm)}$$

Il valore è stato determinato scartando i valori di  $\sigma_{ci}$  inferiori a 25MPa ottenuto tramite le prove di resistenza a compressione monoassiale.

Modulo di Young del materiale roccia (da prove r.c.m. – r.c.t.)			
Modulo elastico ( $E_E$ )		Modulo di deformazione ( $E_D$ )	
Valore medio [GPa]	Sqm [GPa]	Valore medio [GPa]	Sqm [GPa]
36.96	24.19	31.74	17.71
Modulo di Young (da prove dilatometriche)			
Modulo elastico ( $E_E$ )		Modulo di deformazione ( $E_D$ )	
Valore medio [GPa]	Sqm [GPa]	Valore medio [GPa]	Sqm [GPa]
10.22	0.93	4.90	0.59
Rapporto di Poisson $\nu$ (valore medio di matrice da prove r.c.m. - r.c.t.)			
0.23			

Assumendo i valori del parametro “mi” relativo alla roccia intatta di natura metamorfica variabile da 23 a 33 (ossia  $28 \pm 5$ ) sono stati ottenuti per le tre classi geomeccaniche, in funzione di differenti valori del GSI e di  $\sigma_{ci}$ , i parametri di resistenza e deformazione degli ammassi rocciosi.

Nonostante lo scavo con esplosivo (che comunque data la vicinanza con la superficie topografica deve essere effettuato con volate controllate) il fattore D (indice del grado di disturbo recato all’ammasso roccioso) è stato assunto pari a zero (assenza di disturbo). Anche ipotizzando  $D=1$  (massimo disturbo) si hanno valori di resistenza a compressione d’ammasso tali che, per le coperture in gioco, non si verificano problemi di stabilità della cavità dovuti a elevate convergenze o estese plasticizzazioni della roccia.

Nelle condizioni peggiori infatti, cioè in classe V, al variare del fattore D da 0 a 1 la resistenza a compressione globale dell’ammasso roccioso decresce rispettivamente da 6.1MPa a 1.94MPa. In tali condizioni il fattore di stabilità N (o indice di mobilitazione, funzione del carico litostatico  $\gamma H$  e della resistenza globale dell’ammasso roccioso  $\sigma_{cm}$ , dato dalla relazione:

$$N = 2\gamma H / \sigma_{cm}$$

ove

$\gamma$  = peso di volume naturale della roccia;

H = spessore del terreno di copertura

risulta compreso tra i seguenti valori:

$$0.997 < N < 3.13$$

Secondo le indicazioni di letteratura all’intervallo di valori ottenuto per il fattore N corrisponde una condizione di modesta plasticizzazione, il che giustifica la scelta di assumere il fattore D pari a 0.

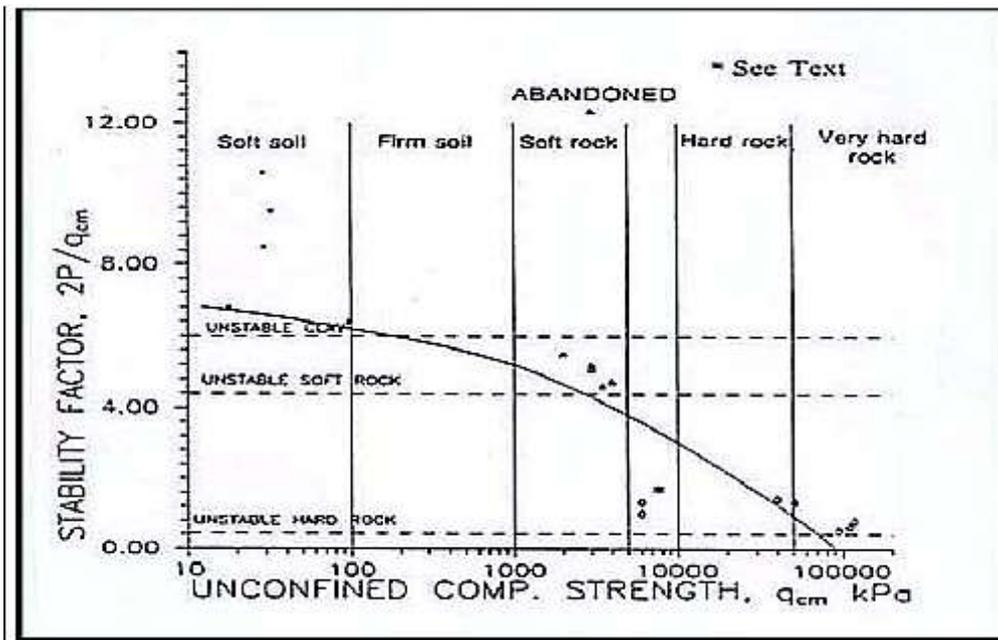
La Figura 6.20 di seguito riportata evidenzia che per le due situazioni limite ottenute per gli ammassi in classe V:

$$D=0 - \sigma_{cm}=6.1\text{MPa} - N=0.997$$

$$D=1 - \sigma_{cm}=1.94\text{MPa} - N=3.13$$

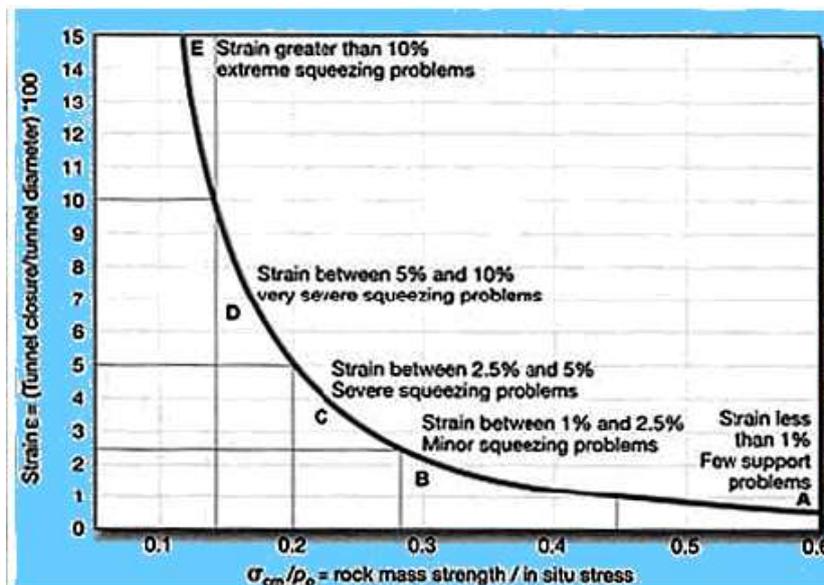
non si hanno problemi di stabilità dovuti a elevate plasticizzazioni, anche in considerazione del fatto che la copertura considerata per il calcolo del fattore di stabilità è la massima presente lungo il tracciato e che in corrispondenza delle tratte previste in classe V (attraversamento di faglie) le coperture risultano inferiori.

Figura 6.20 – Condizioni di stabilità in funzione del rapporto tra il fattore di stabilità  $N$  e la resistenza a compressione [BHASIN]



Dalla Figura 6.21 si osserva che per ammassi rocciosi con valori del rapporto *resistenza d'ammasso/in situ stress* superiori a 0,6 (come nel caso in oggetto) si hanno deformazioni  $\epsilon$  (*chiusura del cavo/diametro cavità*) inferiori all' 1% (valore al quale gli Autori non associano problemi di stabilità al fronte dovuta alla plasticizzazione dei materiali).

Figura 6.21 - Deformazione ( $\epsilon$ ) vs. rapporto resistenza d'ammasso / in situ stress ( $\sigma_{cm}/\sigma_z$ )



### Prove Dilatometriche

Nelle due campagne di indagini geognostiche sono state effettuate complessivamente N° 9 prove dilatometriche in roccia, di cui si espone il compendio dei risultati nella Tabella 6.49 (Ee = Modulo elastico; Ed = modulo di deformazione).

Tabella 6.49 – Prove Dilatometriche

Anno	Sondaggio N°	Profondità (m)	Litologia	Ed (MPa)	Ee (MPa)
2002	SP.10	25.00	Gneiss	4022	10330
	SO.1	29.50	Calcescisti	3581	8430
	SO.1	15.50	Calcescisti	4407	10495
	SP.12	69.50	Scisti	5523	11282
	SP.11	42.20	Scisti	4845	9502
	SO.2	31.00	Scisti	4342	9890
2009	S.6	30.00	Scisti	661	934
	S.7	55.00	Scisti	1848	2143
	S.7	45.00	Scisti	832	897

## 7. PARAMETRI DEI TERRENI INCOERENTI

Le definizioni dei parametri geotecnici per i terreni incoerenti è stata effettuata sulla scorta di tutti i dati ricavabili dalle prove SPT, dalle prove pressiometriche (cfr. § 5.1.) e dalle analisi geotecniche di laboratorio.

### 7.1. PARAMETRI DI TAGLIO

Poiché i parametri di taglio dei terreni incoerenti dipendono, oltre che dal grado di addensamento, anche dalla forma dei granuli e dalle caratteristiche granulometriche, vengono riportati i valori dell'angolo di attrito  $\varphi'$  con riferimento alle singole zone di indagine e cioè ai singoli sondaggi; il valore riportato per sondaggio rappresenta la media dei valori ricavabili da tutte le prove SPT effettuate nel suddetto sondaggio.

*Tuttavia la caratterizzazione geotecnica può essere rivista in dettaglio in relazione alla ubicazione delle opere e delle prove disponibili nelle indagini più vicine alle zone interessate.*

#### a) Depositi alluvionali (UG1)

Nella Tabella 7.1 sono riportati i valori dell'angolo di attrito  $\varphi'$  ricavati per tutte le prove SPT, con  $N_{spt}$  normalizzato.

Tabella 7.1 – Valori di  $\varphi'$  secondo lo Japanese National Railway

DEPOSITI ALLUVIONALI		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	$\varphi'$ (°)
2002	SP.1	34,41
	S.2	38,28
	SP.3	36,20
	S.4	45,40
	SP.5	33,54
	S.6	33,42
	SP.7	32,84
	S.8	34,21
	SP.9	35,69
2009	SP.14	31,39
	S.1	39,22
	S.8	35,13
2019	S.9	34,84
	S.2DH	35,42
	S.03	34,66
	S.04PZ	34,72
	S.05	34,21
	S.06DH	34,37
	S.07PZ	33,55
S.08PZ	33,29	

Per le prove in cui il valore  $N_{spt}$  rilevato nel corso dei sondaggi è maggiore di 50 è stata apportata la correzione per la granulometria (cfr. Tabella 6.16) da cui si ricavano i valori riportati in Tabella 7.2., in cui vengono riportati i valori dell'angolo di attrito a volume costante ( $\varphi_{cv}$ ), di picco

( $\varphi_p$ ) ed intermedio ( $\varphi$ ); quest'ultimo è prossimo al valore che caratterizza la fase di rottura del terreno.

Difatti durante la fase di rottura di un terreno incoerente, come avviene nella scatola del taglio diretto, i singoli granuli si spostano dalla loro configurazione iniziale e tendono ad assumere un assetto più denso; lo sforzo di taglio massimo o di picco ( $\varphi_p$ ) è dovuto al mutuo incastro iniziale tra le particelle ed il superamento di tali condizioni avviene con una sensibile variazione di volume (dilatazione), come schematizzato in Figura 6.1; superato il valore di picco si ha gradualmente un decremento di resistenza al taglio sino al raggiungimento di un valore ultimo che si mantiene costante senza variazioni di volume, noto come "angolo di attrito a volume costante" ( $\varphi_{cv}$ ), come evidenziato nella Figura 7.2.

Figura 7.1 – Disposizione dei granuli nella fase di rottura

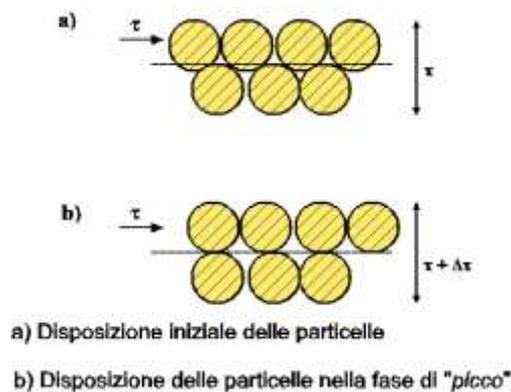
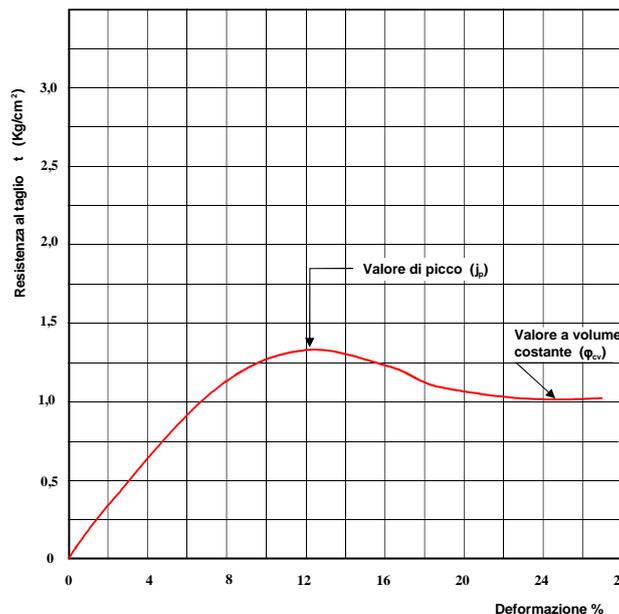


Figura 7.2 – Angolo di attrito a volume costante



Lungo una superficie di rottura, come nel caso della rottura globale del terreno, il grado di resistenza al taglio *non* è uguale lungo tutta la superficie stessa, ma sussistono dei punti in cui si

ha la massima concentrazione dello sforzo di taglio; se il materiale, quale ad esempio una sabbia ben addensata, presenta valori di resistenza al taglio per piccole deformazioni (*valori di picco*) marcatamente superiori a quelli corrispondenti a grandi deformazioni senza variazioni di volume (*valori a volume costante*), all'istante della rottura la resistenza media disponibile lungo tutta la superficie *deve necessariamente avere un valore intermedio*.

A tal proposito studi di YAMAGUCHI et Al. (1977) hanno dimostrato che l'angolo di attrito disponibile a rottura per la valutazione della Qlim risulta prossimo a quello a volume costante ( $\varphi_{cv}$ ) anziché a quello di picco ( $\varphi_p$ )

NEGUSSEY et Al. (1986) hanno sottolineato che  $\varphi_{cv}$  è un parametro legato in primo luogo alle caratteristiche mineralogiche del materiale ed è indipendente dalle dimensioni delle particelle.

Riassumendo, quindi, apportando la correzione ai valori Nspt che tiene conto delle caratteristiche granulometriche solo nelle prove con Nspt > 50 [AMANTIA SCUDERI F. (1995)], i conseguenti valori dell'angolo di attrito sono da riferire ai parametri di taglio della fase di rottura a volume costante ( $\varphi_{cv}$ ), che può considerarsi legata ai valori di  $\varphi_p$  dalla seguente relazione:

$$\varphi_{cv} = \arctan(\tan \varphi_p / 1,250)$$

LAMBE & WHITMAN (1969) forniscono alcuni valori indicativi di  $\varphi_p$  e  $\varphi_{cv}$ , riassunti nella Tabella 7.3, che confermano il rapporto tra i due valori.

Tabella 7.2 – Valori di  $\varphi'$  corretti per la granulometria

DEPOSITI ALLUVIONALI				
CORREZIONE PER GRANULOMETRIA				
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito a volume costante (media)	Angolo di attrito di picco (media)	Angolo di attrito - Valore intermedio
	N°	$\varphi_{cv}$ (°)	$\varphi_p$ (°)	$\varphi_i$ (°)
2002	SP.1	36,31	42,57	39,44
	S.2	35,80	42,03	38,91
	SP.3	36,77	43,04	39,90
	S.4	34,23	40,38	37,31
	S.8	32,95	39,01	35,98
	SP.9	33,20	39,28	36,24
	SP.14	33,50	39,60	36,55
2009	S.1	35,37	41,58	38,48
	S.8	35,04	41,23	38,13
	S.9	34,99	41,18	38,09

Tabella 7.3 – LAMBE & WHITMAN (1969) Valori indicativi di  $\varphi_p$  e  $\varphi_{cv}$

	$\varphi_p$		$\varphi_{cv}$
	Densità media	Densa	
Sabbia uniforme da fine a media	30° - 34°	32° - 36°	26° - 30°
Sabbia mista	34° - 40°	38° - 46°	30° - 34°
Sabbia e ghiaia	36° - 42°	40° - 48°	32° - 36°

Pertanto ai depositi alluvionali si possono affidare i seguenti parametri di *caratteristici* e di *calcolo*, sempre per zone rappresentate dai sondaggi (cfr. Tabella 7.4).

Tabella 7.4 – Depositi alluvionali - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Correzione per granulometria	Valore caratteristico	Valore di calcolo
		$\varphi'$ (°)	$\varphi'$ (°)	$\varphi'_c$ (°)	$\varphi'_{cal}$ (°)
2002	SP.1	34,41	39,44	36,93	32,47
	S.2	38,28	38,91	38,60	34,26
	SP.3	36,20	39,90	38,05	33,67
	S.4	45,40	37,31	41,35	37,33
	SP.5	33,54		33,54	28,98
	S.6	33,42		33,42	28,87
	SP.7	32,84		32,84	28,28
	S.8	34,21	35,98	35,10	30,57
	SP.9	35,69	36,24	35,96	31,46
	SP.14	31,39	36,55	33,97	29,42
2009	S.1	39,22	38,48	38,85	34,53
	S.8	35,13	38,13	36,63	32,16
	S.9	34,84	38,09	36,46	31,98
2019	S.2DH	35,42	38,75	37,08	32,64
	S.03	34,66	39,36	37,01	32,56
	S.04PZ	34,72	36,47	35,60	31,08
	S.05	34,21		34,21	29,66
	S.06DH	34,37	36,80	35,59	31,07
	S.07PZ	33,55	36,66	35,11	30,57
	S.08PZ	33,29	35,88	34,59	30,04
			<b>Media valori</b>		<b>36,04</b>

b) Conoidi (UG2-1)

Per i depositi di conoide nella Tabella 7.5 sono riportati i valori dell'angolo di attrito  $\varphi'$  ricavati per tutte le prove SPT, con  $N_{spt}$  normalizzato.

Tabella 7.5 – Valori di  $\varphi'$  secondo lo Japanese National Railway

CONOIDI		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	$\varphi'$ (°)
2002	SP.11	34,22
	SP.13	34,22
	SP.15	33,52
	SP.16	34,73
2009	S.2	42,28
	S.10	44,15
2019	S.01	35,19
		38,91
		41,18
	S.06DH	41,27
		39,47
		42,31
	S.11DH	35,89
		36,64

Anche in questo caso, così come per i depositi alluvionali, per le prove in cui il valore  $N_{spt}$  rilevato nel corso dei sondaggi è maggiore di 50 è stata apportata la correzione per la granulometria (cfr. Tabella 5.16) da cui si ricavano i valori riportati in Tabella 7.6., in cui vengono riportati i valori dell'angolo di attrito a volume costante ( $\varphi_{cv}$ ), di picco ( $\varphi_p$ ) ed intermedio ( $\varphi$ ); quest'ultimo è prossimo al valore che caratterizza la fase di rottura del terreno.

Come già accennato in precedenza, nel caso della rottura globale del terreno, il grado di resistenza al taglio *non è uguale* lungo tutta la superficie stessa, ma sussistono dei punti in cui si ha la massima concentrazione dello sforzo di taglio; se il materiale, quale ad esempio una sabbia ben addensata o ghiaia, presenta valori di resistenza al taglio per piccole deformazioni (*valori di picco*) marcatamente superiori a quelli corrispondenti a grandi deformazioni senza variazioni di volume (*valori a volume costante*), all'istante della rottura la resistenza media disponibile lungo tutta la superficie *deve necessariamente avere un valore intermedio*.

Tabella 7.6 - Valori di  $\varphi'$  corretti per la granulometria

CONOIDI				
CORREZIONE PER GRANULOMETRIA				
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito a volume costante (media)	Angolo di attrito di picco (media)	Angolo di attrito - Valore intermedio
	N°	$\varphi_{cv}$ (°)	$\varphi_p$ (°)	$\varphi_i$ (°)
2002	SP.13	33,82	39,95	36,88
	SP.15	33,65	39,76	36,71
	SP.15	34,59	40,76	37,68
	SP.15	35,10	41,30	38,20
	SP.15	33,56	39,66	36,61
	SP.15	32,81	38,86	35,83

E', quindi, possibile affidare ai depositi di conoide i seguenti parametri di *caratteristici* e di *calcolo*, sempre per zone rappresentate dai sondaggi (cfr. Tabella 7.7).

Tabella 7.7 - Conoidi - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Correzione per granulometria	Valore caratteristico	Valore di calcolo	
	N°	$\varphi'$ (°)	$\varphi'$ (°)	$\varphi'_c$ (°)	$\varphi'_{cal}$ (°)	
2002	SP.11	34,22		34,22	29,67	
	SP.13	34,22		34,22	29,67	
			36,88	36,88		
	SP.15	33,52		33,52	28,96	
			36,71	36,71		
			37,68			
			38,20			
			36,61			
			35,83			
		SP.16	34,73		34,73	30,19
2009	S.2	42,28		42,28	38,39	
	S.10	44,15		44,15	40,60	
2019	S.01	35,19		35,19	30,66	
		38,91		38,91	34,60	
		41,18		41,18	37,12	
	S.06DH	41,27		41,27	37,24	
		39,47		39,47	35,22	
		42,31		42,31	38,42	
	S.11DH	35,89		35,89	31,38	
		36,64		36,64	32,17	
	<b>Valori medi</b>				<b>37,75</b>	<b>33,60</b>

c) Morene (UG2-2)

Per morene nella Tabella 7.8 sono riportati i valori dell'angolo di attrito  $\phi'$  ricavati per tutte le prove SPT, con  $N_{spt}$  normalizzato.

Tabella 7.8 – Valori di  $\phi'$  secondo lo Japanese National Railway

MORENE		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	$\phi'$ (°)
2002	SP.12	32,77
	SP.12	
2009	S.4	32,10
	S.4	
	S.5	34,08
	S.5	
	S.6	33,98
	S.6	
2019	S.11DH	32,72
	S.11DH	

E', quindi, possibile affidare alle morene i seguenti parametri di *caratteristici* e di *calcolo*, sempre per zone rappresentate dai sondaggi (cfr. Tabella 7.9).

Tabella 7.9 - Morene - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	$\phi'$ (°)	$\phi'_c$ (°)	$\phi'_{cal}$ (°)
2002	SP.12	32,77	32,77	28,21
2009	S.4	32,10	32,10	27,55
	S.5	34,08	34,08	29,53
	S.6	33,98	33,98	29,43
2019	S.11DH	32,72	32,72	28,16
	<b>Valori medi</b>		<b>33,13</b>	<b>28,58</b>

Per quanto attiene al comportamento meccanico dei depositi morenici durante lo scavo in galleria è opportuno sottolineare come la presenza di una matrice di sabbia fina, localmente limosa, al di sopra della falda induca, per fenomeni di capillarità, delle tensioni interstiziali negative, fenomeno, questo, designato come “*suzione*”, che da luogo ad una *coesione apparente*.

Tale coesione è presente sin tanto che sussistono le condizioni di capillarità.

La resistenza al taglio disponibile in un terreno a grana fine, parzialmente saturo, viene convenzionalmente espressa da una relazione che è una variazione del criterio di rottura di Mohr – Coulomb per i terreni incoerenti:

$$\tau' = C' + \sigma_n \cdot \tan\varphi' + (U_a - U_w) \cdot \tan\varphi_b$$

In cui:

$\tau$  resistenza al taglio

$C'$  coesione apparente

$\sigma_n$  tensione normale

$\varphi'$  angolo di attrito efficace

$\varphi_b$  è una proprietà del materiale che rappresenta l'incremento di resistenza dovuto alla pressione interstiziale negativa

$U_a$  pressione dell'aria

$U_w$  pressione dell'acqua nei pori

In pratica al contributo di resistenza frizionale rappresentato dal termine  $\sigma_n \cdot \tan\varphi'$  e di resistenza non drenata  $c'$  si aggiunge una componente di resistenza di *suzione* dipendente dalla differenza di pressione aria-acqua e dal parametro  $\varphi_b$ .

Quest'ultimo varia con il grado di saturazione oltre che con la tipologia di terreno, di fluido e con la porosità. Nella fascia capillare dove il terreno è saturo ma le pressioni sono negative si ha  $\varphi_b = \varphi'$ .

Per una pressione di suzione pari a 0,3 Kg/cm<sup>2</sup>, ponendo  $\varphi_b = \varphi'$ , si ottiene una coesione apparente di circa 0,48 Kg/cm<sup>2</sup>.

Nelle verifiche in galleria per i suddetti terreni si può assumere come giustamente cautelativo il valore di

Coesione apparente  $C_a = 10$  kPa

## 7.2. CARATTERISTICHE FISICHE E GRANULOMETRICHE

Le caratteristiche granulometriche vengono determinate sulla scorta delle analisi geotecniche di laboratorio effettuate nelle campagne di indagini del 2002, del 2009 e del 2019.

Sono state effettuate le seguenti analisi geotecniche di laboratorio (cfr. Tabella 7.10)

Tabella 7.10 – *Analisi geotecniche di laboratorio*

Anno	Tipo di analisi	N° analisi
2002	Granulometria	83
	Limiti di Atterberg	71
	Peso specifico dei grani	39
2009	Granulometria	40
2019	Peso specifico dei grani	1
	Granulometria	1
	Prova di taglio diretto	1

Nella Tabella 7.11 sono riportate le analisi granulometriche effettuate nel 2002 ed i relativi litotipi, da cui risulta che su un totale di N° 83 analisi granulometriche:

- N° 64 ricadono nei depositi alluvionali
- N° 29 ricadono nei depositi di conoide

Nella Tabella 7.12 sono riportate le analisi granulometriche effettuate nel 2009 ed i relativi litotipi, da cui risulta che su un totale di N° 40 analisi granulometriche:

- N° 20 ricadono nei depositi alluvionali
- N° 8 ricadono nei depositi di conoide
- N° 12 ricadono nelle morene

Tabella 7.11

Analisi granulometriche anno 2002 – Giallo = Alluvioni; Azzurro = conoidi

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' (m)	ANALISI					FRAZIONE PREVALENTE IN %
			C.R.	S	A	L	P.S.	
SP16	C1	1.00 / 1.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP16	C2	3.50 / 3.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP16	C3	9.50 / 9.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP16	C4	14.50 / 14.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C1	4.80 / 5.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C2	9.50 / 9.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C3	13.00 / 13.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C4	17.50 / 17.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C5	24.70 / 24.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C6	29.80 / 29.80	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S4	C1	2.50 / 2.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
S4	C2	5.30 / 5.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP1	C1	1.80 / 2.00	X	X	NO	X	X	GHIAIA
SP1	C2	7.30 / 7.50	X	X	NO	X	X	GHIAIA
SP1	C3	11.20 / 11.40	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP1	C4	16.80 / 19.00	X	X	X	X	X	SABBIA
SP1	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP1	C6	29.80 / 30.00	X	X	X	X	X	SABBIA
S6	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C2	9.80 / 10.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S6	C3	14.80 / 15.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C4	19.80 / 20.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S6	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C6	29.00 / 29.20	X	X	NO	NO	NO	GHIAIA
S8	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
S8	C2	8.80 / 8.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S8	C3	12.00 / 12.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
S8	C4	14.80 / 15.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
S8	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP5	C1	2.00 / 2.20	X	X	NO	X	X	GHIAIA
SP5	C2	8.80 / 8.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP5	C3	13.80 / 13.60	X	X	X	X	X	SABBIA
SP13	C1	3.80 / 4.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP13	C2	6.20 / 6.40	X	X	X	X	X	SABBIA
SP13	C3	13.80 / 13.60	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP13	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP13	C6	24.30 / 24.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
P2	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P3	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P4	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P5	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P6	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
SO2	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP7	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP7	C2	8.50 / 8.70	X	X	NO	NO	NO	SABBIA
SP7	C3	12.80 / 13.00	X	X	NO	NO	X	GHIAIA
SP7	C4	18.00 / 18.30	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP7	C5	22.00 / 22.20	X	X	NO	X	X	SABBIA
SP7	C5	29.50 / 29.70	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP14	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP14	C2	5.80 / 7.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C3	11.80 / 12.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP14	C4	17.00 / 17.20	X	X	NO	NO	X	GHIAIA
SP14	C5	24.00 / 24.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C6	29.00 / 29.20	X	X	X	X	X	SABBIA
SP14	C7	31.80 / 32.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP14	C8	38.70 / 39.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C9	48.80 / 50.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C10	54.80 / 55.00	X	X	X	X	X	SABBIA
SP14	C11	59.30 / 59.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C12	64.70 / 64.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C13	66.80 / 67.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C14	68.80 / 69.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP10	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP10	C2	12.00 / 12.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C1	3.00 / 3.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C2	7.80 / 8.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C3	10.00 / 10.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C5	21.80 / 22.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C6	28.80 / 30.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C7	33.80 / 34.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA

Tabella 7.12– Analisi granulometriche anno 2009

Sondaggio N°	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5	S.6	S.7	S.8	S.9	S.10	PZ 1 ÷ 11
Alluvioni	3		1					3	2		11
Conoidi		3	1							4	
Morene				2	5	3	2				

La determinazione dei Limiti di Atterberg è stata effettuata solo nelle analisi geotecniche del 2002, come da Tabella 7.13.

Tabella 7.13 – Limiti di Atterberg – Anno 2002

Sondaggio	Campione		Limite Liquido WL		Litotipo	Sondaggio	Campione		Limite Liquido WL		Litotipo
	N°	da m	a m	%			%	N°	da m	a m	
SP.1	1,80	2,00	18,50	N.P.	Alluvioni	SP.13	3,80	4,00	19,00	N.P.	Conoide
	7,30	7,50	17,00	N.P.			6,20	6,40	16,15	N.P.	
	11,20	11,40	15,00	N.P.			13,30	13,50	19,50	N.P.	
	18,80	19,00	18,00	N.P.			18,00	18,20	19,00	N.P.	
	24,80	25,00	12,50	N.P.			24,30	24,50	20,00	N.P.	
	29,80	30,00	17,00	N.P.			2,80	3,00	21,50	N.P.	
S.2	2,00	2,20	14,30	N.P.	Alluvioni	SP.14	6,80	7,00	19,00	N.P.	Alluvioni
	8,80	9,00	15,00	N.P.			11,80	12,00	13,00	N.P.	
SP.3	2,80	3,00	18,10	N.P.	Alluvioni	24,00	24,20	15,00	N.P.		
S.4	2,50	2,70	19,50	N.P.	Alluvioni	29,00	29,20	18,00	N.P.		
	5,30	5,50	18,00	N.P.		31,80	32,00	19,50	N.P.		
SP.5	2,00	2,20	20,00	N.P.	Alluvioni	38,70	39,00	19,00	N.P.		
	8,50	8,70	19,50	N.P.		48,80	49,00	19,00	N.P.		
	13,30	13,50	20,00	N.P.		54,80	55,00	15,00	N.P.		
S.6	1,80	2,00	17,00	N.P.	Alluvioni	59,30	59,50	19,00	N.P.		
	9,80	10,00	16,00	N.P.		64,70	64,90	17,50	N.P.		
	14,80	15,00	15,00	N.P.		66,80	67,00	18,00	N.P.		
	19,80	20,00	21,50	N.P.		68,90	69,00	19,50	N.P.		
	24,80	25,00	11,00	N.P.		3,00	3,20	20,00	N.P.		
SP.7	1,80	2,00	28,00	N.P.	Conoide	SP.15	7,80	8,00	18,00	N.P.	
	16,00	16,30	16,00	N.P.			10,00	10,20	19,50	N.P.	
	22,00	22,20	17,00	N.P.			18,00	18,20	19,50	N.P.	
	29,50	29,70	16,00	N.P.			21,80	22,00	18,00	N.P.	
S.8	2,00	2,20	15,50	N.P.	Alluvioni	SP.16	28,90	30,00	19,00	N.P.	
	8,80	9,00	17,50	N.P.			33,80	34,00	17,50	N.P.	
	12,00	12,20	15,00	N.P.			1,00	1,20	25,00	N.P.	
	14,80	15,00	15,00	N.P.			3,50	3,70	19,00	N.P.	
	24,80	25,00	17,00	N.P.			9,50	9,70	20,50	N.P.	
SP.9	4,80	5,00	16,00	N.P.	Alluvioni	14,50	14,70	16,50	N.P.		
	9,50	9,70	21,00	N.P.		SO.2	2,00	2,20	20,50	N.P.	
	13,00	13,20	17,50	N.P.		P.2	0,50	26,00	N.P.		
	17,30	17,50	18,00	N.P.		P.3	0,50	17,50	N.P.		
	24,70	24,90	20,00	N.P.		P.4	0,50	29,00	N.P.		
	29,60	29,80	17,00	N.P.		P.5	0,50	32,00	N.P.		
SP.10	2,80	3,00	20,50	N.P.	Alluvioni	P.6	0,50	24,00	N.P.		
	12,00	12,20	20,50	N.P.							

Su N° 71 determinazioni dei Limiti di Atterberg:

- N° 53 ricadono in depositi alluvionali
- N° 18 ricadono nelle conoidi.

a) Depositi alluvionali (UG1)

Come peso di volume di dei depositi alluvionali si possono adottare i seguenti valori:

- peso di volume saturo  $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$
- peso di volume in assenza di falda  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace C' si assume

$$C' = 0 \text{ kN/m}^2$$

Dalle Tabelle 7.11, 7.12 e e 7.13 si ricavano i seguenti dati di consistenza e granulometrici:

- nei 53 campioni analizzati le caratteristiche di consistenza (Limiti di Atterberg) risultano abbastanza confrontabili, essendo tutti terreni non plastici, con valori del limite liquido WL compreso nel seguente range:

$$11,00 \leq WL \leq 32,00 \%$$

con un valore medio  $WL_{med} = 18.27 \%$

- in tutte le 84 analisi granulometriche effettuate (N° 64 nel 2002 e N° 20 nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 7.14.

Tabella 6.14 – *Frazioni granulometriche prevalenti*

ALLUVIONI			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2002	64	18	46
2009	20	6	14
2019	1	1	0

In quasi il 72% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 28% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa ( $D_r$ ) viene anch'essa determinata dai valori  $N_{spt}$  normalizzati ( $N1(60)$ ) come in Tabella 7.15

Tabella 7.15 – *Alluvioni – Densità relativa  $D_r$*

DEPOSITI ALLUVIONALI		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio $D_r$ (%)
2002	SP.1	55,76
	S.2	68,05
	SP.3	59,35
	S.4	78,25
	SP.5	51,28
	S.6	50,61
	SP.7	51,02
	S.8	55,80
	SP.9	58,01
2009	SP.14	41,94
	S.1	74,49
	S.8	60,12
2019	S.9	58,90
	S.2DH	61,07
	S.03	56,88
	S.04PZ	58,22
	S.05	55,98
	S.06DH	56,60
2019	S.07PZ	53,31
	S.08PZ	52,96
Valore medio		57,93

b) Depositi di conoide (UG2-1)

Anche in questo caso si possono assumere valori del peso di volume uguali a quelli dei depositi alluvionali:

- peso di volume saturo  $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume in assenza di falda  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace  $C'$  si pone

$$C' = 0 \text{ kN/m}^2$$

Tabelle 7.16, 7.17 e 7.18 si ricavano i seguenti dati di consistenza e granulometrici:

- nei 18 campioni analizzati dalle caratteristiche di consistenza (Limiti di Atterberg) risultano tutti terreni non plastici, con valori del limite liquido WL compreso nel seguente *range*:

$$16,00 \leq WL \leq 28,00 \%$$

con un valore medio  $WL_{med} = 19,45 \%$

- in tutte le 37 analisi granulometriche effettuate (N° 29 nel 2002 e N° 8 nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 7.16.

Tabella 7.16 – *Frazioni granulometriche prevalenti*

CONOIDI			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2002	29	2	27
2009	8	6	2

In quasi il 78% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 22% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa ( $Dr$ ) viene anch'essa determinata dai valori  $N_{spt}$  normalizzati ( $N1(60)$ ) come in Tabella 7.17

Tabella 7.17 – *Conoidi – Densità relativa  $Dr$*

CONOIDI		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio $Dr$ (%)
2002	SP.11	53,47
	SP.13	55,69
	SP.15	53,02
	SP.16	57,13
2009	S.2	82,25
	S.10	78,75
2019	S.01	60,73
	S.06DH	72,22
	S.11DH	56,99
Valore medio		63,36

c) Morene (UG2-2)

Come valori del peso di volume si possono assumere i seguenti:

- peso di volume saturo  $\gamma_s = 22 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume in assenza di falda  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace  $C'$  si pone

$$C' = 0 \text{ kN/m}^2$$

Non sono state effettuate determinazioni delle caratteristiche di consistenza sui depositi morenici.

In tutte le 12 analisi granulometriche effettuate (tutte nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 7.18.

Tabella 6.18 – *Frazioni granulometriche prevalenti*

MORENE			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2009	12	1	11

In quasi il 92% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 8% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa ( $D_r$ ) viene anch'essa determinata dai valori  $N_{spt}$  normalizzati ( $N1(60)$ ) come in Tabella 7.19

Tabella 7.19 – *Morene – Densità relativa  $D_r$*

MORENE		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio $D_r$ (%)
2002	SP.12	49,09
2009	S.4	43,92
	S.5	51,98
	S.6	49,72
2019	S.11DH	50,17
<b>Valore medio</b>		<b>48,98</b>

### 7.3. CARATTERISTICHE ELASTICHE

I moduli di elasticità dei terreni incoerenti vengono ricavati dalle prove SPT e da quelle pressiometriche, come esposto nel paragrafo 6.1.

#### a) Depositi alluvionali (UG1)

Dai valori normalizzati  $N1(60)$  si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young)  $E$  ed edometrico  $E_d$ , riportati nella seguente Tabella 7.20.

Tabella 7.20 – Alluvioni – Moduli elastici da N1(60)

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )		Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Valore medio per sondaggio		Valore medio per sondaggio	
	Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
2002	SP.1	355,65	126,80	
	S.2	445,91	139,68	
	SP.3	342,28	132,77	
	S.4	376,76	163,43	
	SP.5	236,51	123,88	
	S.6	274,58	123,51	
	SP.7	364,20	121,57	
	S.8	331,80	126,14	
	SP.9	357,57	131,06	
	SP.14	296,88	116,74	
2009	S.1	507,18	142,82	
	S.8	385,06	129,21	
	S.9	303,03	128,22	
2019	S.2DH	476,66	159,12	
	S.03	549,37	166,99	
	S.04PZ	394,10	148,62	
	S.05	290,97	136,23	
	S.06DH	507,35	161,64	
	S.07PZ	465,08	155,97	
	S.08PZ	397,80	148,09	
<b>Valori medi</b>		<b>382,94</b>	<b>139,12</b>	

Dalle prove pressiometriche (cfr. paragrafo 6.1) si ricavano i valori della Tabella 7.21.

Tabella 7.21 – Alluvioni – Moduli elastici da prove pressiometriche

DEPOSITI ALLUVIONALI				
Sondaggio	Profondità di prova	Modulo Pressiometrico	Modulo Edometrico	Modulo Elastico
N°	m	Em (MPa)	Ed (MPa)	E' (MPa)
SP.14	60,00	127,9	387,6	323,0
	63,00	163,2	494,5	412,1
	66,00	221,3	670,6	558,8
<b>Media valori</b>		<b>170,8</b>	<b>517,58</b>	<b>431,31</b>

La scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

b) Conoidi (UG2-1)

Dai valori normalizzati N1(60) si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young)  $E$  ed edometrico  $Ed$ , riportati nella seguente Tabella 7.22.

Tabella 7.22 – Conoidi – Moduli elastici da N1(60)

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.11	197,98	126,16
SP.13	299,68	126,17
SP.15	327,68	123,83
S.16	273,33	127,86
S.2	533,67	153,04
S.10	367,73	159,27
S.01	320,43	128,93
S.06DH	385,61	133,70
S.11DH	295,05	145,32
<b>Valori medi</b>	<b>333,46</b>	<b>136,03</b>

Dalle prove pressiometriche (cfr. paragrafo 6.1) si ricavano i valori della Tabella 7.23.

Tabella 7.23 – Conoidi – Moduli elastici da prove pressiometriche

CONOIDI				
Sondaggio N°	Profondità di prova m	Modulo Pressiometrico Em (MPa)	Modulo Edometrico Ed (MPa)	Modulo Elastico E' (MPa)
SP.13	8,50	176,9	536,1	446,7
	11,50	105,6	320,0	266,7
	14,50	275,6	835,2	696,0
SP.15	27,00	82,9	251,2	209,3
	30,00	108,6	329,1	274,2
	33,00	106,9	323,9	269,9
S.2	5,50	78,8	238,8	199,0
<b>Media valori</b>		<b>133,6</b>	<b>404,9</b>	<b>337,4</b>

La scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

c) Morene (UG2-2)

Dai valori normalizzati N1(60) si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young) *E* ed edometrico *Ed*, riportati nella seguente Tabella 7.24.

Tabella 7.24 – Morene – Moduli elastici da N1(60)

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.12	297,58	121,34
S.4	146,33	119,08
S.5	205,74	125,71
S.6	207,94	125,37
S.11DH	388,30	121,16
<b>Valori medi</b>	<b>249,18</b>	<b>122,53</b>

Anche in questo caso la scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

## 8. ANALISI DEL TRACCIATO

Vengono descritte le caratteristiche litotecniche del tracciato della strada in progetto, distinguendo le singole tratte in relazione alle peculiarità geologiche e geotecniche dei terreni attraversati.

### 8.1. DA INIZIO LOTTO ÷ PROGR. 0+420

Questo tratto iniziale del tracciato in progetto si sviluppa in destra orografica del fiume Adda; l'opera sarà realizzata in trincea e si prevede un sottopasso per attraversare la linea ferroviaria esistente; nel punto più basso gli scavi si approfondiranno sino a circa 10 m da p.c..

In asse al tracciato affiorano i depositi di conoide e le alluvioni stabilizzate del fiume Adda, rappresentate essenzialmente da depositi ghiaioso sabbiosi in matrice sabbiosa – sabbioso limosa con trovanti di dimensioni anche metriche (UG1).

I dati piezometrici disponibili indicano la presenza della falda a circa 5 m da p.c. ed in particolare si prevede che lo scavo possa intercettare la falda del fondovalle del fiume Adda tra le Progr. 0+235 e 0+351 circa.

### 8.2. PROGR. 0+420 ÷ PROGR. 0+880 (VIADOTTO SULL'ADDA)

La realizzazione del Viadotto sull'Adda consente al nuovo tracciato di passare in sinistra idraulica del fiume, da dove poi si svilupperà la restante parte del tracciato. Secondo quanto previsto in progetto sarà realizzata una prima rampa in rilevato che immetterà al viadotto vero e proprio che con un altro tratto in rilevato si innesterà sulla piana alluvionale. Per la realizzazione del viadotto si prevede di realizzare due pile e due spalle.

La realizzazione dell'opera interessa i depositi alluvionali recenti e stabilizzati del fiume (UG1)

La falda sarà incontrata in una posizione che sarà sempre più superficiale verso la sede dell'alveo e sarà quindi interferente con le opere di fondazione del Viadotto.

### 8.3. PROGR. 0+880 ÷ PROGR. 4+325

In questo settore si prevede di realizzare un lungo tratto in rilevato che condurrà all'imbocco ovest della galleria artificiale. L'opera presenta altezze variabili, modeste nella prima parte, sino alla Progr. 2+340 circa, e decisamente più considerevoli nella seconda, verso la galleria artificiale, dove le altezza si attestano mediamente sui 10 m con punte di oltre 15.

In planimetria il tracciato segue la zona arginale del fiume Adda sino alla Progr. 2+060 per poi spostarsi progressi-vamente verso il versante.

In asse al tracciato affiorano prevalentemente le alluvioni stabilizzate (UG1) del fiume Adda, mentre dalla Progr. 2+750 alla Progr. 3+370 e dalla Progr. 3+580 alla Progr. 3+700 il tracciato interferisce rispettivamente con i depositi di conoide (UG2-1) della valle di Ganda e con i depositi di una frana inattiva o quiescente.

Tra le Progr. 2+680 e 2+760, sul versante in destra del tracciato, si osservano in affioramento i termini del basamento cristallino (Micascisti e Gneiss del monte Tonale) dell'unità UG4.

La falda si rinviene a circa 12 m dal p.c. e quindi non è interferente.

Punti di maggiore criticità nella tratta sono costituiti da:

- ✓ due dissesti di limitata entità posti alle Progr. 2+330 e 3+600 segnalate anche dal PAI; il primo, attivo, interferisce con un tratto di viabilità secondaria mentre il secondo, inattivo o quiescente, interessa più direttamente il tracciato. In entrambi i casi l'interferenza è limitata alle parti terminali delle zone di accumulo.
- ✓ due attraversamenti di settori di conoide, tra la Progr. 1+950 e 2+000 e tra le Progr. 3+160 e 3+260 circa, che nella cartografia PAI sono indicati come attivi parzialmente protetti; come precedentemente descritto i vari conoidi di deiezione che interferiscono con il tracciato in più punti sono generalmente stabilizzati e solo in questi due settori è riscontrabile una indicazione di attività.

#### **8.4. PROGR. 4+375 ÷ PROGR. 4+880 (GALLERIA ARTIFICIALE)**

Per la realizzazione della galleria artificiale si dovranno effettuare degli scavi che si aggirano mediamente sui 10 m di altezza.

In asse al tracciato affiorano solo terreni clastici ascrivibili prevalentemente a depositi morenici (UG2-2) e, solo per un piccolo tratto sull'imbocco occidentale, a depositi di conoide (UG2-1).

In questo tratto è stata ipotizzata la presenza di una falda a carattere stagionale che nei periodi umidi ed in occasione di eventi pluviometrici prolungati potrebbe interferire con le operazioni di scavo; in particolare, l'interferenza è stata ipotizzata tra le Progr. 4+350 e 4+700 di progetto, anche se non si può escludere che l'escursione della falda, e quindi della zona di interferenza, sia maggiore.

#### **8.5. PROGR. 4+880 ÷ PROGR. 5+140**

In questo tratto si prevede di realizzare una piccola trincea; l'entità massima degli sbancamenti si aggira sui 6-7 metri e coinvolge esclusivamente i depositi morenici (UG2-2).

Non è prevista l'interferenza degli scavi con la falda.

#### **8.6. PROGR. 5+140 ÷ PROGR. 6+105 (GALLERIA NATURALE IL DOSSO)**

##### **8.6.1 Imbocco W**

Per la realizzazione dell'imbocco ovest si prevede di effettuare un attacco di tipo indiretto con una paratia; tale opera e lo scavo della galleria interesseranno i depositi morenici, costituiti da

ghiaie sabbiose a spigoli vivi e con locali trovanti anche metrici (UG2-2), dalla Progr. 5+140 alla Progr. 5+310.

### 8.6.2 Progr. 5+310 ÷ Progr. 6+035

In questa tratta lo scavo interessa i terreni costituiti dai litotipi del basamento cristallino UG4 e, con qualche zona molto fratturate per le presenza di faglie, come da seguente Tabella 8.1.

Tabella 8.1 – Galleria Il Dosso – Unità litologiche e Classi di scavo

Progressive	Classe	Unità litologiche	Denominazione	GSI	$\sigma_c$ (MPa)	H (m)	$\varphi$	C (MPa)	E (MPa)
5+105-5+275		UG2-2	Morena	-	-	25			
5+275-5+420	IV	UG4	Gneiss	46	43	30	62.05	0.337	5390
5+420-5+480	III	UG4	Gneiss	62	80	30	67.38	0.894	23743
5+480-5+510	V	UG3	Gneiss (Faglia)	38	30	30	58.05	0.240	2192
5+510-5+520	IV	UG4	Gneiss	46	70	30	64.60	0.432	8775
5+520-6+011	III	UG4	Gneiss	62	110	85	64.35	1.501	32647
6+011-6+040	IV	UG4	Gneiss	46	52	30	63.08	0.370	6518
6+040-6+118		UG2-2	Morena	-	-	25			

Da un punto di vista idrogeologico sono previste condizioni di scavo prevalentemente secco-umide e localmente bagnate; mentre in corrispondenza della zona di faglia si potranno avere degli stillicidi (Bieniawski, 1989).

### 8.6.3 Imbocco Est

Per la realizzazione dell'imbocco est si prevede di effettuare un attacco di tipo indiretto con una paratia; tale opera e lo scavo della galleria interesseranno i depositi morenici (UG2-2), costituiti da ghiaie sabbiose a spigoli vivi e con locali trovanti anche metrici.

### 8.7. PROGR. 6+105 ÷ FINE LOTTO

Dall'uscita della galleria il tracciato si sviluppa in rilevato sino a fine lotto, dove si raccorda con la SS38 esistente.

In asse al tracciato si hanno, sino a fine lotto, depositi clastici costituiti da :

- da depositi morenici (UG2-2) dall'imbocco est sino alla Progr. 6+120;
- da depositi di conoide (UG2-1) dalla Progr. 6+120 a fine lotto.



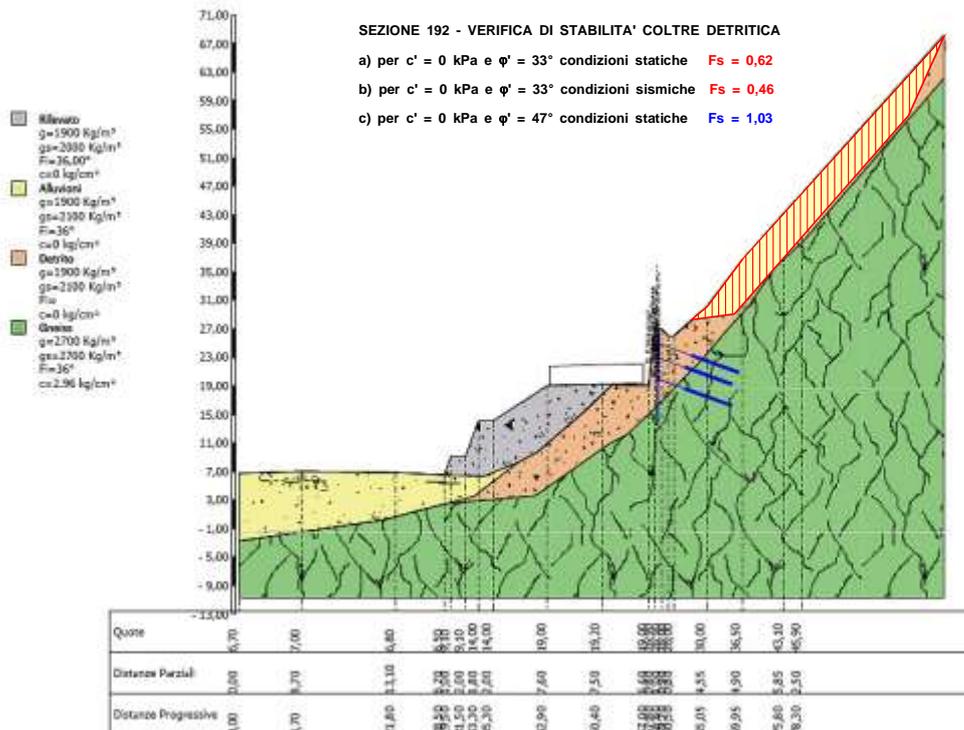
Gli elevati spessori del litotipo designato come “coltre detritica” inducono a formulare alcune valutazioni, giacchè affidando ad esso i parametri geotecnici che normalmente caratterizzano le coperture detritiche incoerenti, si otterrebbero, con le pendenze dei versanti in studio, ovunque condizioni di elevata instabilità.

Si pone che la coltre detritica incoerente sia caratterizzata dai seguenti parametri, ritenuti giustamente cautelativi,

- peso umido di volume  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno  $\phi' = 33^\circ$
- coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$

Le verifiche delle condizioni di equilibrio, per una superficie di scivolamento parallela al contatto detrito-substrato, conducono ai seguenti risultati (cfr. Figura 9.2):

Figura 9.2 – Verifiche di stabilità coltre detritica



Verifica N° 1

- angolo di attrito interno  $\varphi' = 33^\circ$
  - coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$
- si ottiene  $F_s = 0,46$  (condizioni sismiche)

Verifica N° 2

- angolo di attrito interno  $\varphi' = 38^\circ$
  - coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$
- si ottiene  $F_s = 0,62$  (condizioni statiche)

Verifica N° 3 (Back Analysis)

- angolo di attrito interno  $\varphi' = 47^\circ$
  - coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$
- si ottiene  $F_s = 1,03$  (condizioni statiche)

Poiché è del tutto inammissibile che una coltre detritica possa avere un angolo di attrito pari a  $\varphi' = 47^\circ$ , è necessario rivalutare il modello litologico in questione, muovendo dall'osservazione che le aree a monte del tracciato stradale sono attualmente tutte sedi di boschi di castagni, il cui apparato radicale contribuisce in qualche modo a stabilizzare gli strati più superficiali del terreno.

In tale senso è stato condotto uno studio di dettaglio, di seguito esposto.

Tutte le verifiche sono state effettuate con il metodo di **BISHOP (1955)**, nel quale non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi; le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\Sigma F_V = 0, \Sigma M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di *Bishop ordinario*, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

$F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

$K_o$ : Coefficiente sismico orizzontale

$K_v$ : Coefficiente sismico verticale.

Tali coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  vengono calcolati come segue:

$$K_o = \beta_s \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

## 9.1. CONTRIBUTO DELLA VEGETAZIONE ALLA STABILITÀ DELLE COLTRI SUPERFICIALI

La presenza della vegetazione influenza notevolmente la stabilità delle coltri superficiali dei versanti; tale fenomeno si esplica mediante processi meccanici, tra cui i più determinanti sono:

- effetto contrafforte
- rinforzo radicale del terreno

L'*effetto contrafforte* si ha laddove gli alberi, se tenacemente ancorati al terreno, possono assimilarsi a dei pali (GRAY & LEISER, 1982, BISCHETTI, 2003) in grado di sostenere la porzione di terreno ad essi sovrastante. Difatti se un albero presenta, al di sotto del colletto, un cilindro

verticale formato da una o più radici, la forza che agisce al contatto tra suolo ed apparato radicale può essere calcolata con la relazione di WANG & YEN (1974)

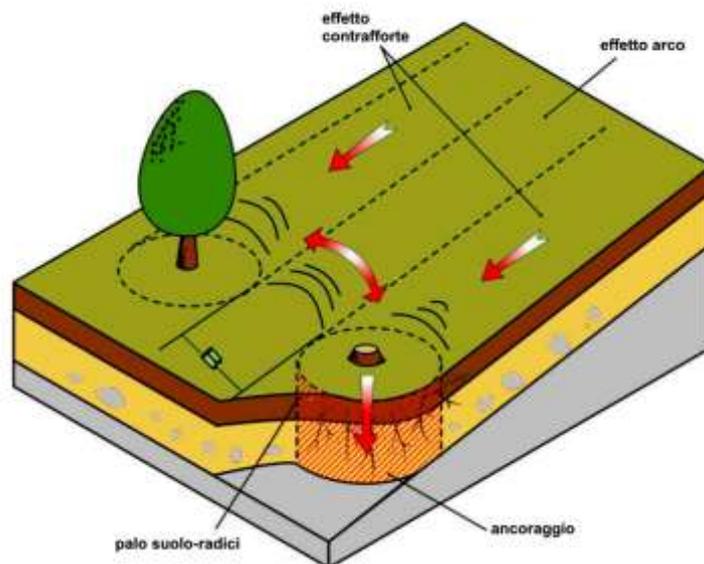
$$P = \frac{K_0}{2} D_r \cdot \gamma z^2 + (K_0 \gamma z - p B z)$$

in cui:

- $K_0$  coefficiente di pressione laterale del suolo
- $D_r$  diametro del cilindro formato da suolo-radici
- $\gamma$  peso di volume del suolo
- $p$  pressione media laterale del suolo
- $z$  profondità del piano di scivolamento
- $B$  distanza tra i "pali" di suolo-radici

Se gli alberi risultano sufficientemente vicini anche la parte compresa tra due alberi risente dell'effetto stabilizzante per l'effetto arco (cfr. Figura 9.3).

Figura 9.3 – Effetto contrafforte ed effetto arco (BISCHETTI et Al., 2010)



Il *rinforzo radicale del terreno* dipende, oltre che dal tipo di apparato radicale, dalle caratteristiche del terreno e del substrato roccioso. Secondo TSUKAMOTO E KUSAKABE (1984), il massimo contributo meccanico si ha in presenza di un potente strato d'alterazione che può essere facilmente penetrato dalle radici; un discreto rinforzo si manifesta dove la roccia è fratturata e ben disposta all'accoglimento degli elementi radicali, mentre livelli inferiori di rinforzo si hanno se

la roccia è compatta o se il suolo, pur essendo intensamente radicato, è molto profondo al punto tale che l'apparato radicale è troppo distante dal sottostante piano di scivolamento per poter efficacemente contribuire alla stabilità del versante.

Mentre il terreno è resistente alla compressione, le radici resistono alla tensione ma non alla compressione. Il complesso radici-suolo rappresenta un mezzo che è più resistente dei singoli elementi che lo costituiscono. In un materiale di questo tipo le radici si fanno carico di parte degli sforzi di taglio (*shear stresses*) presenti nel suolo e, quindi, consentono una benefica ridistribuzione degli sforzi, prevenendo in questo modo l'insorgere di rotture di tipo progressivo (DOCKER 2003).

Il rinforzo dell'apparato radicale è schematizzabile come una resistenza ulteriore, rappresentabile da una *coesione anisotropa*. SCHLOSSER & LONG (1973) propongono la seguente espressione per la coesione:

$$C' = \frac{T\sqrt{K_p}}{2h}$$

in cui:

- C' coesione
- T resistenza a trazione
- K<sub>p</sub> coefficiente di spinta passiva
- H interdistanza tra gli elementi verticali

Il rinforzo radicale dei terreni dipende dalla resistenza delle radici, dalla loro densità e dalla distribuzione all'interno del suolo (WU, 1976; WALDRON, 1977; ZIEMER, 1981).

Un sistema semplice e molto adottato per la quantificazione del rinforzo radicale è quello del modello di WU (1976) E WALDRON (1977), d'ora in poi definito dalla sigla W&W, che consente di stimare la *coesione radicale*. Lo schema W&W, per la sua semplicità, rimane un punto di riferimento per la stima della coesione radicale; esso può essere facilmente incorporato in modello per la verifica della stabilità dei versanti, come termine aggiuntivo, nell'equazione della resistenza dei terreni di Mohr-Coulomb:

$$S_{Sr} = c + \sigma \tan \varphi + S_r$$

in cui:

- S<sub>Sr</sub> resistenza totale del terreno
- c coesione del terreno
- σ tensione normale efficace
- S<sub>r</sub> rinforzo radicale (termine che rappresenta la *coesione radicale*)

Un altro metodo più recente per la stima della coesione radicale è quello proposto da molti Autori (POLLEN E SIMON, 2005; SIMON ET AL., 2006; POLLEN, 2007; BISCHETTI ET AL., 2009; HALES ET AL., 2009; POLLEN-BANKHEAD E SIMON, 2009, SPELTA ET AL., 2009; MICKOVSKI ET AL., 2010; LOADES ET AL., 2010; SCHWARZ ET AL., 2010A; SCHWARZ ET AL., 2010B; THOMAS E POLLEN, 2010) che hanno utilizzato dei modelli riconducibili al formalismo matematico dei *FIBER BUNDLE MODEL* (*modelli a fascio di fibre*).

Lo schema originario dei FIBER BUNDLE MODEL (di seguito indicato con FBM) è stato delineato da DANIELS (1945) e successivamente questi modelli sono stati utilizzati per lo studio del comportamento di molti materiali compositi (HEMMER ET AL., 2007; KUN ET AL., 2007; RAISCHEL ET AL., 2008).

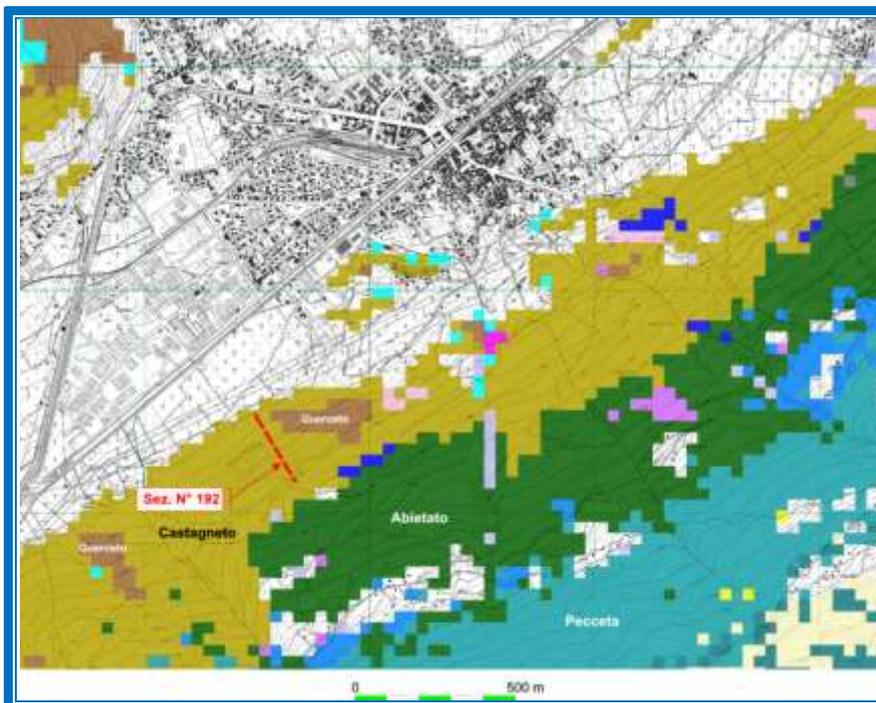
Nella sua espressione più semplice il formalismo dei FBM considera la presenza di un fascio di fibre parallele, caratterizzate da una propria resistenza. Quando al fascio viene applicato un carico esso viene suddiviso tra le fibre e, se la quota spettante ad un dato elemento eccede la sua resistenza, allora esso si rompe. A questo punto il carico viene ridistribuito tra le restanti fibre, che possono anch'esse incorrere in una rottura determinato in questo modo la prosecuzione del fenomeno di collasso. Il processo si arresta o con la distruzione completa del materiale o con il raggiungimento di una condizione di equilibrio. In quest'ultimo caso le fibre rimanenti riescono a sostenere il carico applicato (BISCHETTI ET AL., 2009).

Esiste una vastissima casistica di studi condotti su molteplici aree boscate con varie tipi di forestazione; nel caso in esame nell'area del versante in studio si ha un castagneto, come risulta dalla "*Carta dei Tipi Forestali*" dell'Ente Regionale per i Servizi all'Agricoltura e alle Foreste - Dipartimento ai Servizi del Territorio Rurale e delle Foreste - Struttura Suoli, Pianificazione e Sviluppo Sostenibile - Regione Lombardia (cfr Figura 9.4).

Per analizzare l'architettura, la distribuzione e la densità delle radici [Root Area Ratio (RAR)] sono stati fatti numerosissimi studi, tra cui, tuttavia, molti interessano le radici più sottili (< 1–2 mm) e gli strati più superficiali del suolo (BISCHETTI ET AL. 2005), che hanno un ruolo marginale nelle prevenzione delle frane superficiali.

Con riferimento al modello W&W il rinforzo radicale dipende dalla distribuzione spaziale delle radici ed in particolare dalla profondità e dalla massima distanza dal tronco che esse riescono a raggiungere. La loro distribuzione spaziale dipende tuttavia da numerosi fattori, quali ad esempio la specie, le caratteristiche dell'ambiente e dei popolamenti quali densità, età, stato fitosanitario, ecc. (Bischetti et al. 2005); la densità di radici può essere espressa in termini di RAR (*Root Area Ratio – rapporto tra l'area delle radici all'interno di una porzione di suolo e la superficie di quest'ultima*). Essa si presta ad essere messa in relazione alla profondità o alla distanza dagli alberi.

Figura 9.4 – Ubicazione dell'are in studio e tipi di forestazione



Per tale metodo W&W si dispone di numerosi dati della coesione radicale per le varie specie di alberi, in svariate zone; per le problematiche che riguardano il caso in studio vengono raccolti, nella Tabella 9.1, i dati disponibili con il metodo W&W, per i castagneti, tratti da un lavoro condotto da THOMAS EPIS (2010) nell'ambito della Scuola di Dottorato di Ricerca in Innovazione Tecnologica per le Scienze Agro-Alimentari ed Ambientali - XXIII Ciclo – Università degli Studi di Milano - Facoltà di Agraria.

Tabella 9.1 – Valori di Coesione radicale – Metodo W&W

Castagno					
Metodo W&W					
Numero profili	5	5	5	5	Valori medi Cr (kPa)
Profondità (cm)	Coesione radicale Cr (kPa)				
0-10	7,76	16,65	<b>22,84</b>	17,74	16,25
10-20	5,02	21,78	<b>10,62</b>	8,89	11,58
20-30	7,00	22,28	<b>14,49</b>	2,95	11,68
30-40	7,24	11,72	<b>9,59</b>	8,32	9,22
40-50	4,88	15,95	<b>14,82</b>	11,60	11,81
50-60	4,77	18,71	<b>14,73</b>	83,62	30,46
60-70	1,86	20,73	<b>13,09</b>	9,79	11,37
70-80	2,43	27,12	<b>16,14</b>	4,80	12,62
80-90	4,39		<b>7,78</b>	7,00	6,39
90-100	1,07		<b>5,55</b>	7,68	4,77
100-110	1,34		<b>10,83</b>	2,56	4,91

Sempre dallo stesso lavoro si ricavano i dati sintetizzati nella Tabella 9.2, elaborati secondo il metodo FBM (FIBER BUNDLE MODEL).

Tabella 9.2 – Valori di Coesione radicale – Metodo FBM

Castagno					
Metodo FBM					
Numero profili	5	5	5	5	Valori medi Cr (kPa)
Profondità (cm)	Coesione radicale Cr (kPa)				
0-10	4,19	7,34	<b>9,62</b>	9,32	7,62
10-20	3,28	10,69	<b>6,21</b>	5,33	6,38
20-30	4,40	9,69	<b>7,17</b>	1,80	5,77
30-40	4,26	6,38	<b>5,63</b>	5,44	5,43
40-50	2,95	7,71	<b>7,38</b>	6,85	6,22
50-60	3,28	8,72	<b>8,04</b>	3,96	6,00
60-70	1,45	10,88	<b>6,23</b>	4,69	5,81
70-80	1,91	14,41	<b>7,30</b>	3,01	6,66
80-90	2,68		<b>4,60</b>	4,05	3,78
90-100	0,89		<b>3,22</b>	2,50	2,20
100-110	0,90		<b>5,28</b>	1,81	2,66

Dall'esame dei dati riportati nelle Tabelle 9.1 e 9.2 si possono trarre le seguenti considerazioni:

- con il metodo W&W i valori sono sensibilmente più alti; per profondità sino a m -1,0 dal p.c. si hanno valori decrescenti della coesione radicale Cr, da un massimo di circa 18 kPa ad un minimo di circa 5 kPa;
- con il metodo FBM i valori sono sensibilmente più bassi; per profondità sino a m -1,0 dal p.c. si hanno valori della coesione radicale Cr, che oscillano intorno a 5 – 6 kPa.

Da quanto sopra risulta lecito assumere, per il complesso detrito-radici di spessore non superiore a circa m 1,0, una coesione radicale pari a

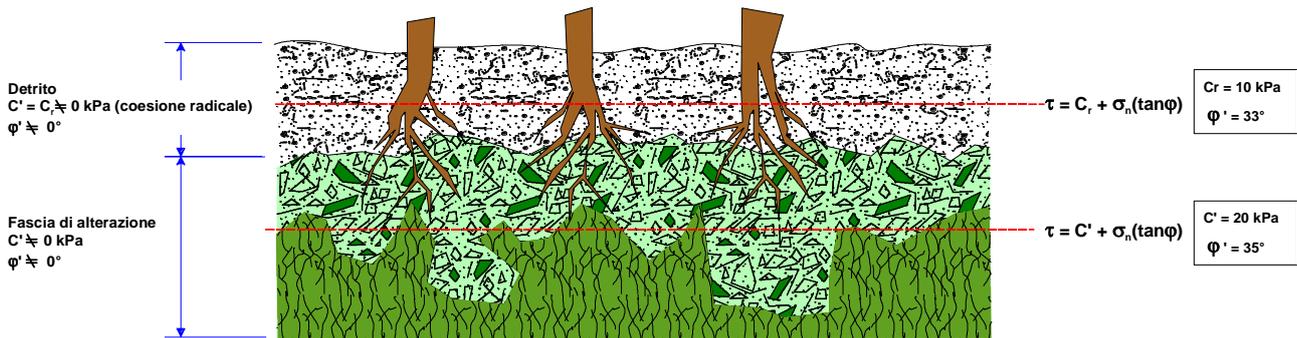
$$\text{coesione radicale } C_r = 10 \text{ kPa}$$

## 9.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLA "COLTRE DETRITICA COLLUVIALE"

E' stato già accennato che tale livello litologico non possa essere caratterizzato da una resistenza al taglio data da un alto valore dell'angolo di attrito; inoltre tale livello, di spessore variabile tra 5 e 7,5 m deve essere necessariamente scomponibile in due sottolivelli, che si designano come segue (cfr. Figura 9.5):

- livello superiore, di spessore max 1 m, dato dal complesso detrito-radici, di spessore assunto di circa m 1, con le caratteristiche descritte al paragrafo precedente, con una coesione  $C_r \neq 0$  kPa ed un angolo di attrito  $\varphi' \neq 0^\circ$ ;
- livello inferiore, di spessore variabile (max 5 ÷ 6 m) dato dalla fascia di alterazione e decomposizione della roccia integra sottostante, con una coesione  $C' \neq 0$  kPa ed un angolo di attrito  $\varphi' \neq 0^\circ$ ;

Figura 9.5 – Coltre detritico colluviale



Una superficie di rottura che si mobilita nell'ambito del complesso detrito-radici, avrà una resistenza al taglio data dall'angolo di attrito  $\varphi' = 33^\circ$  ed una coesione radicale  $c_r = 10$  kPa.

Una superficie di rottura che si mobilita nell'ambito della fascia di alterazione incontrerà porzioni totalmente incoerenti e parti di roccia alterata; nel complesso si può assumere che tale fascia di alterazione sia caratterizzata da una resistenza al taglio data dall'angolo di attrito  $\varphi' = 35^\circ$  ed una coesione  $c' = 20$  kPa.

Pertanto, in sintesi, i *parametri caratteristici* dei suddetti due livelli che andranno adottati nelle verifiche geotecniche sono:

a) Detrito

- peso umido di volume  $18 \div 20$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\varphi' = 33^\circ$
- coesione radicale  $c_r = 10$  kPa

a) Fascia di alterazione

- peso umido di volume  $23 \div 24$  kN/m<sup>3</sup>
- angolo di attrito interno  $\varphi' = 35^\circ$
- coesione radicale  $c' = 20$  kPa

**9.3. PARAMETRI SISMICI SECONDO NTC 2018**

Per la determinazione dei parametri sismici da adottare nelle verifiche geotecniche secondo la vigente normativa (NTC 2018) è necessario valutare la *risposta sismica locale* (RSL)<sup>2</sup>, che viene effettuata secondo quanto suggerito nell'NTC 2018, in cui, in assenza di specifiche analisi, si

<sup>2</sup> *Risposta Sismica Locale: azione sismica rilevabile in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido*

può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche del sito.

Le azioni sismiche, di cui tener conto in progetto e nelle verifiche geotecniche, vengono definite muovendo dalla *pericolosità sismica di base* del sito in esame, che può essere valutata dalla *probabilità che nel periodo di riferimento ( $V_R$  in anni) si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato*; tale *probabilità* viene designata come “*Probabilità di eccedenza o superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$* ”.

La pericolosità sismica, nel caso in esame, viene definita da:

- ⇒ accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria di suolo “**B**” – cfr. Tabella 9.3) con superficie topografica inclinata (categoria topografica **T2** – cfr. Tabella 9.4);
- ⇒ ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  **$S_e(T)$** , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  **$P_{VR}$**  nel periodo di riferimento  **$V_R$** .

Le norme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  **$P_{VR}$** , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ⇒  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito
- ⇒  $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- ⇒  $T^*C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le verifiche vengono effettuate con il metodo degli *stati limiti*, che vengono individuati con riferimento alle prestazioni delle costruzioni nel loro complesso, includendo tutti gli elementi sia strutturali che non strutturali (cfr. Tabella 9.5).

Le verifiche vengono effettuate con il metodo degli *stati limiti*, che vengono individuati con riferimento alle prestazioni delle costruzioni nel loro complesso, includendo tutti gli elementi sia strutturali che non strutturali.

Gli **Stati Limite Di Esercizio (SLE)** comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed

orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati Limite Ultimi (SLU)** comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Tabella 9.3 – *Categorie del sottosuolo*

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

Tabella 9.4 – *Caratteristiche superficie topografica*

<b>Categorie Caratteristiche della superficie topografica</b>
<b>T1</b> Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <b><math>i \leq 15^\circ</math></b>
<b>T2</b> Pendii con inclinazione media <b><math>i &gt; 15^\circ</math></b>
<b>T3</b> Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <b><math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></b>
<b>T4</b> Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <b><math>i &gt; 30^\circ</math></b>

Tabella 9.5 – Stati limiti

Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nel caso di verifiche geotecniche si adotta lo stato SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita), con probabilità di superamento del periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni del 10%.

Adoperando il programma “*Spettri NTC versione 1.0.3.*” si ottengono tutte le informazioni necessarie a definire i parametri sismici relativi al caso in esame.

Per una acquisizione automatica dei parametri sismici necessari ai calcoli si è fatto uso del programma on-line della GEOSTRU, nel quale per ogni sito di interesse, corrispondente all’opera per la quale effettuare le verifiche geotecniche, sono stati inseriti i seguenti dati (le coordinate geografiche vengono desunte in valori decimali da Google Earth):

- ⇒ Latitudine del sito
- ⇒ Longitudine del sito
- ⇒ Classe del terreno
- ⇒ Categoria topografica
- ⇒ Vita nominale  $V_n$
- ⇒ Classe d’uso  $C_u$

I valori di riferimento di ciascun sito vengono calcolati sulla base della maglia di riferimento, fornita dal Ministero delle Infrastrutture, come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto stesso.

Nel caso in esame in Figura 9.6 si riporta l’output dell’immagine relativa al sito in esame.

Dal suddetto sito è possibile salvare un file con tutte le informazioni sismiche necessarie alle verifiche da effettuare; per il sito di cui alla precedente Figura 9.6 si ricavano i seguenti dati, che possono essere direttamente importati in molti programmi di calcolo.

*Parametri sismici*

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

*Sito in esame.*

latitudine: 46,201124  
 longitudine: 10,159025  
 Classe: 3  
 Vita nominale: 100

*Siti di riferimento*

Sito 1 ID: 9166 Lat: 46,1879 Lon: 10,1019 Distanza: 4634,110  
 Sito 2 ID: 9167 Lat: 46,1899 Lon: 10,1739 Distanza: 1695,814  
 Sito 3 ID: 8945 Lat: 46,2398 Lon: 10,1711 Distanza: 4402,865  
 Sito 4 ID: 8944 Lat: 46,2379 Lon: 10,0990 Distanza: 6166,002

*Parametri sismici*

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T2  
 Periodo di riferimento: 150anni  
 Coefficiente cu: 1,5

*Operatività (SLO):*

Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 90 [anni]  
 ag: 0,043 g  
 Fo: 2,550  
 Tc\*: 0,228 [s]

*Danno (SLD):*

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 151 [anni]  
 ag: 0,053 g  
 Fo: 2,547  
 Tc\*: 0,243 [s]

*Salvaguardia della vita (SLV):*

Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 1424 [anni]  
 ag: 0,116 g  
 Fo: 2,599  
 Tc\*: 0,286 [s]

*Prevenzione dal collasso (SLC):*

<i>Probabilità di superamento:</i>	5	%
<i>Tr:</i>	2475	[anni]
<i>ag:</i>	0,137	g
<i>Fo:</i>	2,625	
<i>Tc*:</i>	0,292	[s]

*Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii*

*SLO:*

<i>Ss:</i>	1,200
<i>Cc:</i>	1,480
<i>St:</i>	1,200
<i>Kh:</i>	0,012
<i>Kv:</i>	0,006
<i>Amax:</i>	0,607
<i>Beta:</i>	0,200

*SLD:*

<i>Ss:</i>	1,200
<i>Cc:</i>	1,460
<i>St:</i>	1,200
<i>Kh:</i>	0,015
<i>Kv:</i>	0,008
<i>Amax:</i>	0,751
<i>Beta:</i>	0,200

*SLV:*

<i>Ss:</i>	1,200
<i>Cc:</i>	1,410
<i>St:</i>	1,200
<i>Kh:</i>	0,040
<i>Kv:</i>	0,020
<i>Amax:</i>	1,637
<i>Beta:</i>	0,240

*SLC:*

<i>Ss:</i>	1,200
<i>Cc:</i>	1,410
<i>St:</i>	1,200
<i>Kh:</i>	0,047
<i>Kv:</i>	0,024
<i>Amax:</i>	1,939
<i>Beta:</i>	0,240

*Le coordinate espresse in questo file sono in ED50*

*Coordinate WGS84*

<i>latitudine:</i>	46.200218
<i>longitudine:</i>	10.157974

Figura 9.6 – Vertici della maglia sismica di riferimento



Per la classe del terreno, come già esposto nel paragrafo 3, si fa riferimento alle apposite indagini effettuate, i cui risultati sono condensabili nel seguente range, che individuano una categoria di terreno tipo “B”:

$$V_{s,eq} = 408 \div 765 \text{ m/sec}$$

#### 9.4. VERIFICHE DI STABILITÀ - TERRE RINFORZATE (PROGR. 3+785,00 ÷ 4+235,00)

##### 9.4.1. Tipologia dell'opera

La realizzazione delle terre rinforzate, a sostegno del rilevato stradale, è prevista nel tratto compreso tra le Progr. 3+785,00 ÷ 4+235,00, cui corrispondono all'incirca le Sezioni 190 ÷ 211.

Poiché in questo tratto la strada si sviluppa a mezzacosta, a ridosso di un pendio molto acclive, risulta necessario prevedere la realizzazione di terre rinforzate per le quali, nel caso particolare, si ricorre al Terramesh System, che è stato da decenni ampiamente impiegato e collaudato.

Il Terramesh System è un sistema modulare utilizzato per le applicazioni in terra rinforzata come stabilizzatore meccanico di muri e pendii; esso è fabbricato in rete metallica a doppia torsione, a maglia esagonale protetto in lega eutettica di zinco-alluminio con ulteriore rivestimento in PVC (cfr. Figura 9.7). La parte a vista dell'elemento è formata dalla connessione del pannello di rete e dei 2 diaframmi, posti ad interasse di 1m, con l'unità principale. Questo crea delle celle

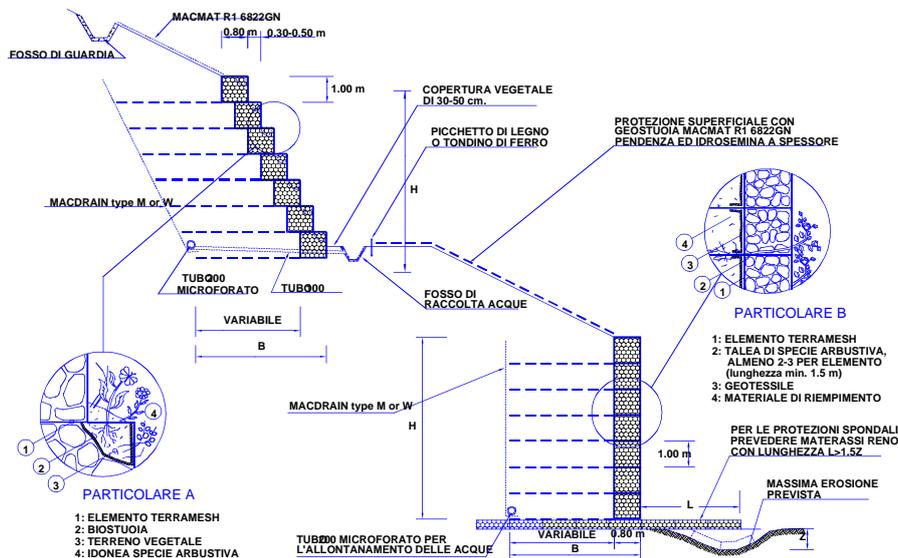
utilizzate per il confinamento delle pietre di riempimento. Gli elementi sono forniti già a misura senza richiedere ulteriori tagli in cantiere.

Il filo deve avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione:** i fili utilizzati per la produzione dovranno avere una resistenza a trazione di 380-550 N/mm<sup>2</sup> superando, per aumentare la resistenza del prodotto finito, quanto previsto dalla UNI-EN 10223-3 relative al filo in acciaio dolce. Le tolleranze sul filo trovano riscontro nelle disposizioni della UNI-EN 10218.
- Allungamento:** L'allungamento non deve essere inferiore al 10% conformemente alle UNI-EN 10223-3. I test devono essere effettuati su di un campione lungo almeno 25 cm. 3. Rivestimento Galmac: le quantità minime di Galmac soddisfano le disposizioni della UNI-EN 10244-2 (Classe A).
- Aderenza del Galmac:** l'aderenza del rivestimento Galmac dovrà essere tale che, quando il filo è attorcigliato sei volte attorno ad un mandrino avente il diametro di 4 volte maggiore, non si crepi o non si sfaldi sfregandolo con le dita, in accordo a UNI EN 10244.
- Resistenza alla prova di invecchiamento** accelerato in ambiente a condensazione generale di umidità, contenente anidride solforosa (28 cicli) secondo UNI EN ISO 6988 (senza mostrare segni di ruggine rossa).

Figura 9.7. – Terramesh System

SEZIONI TIPO TERRAMESH SYSTEM



Nel caso in esame si adotta il seguente schema, visualizzato nella Figura 9.8:



- a) realizzazione di una platea di fondazione poggiante su micropali (“BASE”)
- b) realizzazione dei tiranti da 60 ton, inclinati di 15 gradi
- c) realizzazione del blocco di Terramesh B1, della lunghezza pari a m 8; tutti i blocchi hanno altezza standard pari a m 1,0;
- d) realizzazione del blocco B2, della lunghezza pari a m 6,0
- e) realizzazione successiva C1 ÷ C4, D1 ÷ D5 e E1 ÷ E5, tutti della lunghezza di m 6,0
- f) esecuzione dei drenaggi in PVC micro fessurato, avvolti in calza di geotessuto, in corrispondenza dei blocchi C1, D1 ed E1, inclinati verso valle di 5°;
- g) posa in opera di teli di geogriglia con resistenza a trazione non inferiore a 106 kN/m tra i blocchi B2/C1, C4/D1, D5/E1 e al di sopra del blocco E5;
- h) Contemporaneamente alla costruzione dei blocchi si realizzerà il rilevato stradale, dopo aver asportato la copertura detritica nel tratto interessato.

#### 9.4.2. Verifiche di stabilità dei tratti con Terramesh

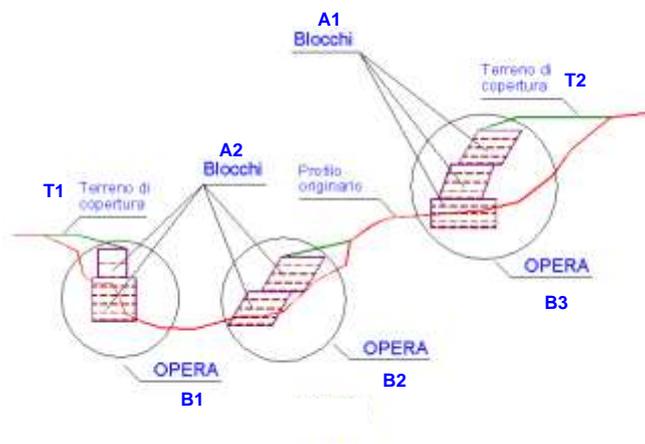
Per le verifiche di stabilità dei tratti con Terramesch è stato impiegato il programma dedicato MacStar W4 (cfr. Appendice “A”):

Il Programma Mac Stars W 4 consente la verifica della stabilità di opere in terra rinforzata, cioè di strutture atte al contenimento o alla stabilizzazione di scarpate, mediante la presenza di elementi di rinforzo capaci di assorbire sforzi di trazione. Peraltro è possibile eseguire verifiche di stabilità in assenza di rinforzi secondo i metodi classici dell’equilibrio limite.

*Pendio originale*: profilo del terreno originario, prima del progetto dei rinforzi.

*Opera di rinforzo*: sequenza continua di strutture di rinforzo chiamate blocchi; un pendio può comprendere quindi più opere (Figura 9.9, opere A1 e A2); l’opera può prevedere superiormente un terreno di copertura.

Figura 9.9



*Terreno di copertura:* profilo del terreno posto al di sopra dell'opera per raccordare l'opera con un'opera sovrastante oppure per raccordare l'opera con il pendio originale (T1 e T2 nella Figura 9.9)

*Blocco:* struttura singola di rinforzo costituita dal rilevato strutturale, dagli elementi di rinforzo, dal terreno di riempimento a tergo, dalla presenza o meno dei gabbioni sul paramento (B1, B2, B3 nella Figura 9.9)

*Rilevato strutturale:* terreno che costituisce i blocchi, deposto a strati tra i rinforzi, compattato meccanicamente per migliorarne le proprietà meccaniche e di resistenza.

*Riempimento a tergo:* eventuale terreno posto a riempimento dello spazio tra il blocco ed il pendio originale (se presente)

*Rinforzo:* elemento resistente a trazione in virtù dell'attrito con il terreno, disposto lungo piani di posa orizzontali; può essere principale ed in tal caso è dotato di risvolto sul lato di valle oppure secondario posto tra il risvolto del principale sottostante ed il principale sovrastante; il secondario è sempre più lungo del primario

*Paramento:* lato libero del blocco posto sul lato di valle

*Gabbioni:* struttura in pietrame che costituisce il paramento utilizzato con funzione di drenaggio o antierosione, oppure per dare al paramento stesso maggiore rigidità qualora si voglia ottenere una parete prossima alla verticale

*Risvolto:* parte del rinforzo principale rientrante superiormente nel rilevato per una lunghezza che può essere 50-100 cm

*Ancoraggio:* lunghezza del rinforzo esterna alla superficie di rottura

*Sfilamento:* raggiungimento delle condizioni di massima aderenza del rinforzo nel tratto ancorato o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

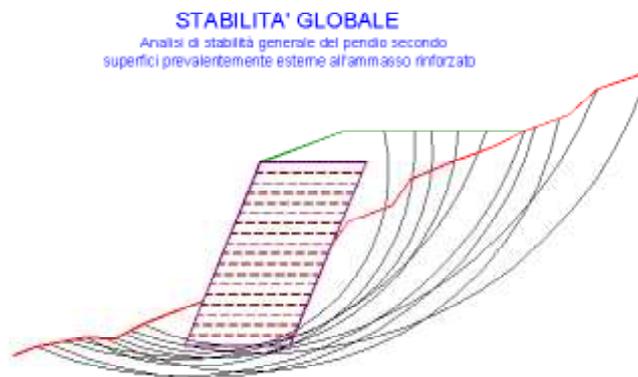
MacSTARS W 4 consente le seguenti tipologie di verifica:

- verifica di stabilità globale
- verifica di stabilità interna
- verifica dell'opera come muro di sostegno
- verifica di scorrimento
- verifica dei cedimenti
- verifica di stabilità superficie assegnata (stabilità globale)

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera nei confronti di

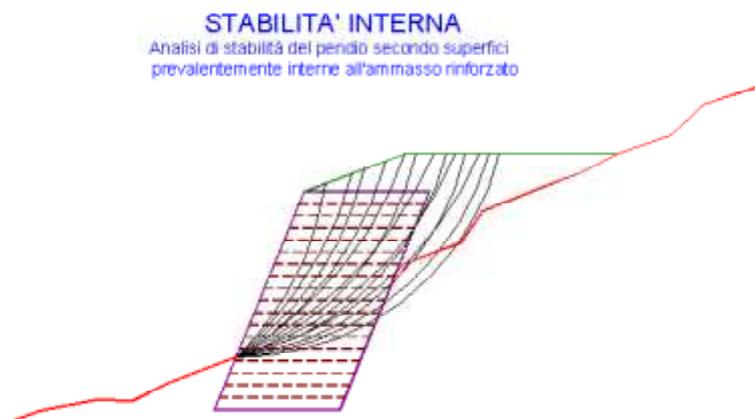
meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi (Figura 9.10).

Figura 9.10



La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (Figura 9.11).

Figura N° 9.11



In tale verifica l'opera, intera o una sua parte, viene considerata come un muro monolitico, formato da blocchi che compongono l'opera stessa, che sostiene le spinte del terreno che si trova a monte. A costituire il muro possono concorrere tutti i blocchi (intesi come rilevati strutturali) che costituiscono l'opera oppure tutti i blocchi a partire dal blocco di verifica, cioè tutti i blocchi di una opera che si trovano sopra un blocco scelto per tale verifica.

Affinché la sequenza di blocchi prescelta possa essere considerata un muro monolitico deve essere soddisfatta una condizione geometrica di pendenza media dei blocchi (Figura 9.12) che deve essere superiore od uguale a  $70^\circ$ .

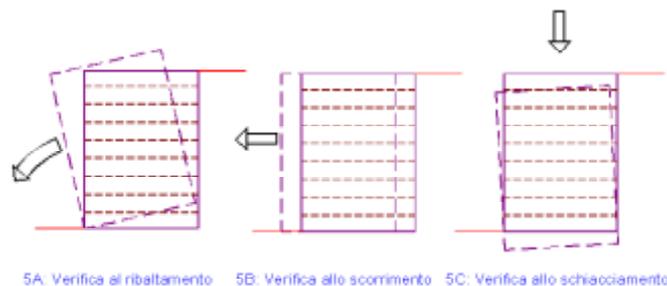
Figura 9.12



La valutazione della pendenza media viene effettuata dal programma considerando la retta congiungente lo spigolo inferiore destro del primo blocco (Figura 9.11, punti A) con lo spigolo superiore destro dell'ultimo blocco di verifica (Figura 9.11, punti B)

La verifica dell'opera come muro di sostegno si articola a sua volta nelle tre verifiche classiche dei muri di sostegno (Figura 9.13): verifica al ribaltamento (A), verifica allo scorrimento (B), verifica per capacità portante (C). Per quest'ultima verifica il valore della pressione di rottura del terreno alla base del muro può essere fornita dall'utente oppure può essere calcolata automaticamente dal programma come meglio di seguito descritto.

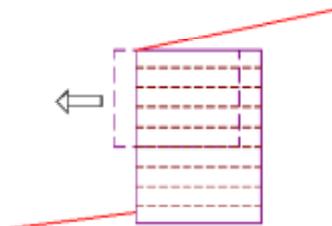
Figura 9.13



In tale tipo di verifica si accerta la stabilità di un'opera (intera o di una sua porzione) allo scorrimento lungo un piano orizzontale scelto dall'utente (Figura 9.14), con parametri di verifica (coesione e angolo di attrito sulla superficie di scorrimento) scelti pure dall'utente in funzione del tipo di contatto alla base.

Figura 9.14

VERIFICA DI SCORRIMENTO INTERNAMENTE  
 AD UNA STRUTTURA



I rinforzi sono elementi strutturali il cui comportamento può essere così descritto:

- sono elementi resistenti a trazione
- la trazione nei rinforzi può svilupparsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e sotto
- i rinforzi forniscono una forza stabilizzante nella zona in cui intercettano una superficie di scorrimento, cioè la zona in cui si manifesta la deformazione di taglio nel pendio che provoca una deformazione di estensione nel rinforzo stesso
- all'aumentare della deformazione, la forza fornita dal rinforzo stesso aumenta sino al raggiungimento di un valore massimo che in funzione della geometria del caso può essere: forza di rottura del rinforzo, forza di sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio, forza di sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

In relazione ai metodi usualmente utilizzati per tenere in conto l'effetto dei rinforzi ed in relazione al reale comportamento dei rinforzi, sono stati implementati nelle analisi di stabilità due differenti modelli di comportamento così definiti:

- modello rigido
- modello deformativo

Il programma calcola la resistenza allo sfilamento esterno ed interno.

*Sfilamento esterno* (tratto di ancoraggio) La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima ( $u$ ) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove:

$f$  = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali sopra e sotto nel tratto interessato, potendo essere rinforzo su rinforzo ( $f_{rr}$ ) o rinforzo su terreno ( $f_{tr}$ )

$\sigma_v$  = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$\sigma_v = (W + P_v - U) / dx$$

$W$  = peso totale della colonna di terreno sovrastante

$P_v$  = componente verticale del carico distribuito uniforme agente in sommità

$U$  = pressione neutra

$Dx$  = larghezza del tratto considerato

*Sfilamento interno*. Nel caso di rinforzi secondari il procedimento di calcolo è identico al precedente (cfr. Appendice "A")

Nell'Appendice "A" è riportato l'algoritmo di calcolo del programma.

I dati assunti nel calcolo sono i seguenti:

a) Parametri geotecnici:

*Detrito (DT)*

- peso di volume  $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 33^\circ$
- coesione (radicale)  $C' = 10 \text{ kPa}$

*Alluvioni (AL)*

- peso di volume  $\gamma = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Fascia di alterazione (FA)*

- peso di volume  $\gamma = 23 \div 24 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 35^\circ$
- coesione efficace  $C' = 20 \text{ kPa}$

*Materiale riempimento dei gabbioni (GAB)*

- peso di volume  $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 45^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Rilevato stradale (RL)*

- peso di volume  $\gamma = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Rilevato strutturale del Terramesh (RS)*

- peso di volume  $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 42^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Gneiss (GS)*

- peso di volume  $\gamma = 27 \div 27 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 290 \text{ kPa}$

*Terreno fondazione (FOND)*

- peso di volume  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 45^\circ$
- coesione efficace  $C' = 100 \text{ kPa}$

- Sovraccarico stradale:  $20 \text{ kN/m}^2$

Tutte le verifiche sono state effettuate secondo la Normativa NTC 2018.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno. L'analisi sarà condotta con riferimento alla **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sull'opera di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori

La vita nominale  $V_N$  viene assunta pari a  $V_N = 100$  anni.

Si considera una classe d'uso III, a cui è associato un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

Il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica sarà dunque pari a  $V_R = V_N \cdot C_U = 150$  anni.

9.4.2.1. Sezione N° 192 – Progr. 3+840,00

Nella Sezione 192 sono state eseguite le seguenti verifiche:

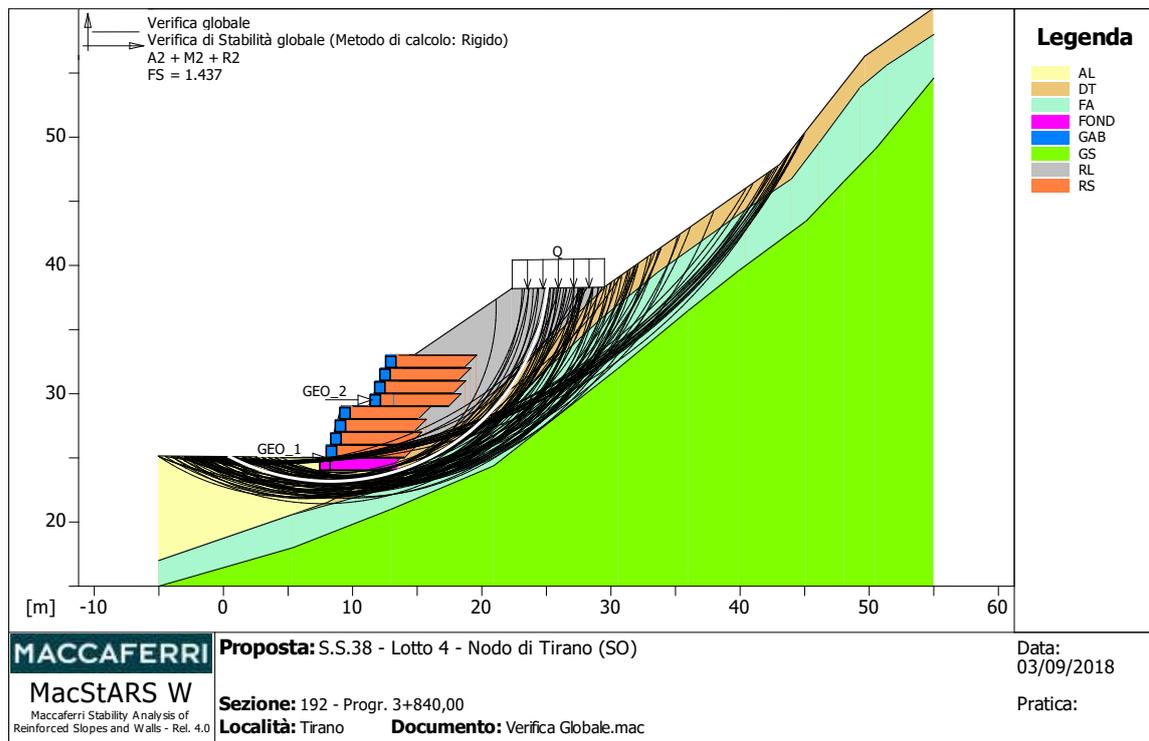
- verifica di stabilità globale
- verifica interna N° 1
- verifica interna N° 2
- verifica interna N° 3.

I risultati delle verifiche, riportati in dettaglio nell'apposito elaborato, sono i seguenti:

a) *Verifica di stabilità globale* (cfr. Figura 9.15). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 500 superfici di scorrimento circolari, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,437$$

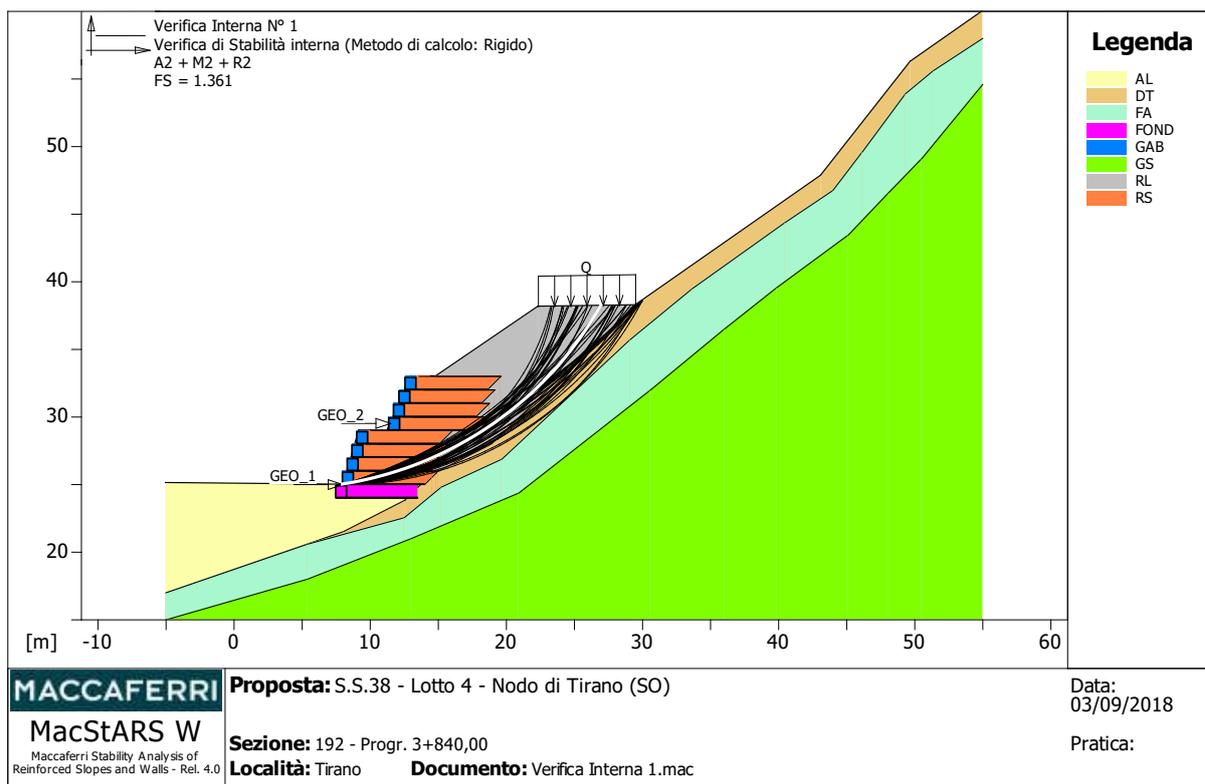
Figura 9.15 – Sezione N° 192 – Stabilità globale



b) *Verifica di stabilità interna N° 1* (cfr. Figura 9.16). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari, passanti per la base del blocco B1, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,361$$

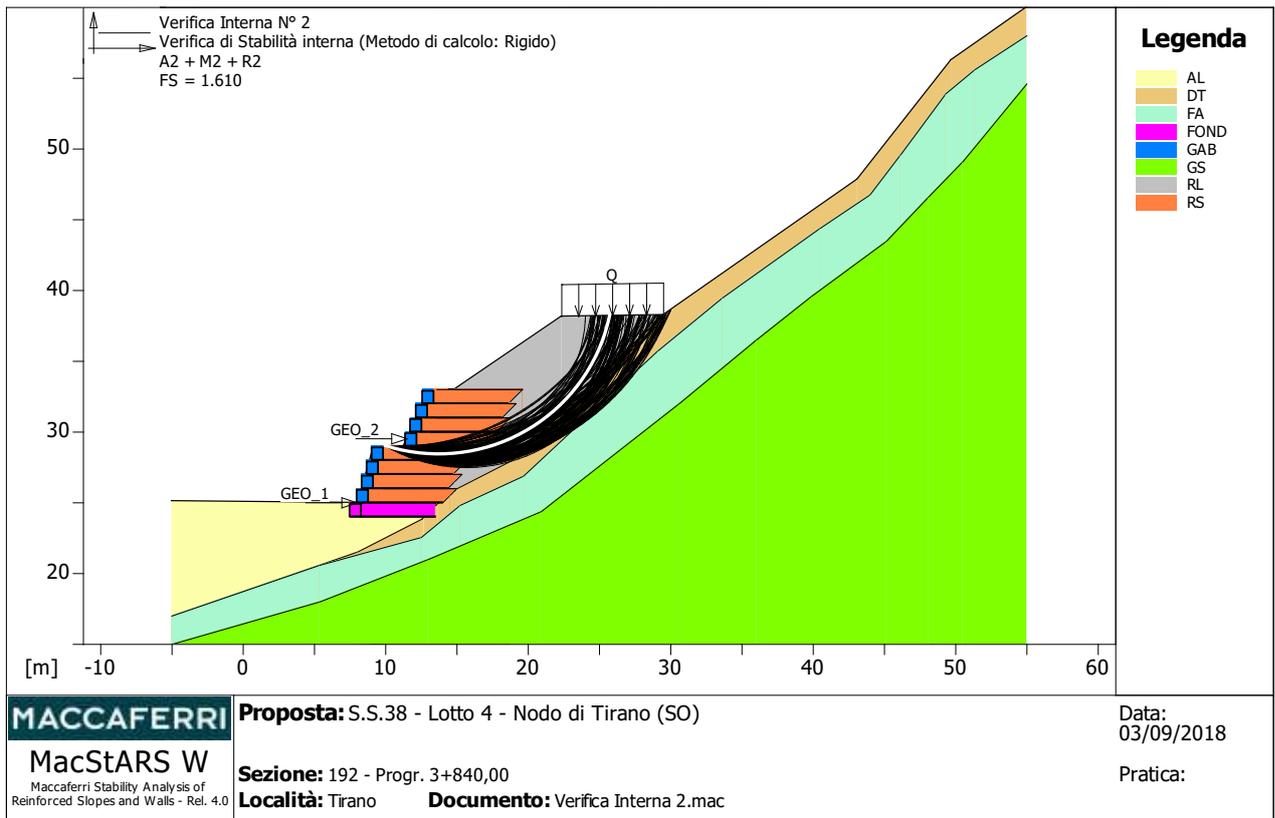
Figura 9.16 – Sezione N° 192 – Stabilità interna N° 1



c) *Verifica di stabilità interna N° 2* (cfr. Figura 9.17). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari, passanti per la base del blocco C1, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,610$$

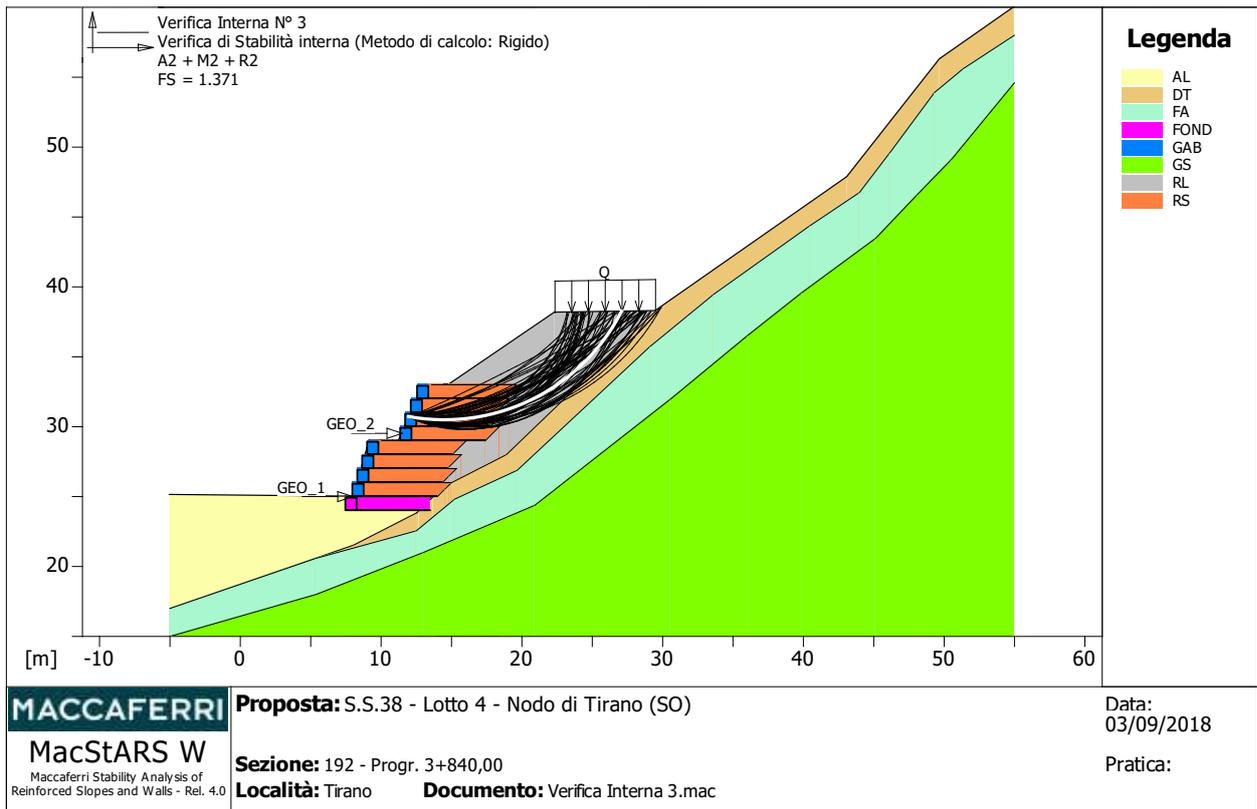
Figura 9.17 – Sezione N° 192 – Stabilità interna N° 2



d) *Verifica di stabilità interna N° 3* (cfr. Figura 9.18). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari, passanti per la base del blocco C2, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,371$$

Figura 9.18 – Sezione N° 192 – Stabilità interna N° 3



I risultati dei calcoli sono riportati nei tabulati dell'Appendice "B"

9.4.2.2. Sezione N° 199 – Progr. 3+980.00

Nella Sezione 199 sono state eseguite le seguenti verifiche:

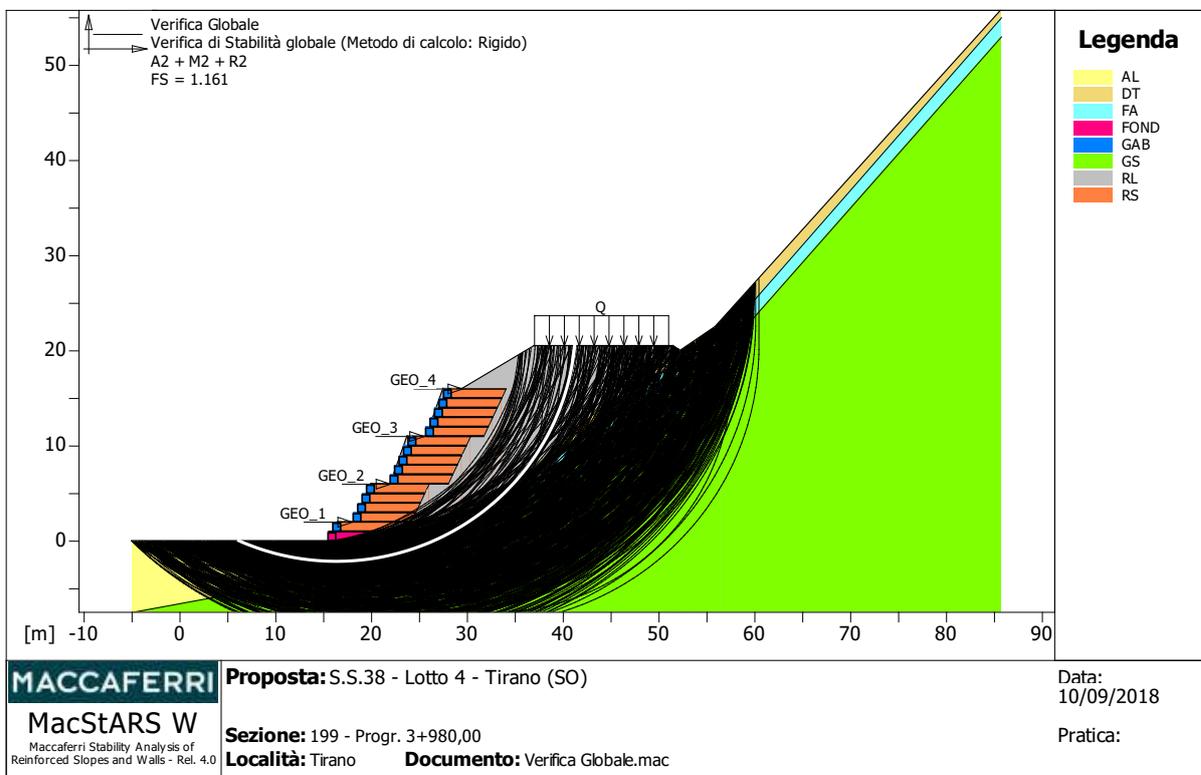
- verifica di stabilità globale
- verifica interna N° 1
- verifica interna N° 2
- verifica interna N° 3.

I risultati delle verifiche, riportati in dettaglio nell'apposito elaborato, sono i seguenti:

a) *Verifica di stabilità globale* (cfr. Figura 9.19). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 500 superfici di scorrimento circolari, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,161$$

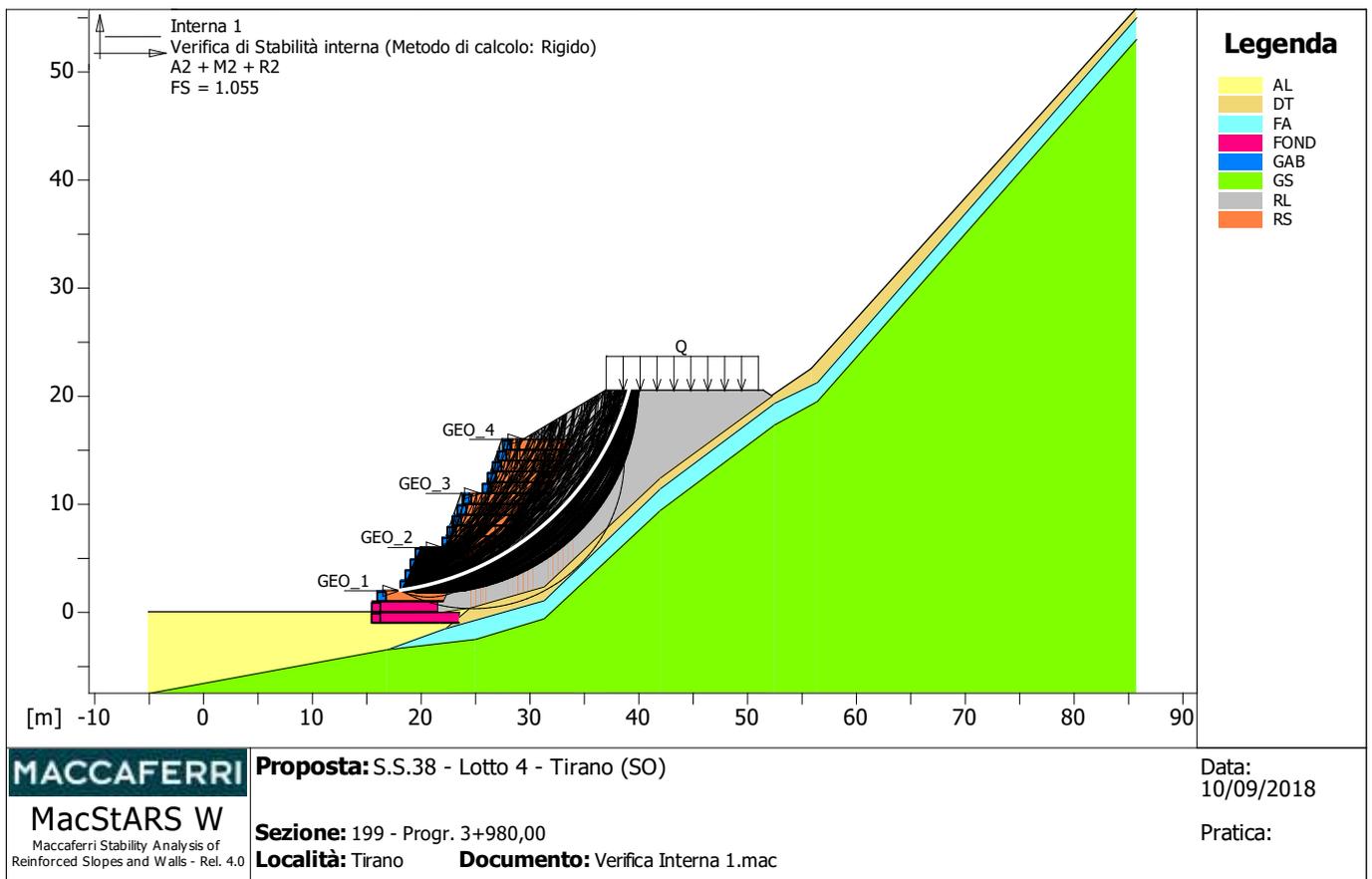
Figura 9.19 – Sezione N° 199 – Stabilità globale



b) Verifica di stabilità interna N° 1 (cfr. Figura 9.20). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari,passanti alla base del blocco C1, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,055$$

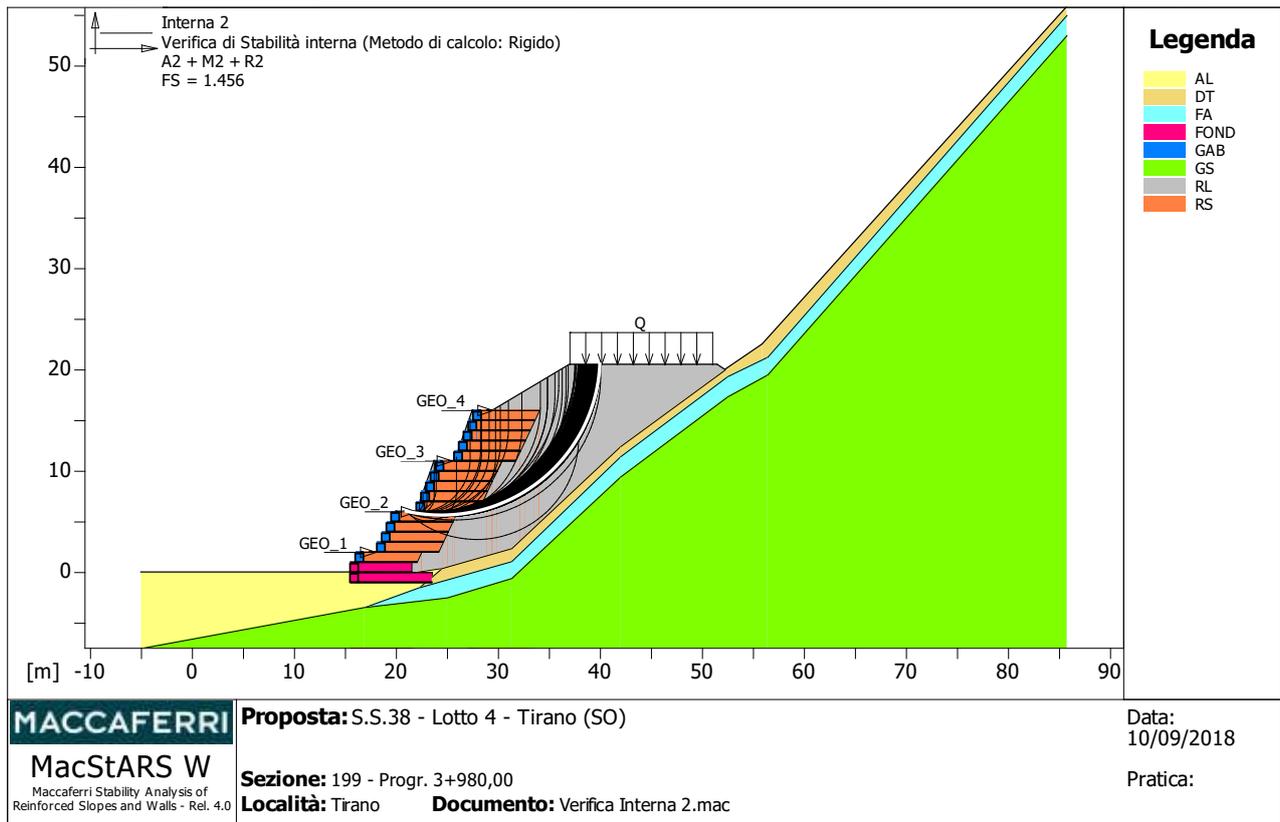
Figura 9.20 – Sezione N° 199 – Stabilità interna N° 1



c) *Verifica di stabilità interna N° 2* (cfr. Figura 9.21). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari, passanti alla base del blocco D1, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,456$$

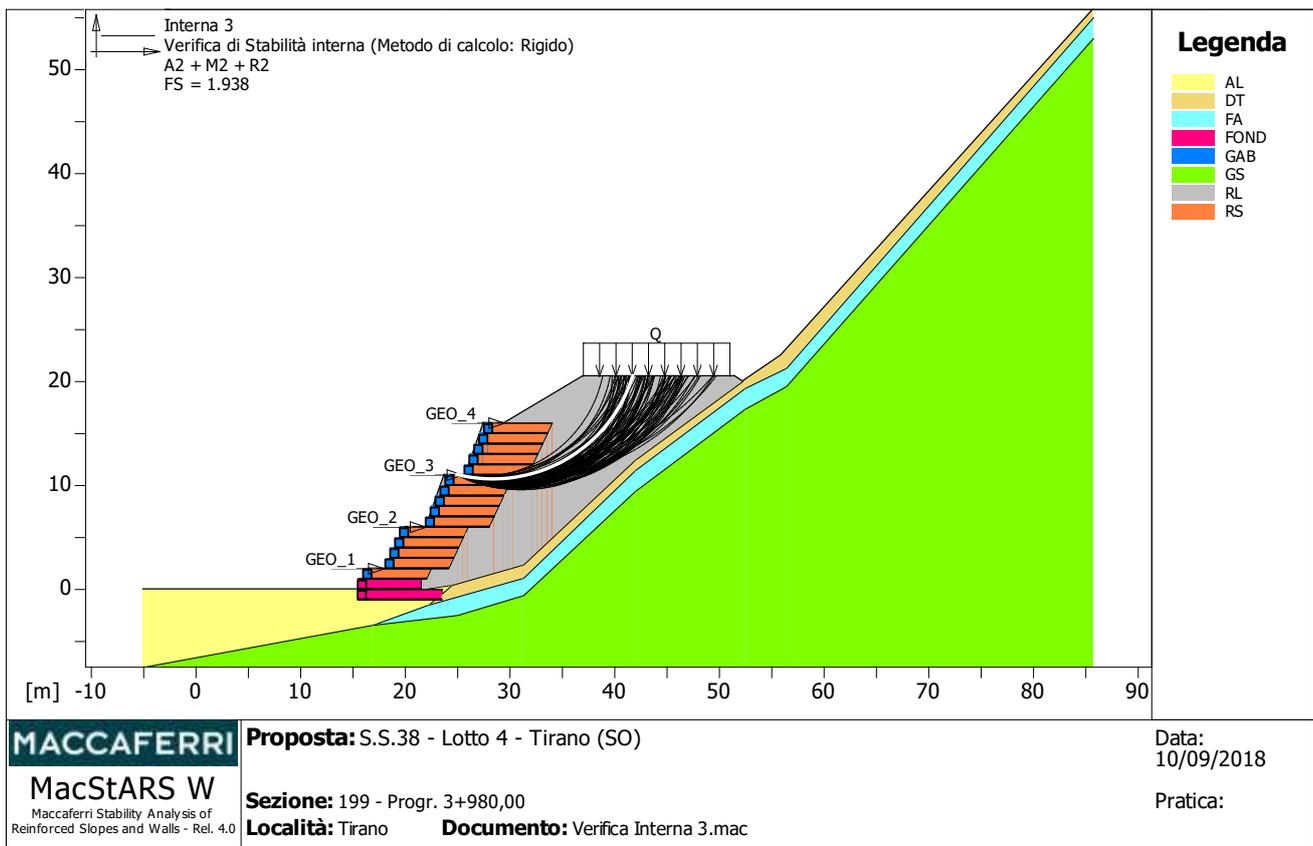
Figura 9.21 – Sezione N° 199 – Stabilità interna N° 2



d) *Verifica di stabilità interna N° 3* (cfr. Figura 9.22). E' effettuata con il metodo Bishop per N° 400 superfici di scorrimento circolari, passanti alla base del blocco E1, tra cui la più critica è caratterizzata da un fattore di stabilità

$$F_s = 1,938$$

Figura 9.22 – Sezione N° 199 – Stabilità interna N° 3



I risultati dei calcoli sono riportati nei tabulati dell'Appendice "B"

### 9.5. PROLUNGAMENTO DELLA GALLERIA ARTIFICIALE "IL DOSO"

Nel Tratto tra le Progr. 4+220 ÷ 4+380 (all'incirca tra le Sezioni 211 ÷ 219) ove originariamente era prevista la realizzazione di berlinesi, si è scelto di prolungare la galleria artificiale "Il Dosso", per la cui realizzazione è necessario effettuare degli scavi lato monte anche di notevole altezza.

Sono state verificate le Sezioni N° 214, 216, 218 e 219ter, con la configurazione litologica desumibile dai dati del Progetto Definitivo.

Per le verifiche si è utilizzato il programma Slope della Geostru Software (cfr. Appendice "C"), che consente il calcolo sia per terreni che per rocce anche con la nuova normativa sismica (NTC 2018).

Nel suddetto programma, in ambiente WINDOWS, l'input dei dati è il seguente:

- profilo del pendio: viene assegnato mediante una poligonale, introducendo le coordinate di ciascuno dei segmenti che la compone, o importando le coordinate da un foglio elettronico Excel;
- discontinuità litologiche: vengono anch'esse assegnate come poligonali o importate come coordinate da un foglio elettronico Excel;
- profilo della falda: il programma prevede l'introduzione di più di una falda idrica, mediante l'inserimento delle coordinate di ciascuna poligonale che ne individua la superficie;
- caratteristiche geotecniche: vengono inseriti, per ciascun litotipo, il peso di volume, la coesione e l'angolo di attrito;
- superfici di scorrimento: il programma può analizzare superfici di scorrimento circolari o di forma qualunque; le superfici di scorrimento circolari possono essere assegnate con le seguenti opzioni:
  - passanti per un punto, assegnando una maglia di centri;
  - passanti per due punti, assegnando una maglia di centri;
  - tangenti ad una retta, assegnando una maglia di centri;
  - random, assegnando una maglia di centri;
  - random, assegnando un intervallo di ascisse a valle ed a monte.
- metodi di calcolo: vengono offerte le seguenti opzioni:

- a) FELLENIUS: consente di analizzare superfici di rottura circolare in ambiente sia statico che dinamico;
- b) JAMBU: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;
- c) BISHOP: consente di analizzare superfici di rottura circolare, in ambiente sia statico che dinamico;
- e) SARMA: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;
- f) MORGENSTERN E PRICE;
- g) SPENCER
- h) BELL
- i) SARMA
- l) ZEN LIANG
- m) ELEMENTI DISCRETI: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;

→ sisma: si può scegliere tra le seguenti opzioni:

- Normativa 88/96
- Eurocodice EC7/8
- British Standard
- NTC 2008
- NTC 2018
- Assenza di sisma

→ sovraccarichi: è previsto l'inserimento di sovraccarichi sia puntuali che distribuiti, di cui vengono richiesti la forza verticale e le ascisse che ne delimitano l'applicazione sul pendio;

→ conci: è possibile scegliere un numero di conci compreso tra 1 e 50;

→ opere di stabilizzazione: è prevista l'introduzione delle seguenti opere:

- *tiranti di ancoraggio*, per ciascuno dei quali vengono richieste la lunghezza della parte libera, la lunghezza del bulbo, il punto di applicazione nel pendio e la forza applicata;
- *muri di contenimento*, per ciascuno dei quali vengono richieste la geometria e la resistenza al taglio del calcestruzzo;
- *pali*, per ciascuno dei quali vengono richiesti il diametro, la lunghezza e la resistenza al taglio del calcestruzzo;
- *terre rinforzate*, per le quali vengono richieste le caratteristiche delle geogriglie di rinforzo e la relativa geometria.

Dopo il calcolo è possibile visualizzare e stampare la superficie critica, un numero definito di superfici più critiche o tutte le superfici calcolate.

Il programma prevede la stampa del listato dei dati di input e la stampa dei grafici che evidenziano le superfici di scorrimento ed i rispettivi coefficienti di sicurezza.

Poiché gli scavi avranno durata nel tempo molto limitata, essendo essi solo propedeutici alla costruzione della galleria artificiale, che poi verrà ritombata, tutte le verifiche di stabilità sono state eseguite in condizioni statiche, essendo gli scavi stessi di tipo provvisoriale

I dati di input per tutte le sezioni sono i seguenti:

#### *Conoidi*

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 34^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

#### *Morene*

- peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 32^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

#### *Gneiss*

- peso di volume  $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 20 \text{ kPa}$

Il metodo di calcolo utilizzato è quello di BISHOP, per superfici di scorrimento assimilabili al cerchio.

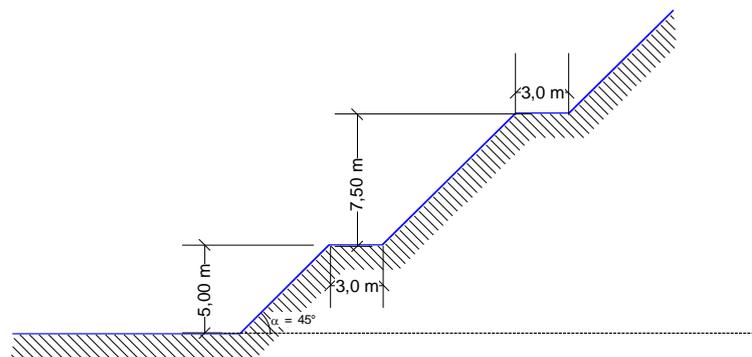
Secondo la Normativa NTC 2018 nelle verifiche statiche si deve apportare la riduzione dei parametri geotecnici

Coesione  $C_{\text{calcolo}} = 1/1,25 C_{\text{caratteristico}}$

Angolo di attrito interno  $\varphi_{\text{calcolo}} = \arctang(\tan\varphi_{\text{caratteristico}}/1,25)$

In tutte le sezioni sono stati previsti scavi con pendenza 1/1 (pari a 45°), con delle berme di larghezza pari a m 3,0, poste rispettivamente a 5 e 12,5 m di altezza (cfr. Figura 9.23).

Figura 9.23 – Profilo degli scavi



Poiché nelle verifiche il fattore di stabilità minimo  $F_s$  è risultato  $< 1,1$  (valore minimo imposto dalla vigente normativa) è stato necessario prevedere il parziale consolidamento dello strato di depositi morenici, mediante iniezione di miscela binaria acqua/cemento attraverso una maglia di perforazioni con passo m 2,5 x 2,5 e posa in opera di tubazioni valvolate ogni 50 cm, della lunghezza di circa m 8.

L'intervento è previsto in n° 3 fasi, al fine di ottenere un piano di lavorazione necessario alle perforazioni.

Lo schema dell'intervento è esposto nelle figure successive, nelle quali è evidenziata la zona trattata con la miscela binaria acqua/cemento, per la quale si assume, in via cautelativa, che l'effetto dell'iniezione possa essere rappresentato da un incremento della coesione efficace da

$$C' = 0 \text{ kPa a } C' = 10 \text{ kPa}$$

I risultati dei calcoli sono riportati nei tabulati dell'Appendice "D".

### 9.5.1. Sezione N° 214 (Progr. 4+280,00)

Lo schema di calcolo della Sezione N° 214, per le tre fasi di scavo, è riportato nella Figura 9.24, da cui si evince la configurazione litologica posta alla base delle verifiche.

- a) Verifica senza interventi di consolidamento. Sono state verificate N° 638 superfici, tra cui quella critica ha un fattore di sicurezza (cfr. Figura 9.25\_a)

$$F_{s_{min}} = 0,89$$

- b) Fase 1 – Realizzazione del piano per le perforazioni. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 757 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.25\_b)

$$F_{s_{min}} = 1,09$$

Figura 9.25\_a – Verifica senza interventi di consolidamento

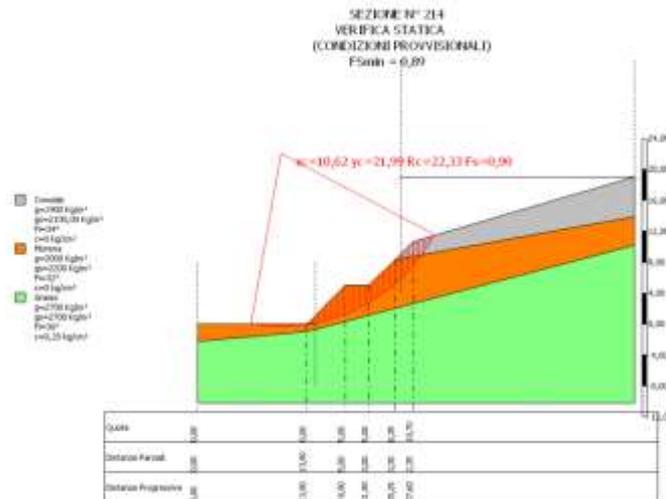
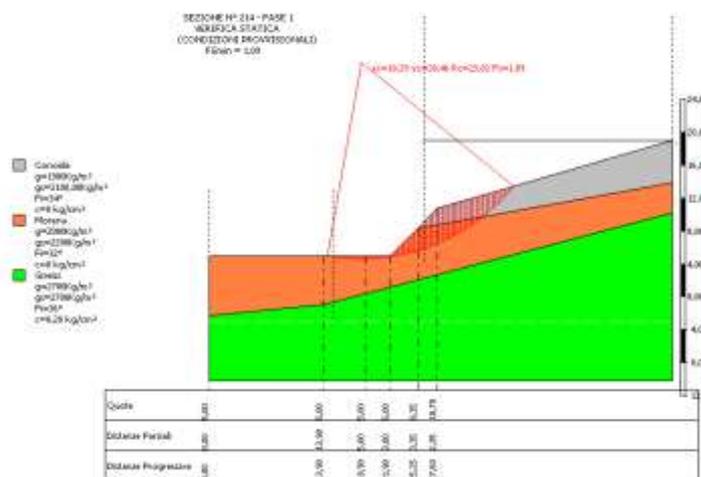


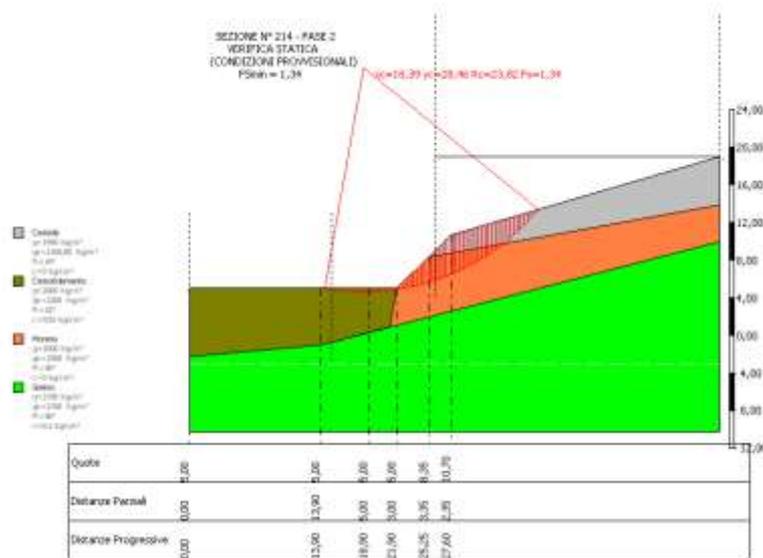
Figura 9.25\_b – Sezione N° 214 – Fase 1



- c) Fase 2 – Consolidamento di parte dello strato di depositi morenici mediante iniezioni di miscela binaria. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 757 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.25\_c)

$$F_{s_{min}} = 1,34$$

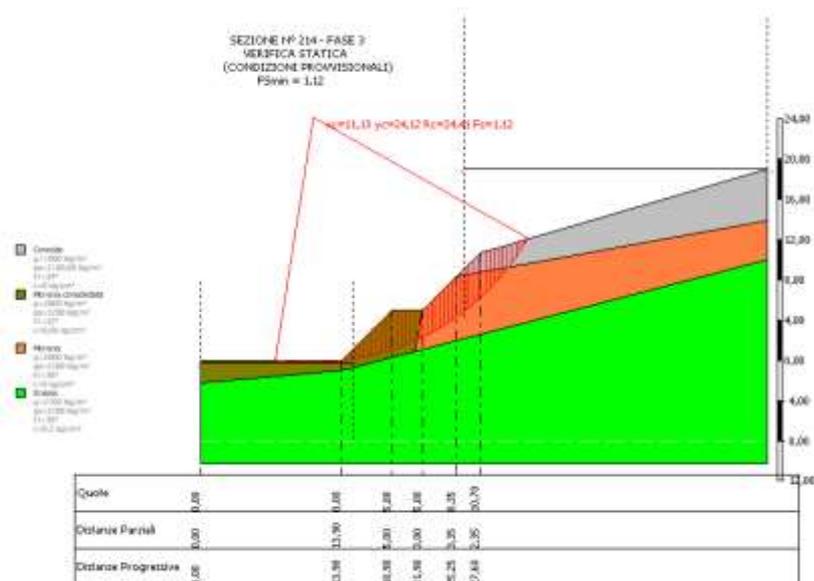
Figura 9.25\_c – Sezione N° 214 – Fase 2



- d) Fase 3 – Scavo definitivo. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 867 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.25\_d)

$$F_{s_{min}} = 1,12$$

Figura 9.25\_d – Sezione N° 214 – Fase 3



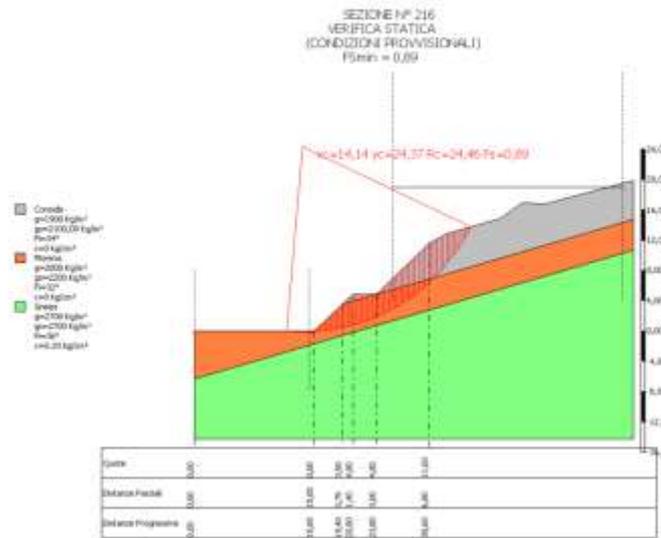
**9.5.2. Sezione N° 216 (Progr. 4+320,00)**

Lo schema di calcolo della Sezione N° 216, per le tre fasi di scavo, è riportato nella Figura 9.26, da cui si evince la configurazione litologica posta alla base delle verifiche.

- a) Verifica senza interventi di consolidamento (cfr. Figura 9.27\_a). Sono state analizzate N° 537 superfici, tra cui quella critica ha un fattore di stabilità

$$F_{smin} = 0,89$$

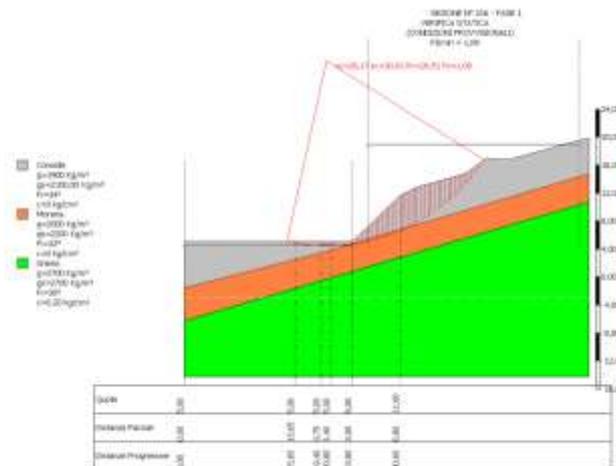
Figura 9.27\_a – Verifica senza interventi di consolidamento



- b) Fase 1 – Realizzazione del piano per le perforazioni. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 551 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.27\_b)

$$F_{smin} = 1,09$$

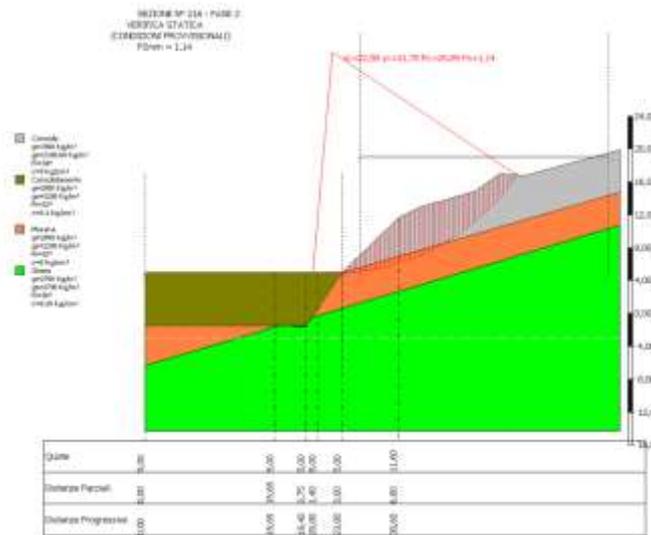
Figura 9.27\_b – Sezione N° 216 – Fase 1



- c) Fase 2 – Consolidamento di parte dello strato di depositi morenici mediante iniezioni di miscela binaria. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 532 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.27\_c)

$$F_{s_{min}} = 1,14$$

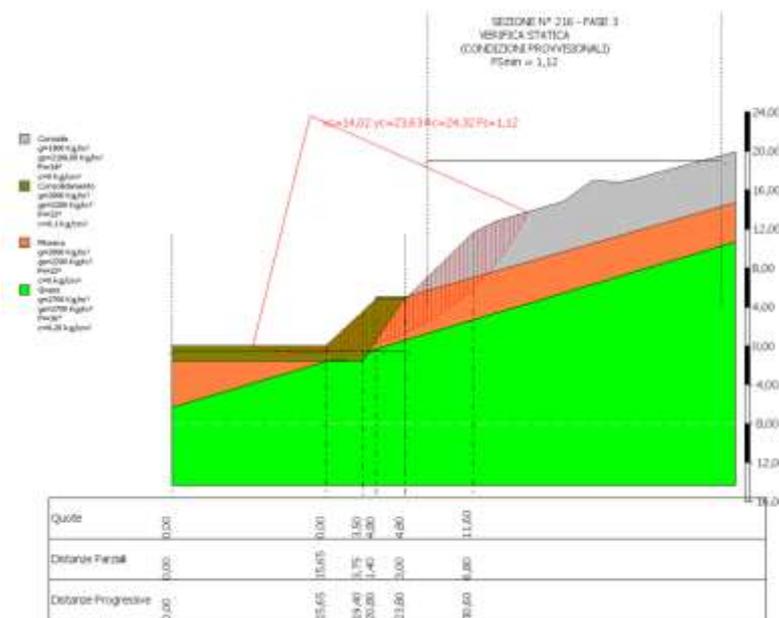
Figura 9.27\_c – Sezione N° 216 – Fase 2



- d) Fase 3 – Scavo definitivo. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 766 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.27\_d)

$$F_{s_{min}} = 1,12$$

Figura 9.27\_d – Sezione N° 216 – Fase 3



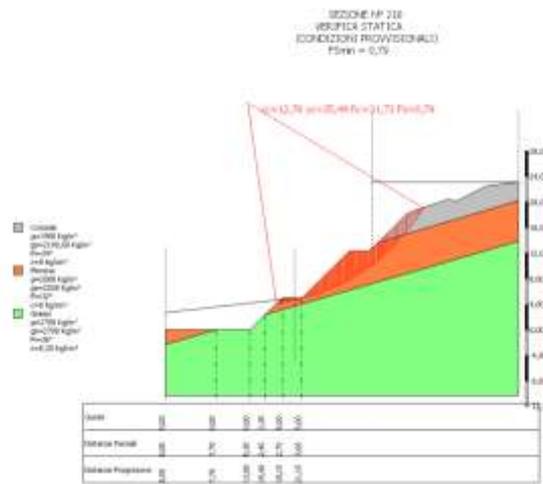
**9.5.3. Sezione N° 218 (Progr. 4+360,00)**

Lo schema di calcolo, per le tre fasi di scavo, della Sezione N° 218 è riportato nella Figura 9.28, da cui si evince la configurazione litologica posta alla base delle verifiche.

- a) Verifica senza interventi di consolidamento (cfr. Figura 9.29\_a). Sono state analizzate N° 386 superfici, tra cui quella critica ha un fattore di stabilità

$$F_{smin} = 0,79$$

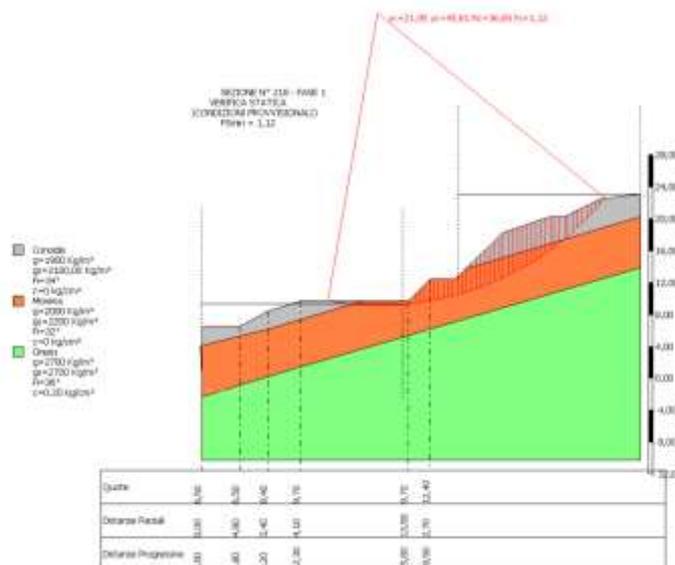
Figura 9.29\_a – Verifica senza interventi di consolidamento



- b) Fase 1 – Realizzazione del piano per le perforazioni. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 497 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.29\_b)

$$F_{smin} = 1,16$$

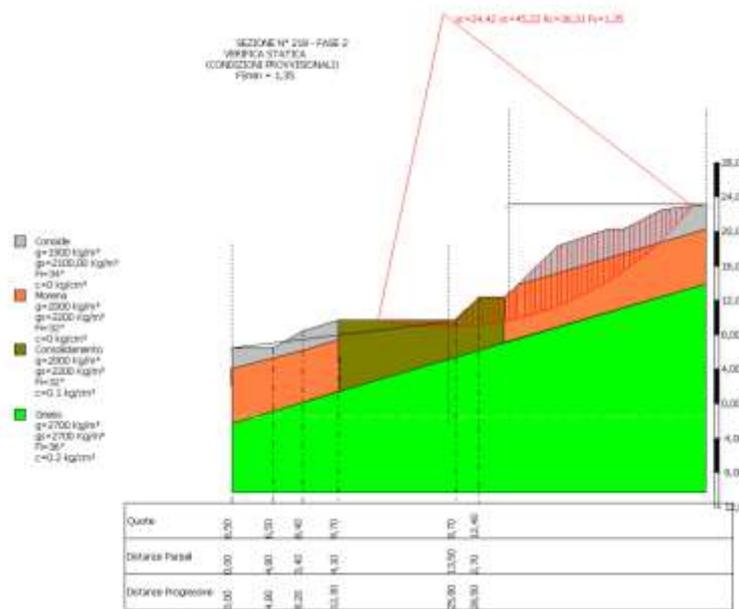
Figura 9.29\_b – Sezione N° 218 – Fase 1



- c) Fase 2 – Consolidamento di parte dello strato di depositi morenici mediante iniezioni di miscela binaria. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 461 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.29\_c)

$$F_{s_{min}} = 1,35$$

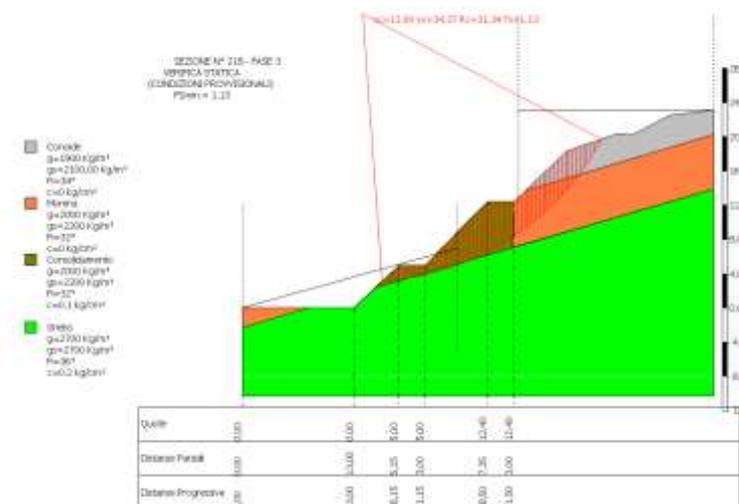
Figura 9.29\_c – Sezione N° 218 – Fase 2



- d) Fase 3 – Scavo definitivo. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 415 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.29\_d)

$$F_{s_{min}} = 1,13$$

Figura 9.29\_d – Sezione N° 216 – Fase 3



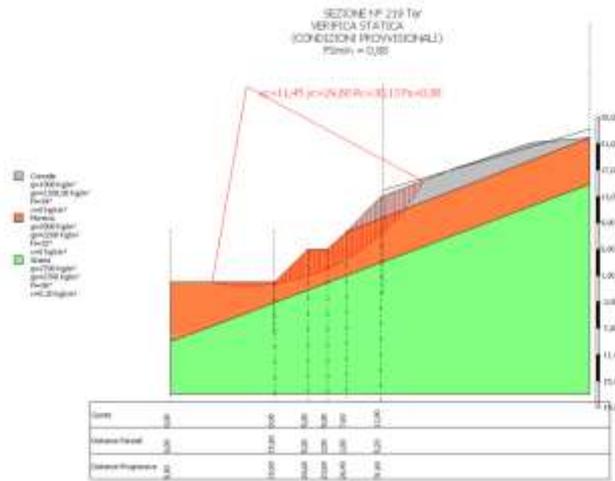
**9.5.4. Sezione N° 219 Ter (Progr. 4+390,07)**

Lo schema di calcolo della Sezione N° 219Ter, per le tre fasi di scavo, è riportato nella Figura 9.30, da cui si evince la configurazione litologica posta alla base delle verifiche.

- a) Verifica senza interventi di consolidamento (cfr. Figura 9.31\_a); Sono state verificate N° 497 superfici tra cui quella critica ha un fattore di stabilità

$$F_{smin} = 0,88$$

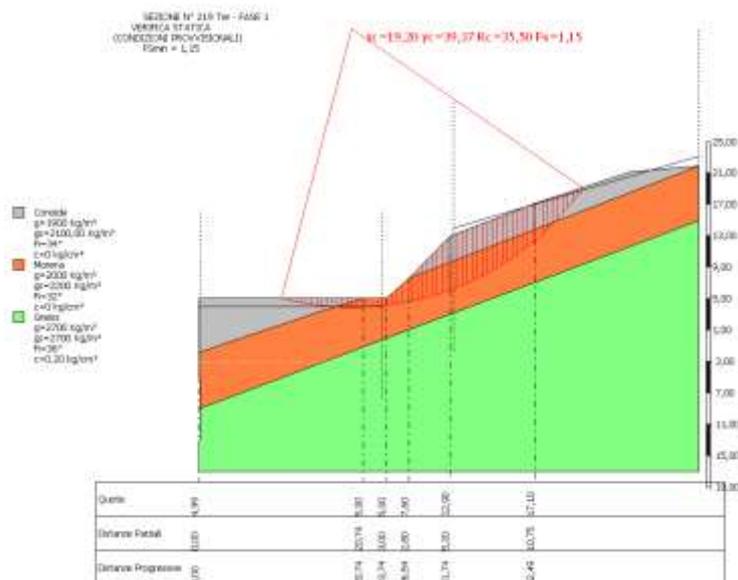
Figura 9.31\_a – Verifica senza interventi di consolidamento



- b) Fase 1 – Realizzazione del piano per le perforazioni. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 631 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.31\_b)

$$F_{smin} = 1,15$$

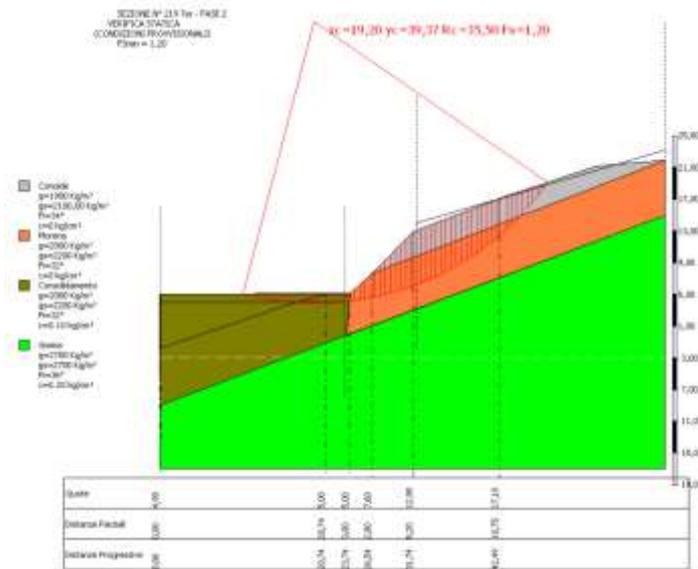
Figura 9.31\_b – Sezione N° 219Ter – Fase 1



- c) Fase 2 – Consolidamento di parte dello strato di depositi morenici mediante iniezioni di miscela binaria. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 631 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.31\_c)

$$F_{s_{\min}} = 1,20$$

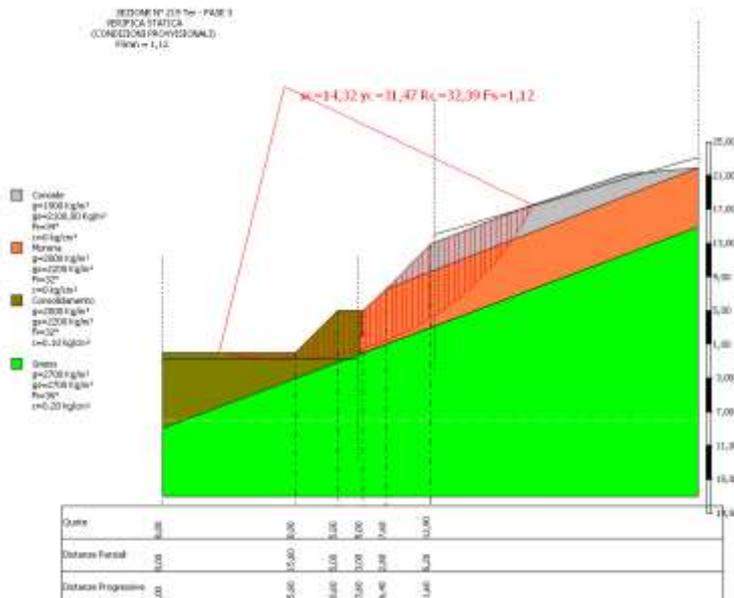
Figura 9.31\_c – Sezione N° 219Ter – Fase 2



- d) Fase 3 – Scavo definitivo. E' stata effettuata la verifica della parte a monte, analizzando N° 553 superfici, tra cui la più critica ha un fattore di stabilità (cfr. Figura 9.31\_d)

$$F_{s_{\min}} = 1,12$$

Figura 9.31\_d – Sezione N° 219Ter – Fase 3



## 9.6. BERLINESE - TRATTO TRA LE PROGR. 3+795,00 ÷ 3+910,00

Nel tratto tra le Progr. 3+795,00 ÷ 3+910,00 (all'incirca tra le Sezioni 190 ÷ 196) è prevista la costruzione di una berlinese di altezza variabile.

Viene verificata la stabilità globale del complesso strada-paratia-terreno in corrispondenza delle Sezioni N° 191, 192 e 194.

Le verifiche vengono effettuate in condizioni sismiche, con i dati assunti in premessa, qui di seguito sintetizzati:

Classe:	3
Vita nominale:	100

Sito di riferimento (maglia sismica nazionale)

Sito 1ID: 9166	Lat: 46,1879	Lon: 10,1019	Distanza: 4634,110
Sito 2ID: 9167	Lat: 46,1899	Lon: 10,1739	Distanza: 1695,814
Sito 3ID: 8945	Lat: 46,2398	Lon: 10,1711	Distanza: 4402,865
Sito 4ID: 8944	Lat: 46,2379	Lon: 10,0990	Distanza: 6166,002

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	150anni
Coefficiente Cu:	1,5
Salvaguardia della vita (SLV):	
Probabilità di superamento:	10 %
Tr:	1424 [anni]
ag:	0,116 g
Fo:	2,599
Tc*:	0,286 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLV:	
Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,200
Kh:	0,040
Kv:	0,020
Amax:	1,637
Beta:	0,240

I dati di input sono i seguenti:

*Detrito (DT)*

- peso di volume  $\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 33^\circ$
- coesione (radicale)  $C' = 10 \text{ kPa}$

*Alluvioni (AL)*

- peso di volume  $\gamma = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Fascia di alterazione (FA)*

- peso di volume  $\gamma = 23 \div 24 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 35^\circ$
- coesione efficace  $C' = 20 \text{ kPa}$

*Rilevato stradale (RL)*

- peso di volume  $\gamma = 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Gneiss (GS)*

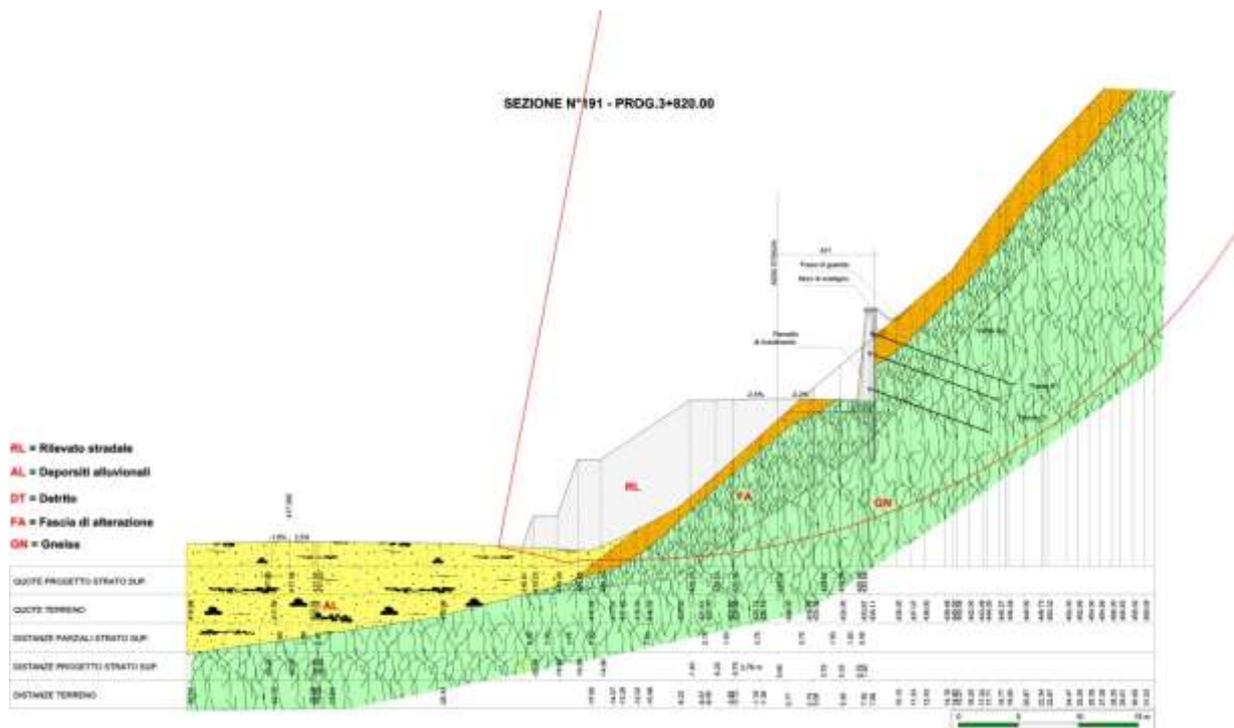
- peso di volume  $\gamma = 27 \div 27 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 290 \text{ kPa}$

*Sovraccarico stradale:*  $20 \text{ kN/m}^2$

*Berlinese:* altezze variabili (m 11,0 nella Sez. 191; m 12,0 nella Sez. 192; m 6,0 nella Sez. 194)



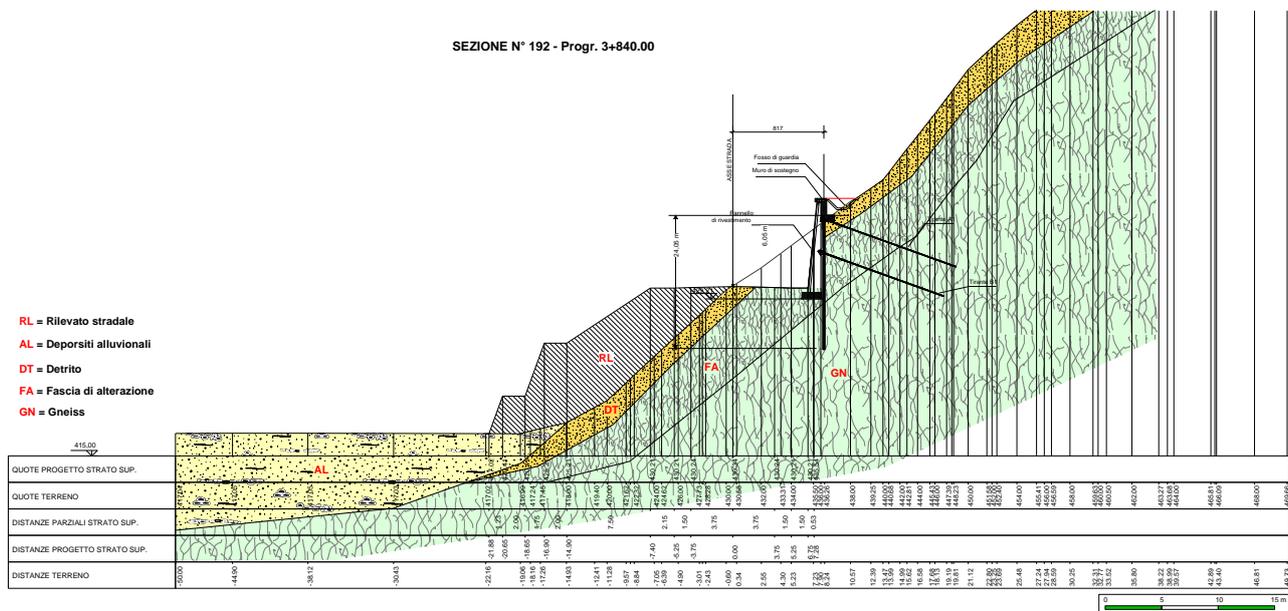
Figura 9.33 – Sezione N° 191 – Verifica di stabilità globale –  $F_s = 2,52$



### 9.6.2. Sezione N° 192 (Progr. 3+840,00)

Lo schema di calcolo è quello riportato nella Figura 9.34, in cui si hanno 2 ordini di tiranti.

Figura 9.34 – Schema di calcolo Sezione N° 192

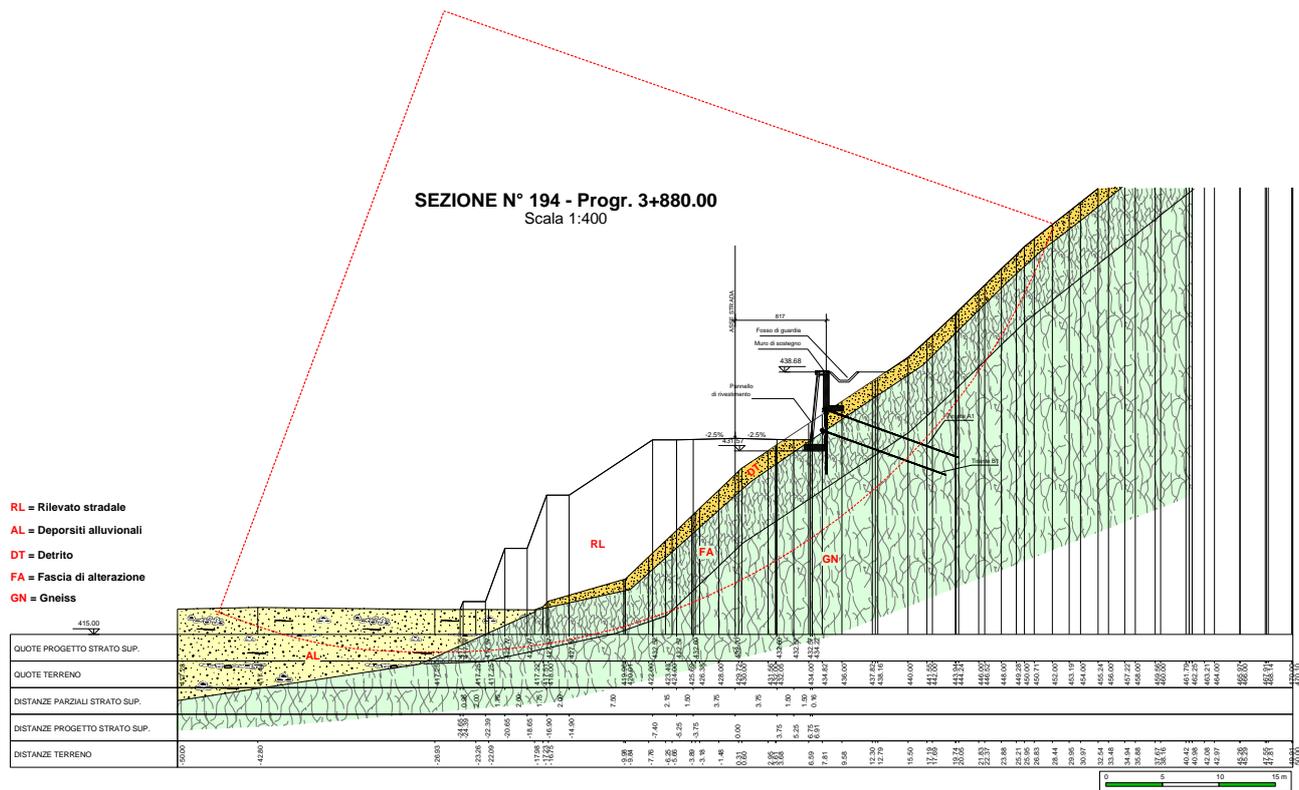


Sono state verificate N° 408 superfici di scorrimento circolari, tra cui è stato individuata quella con fattore di stabilità inferiore (cfr. Figura 9.35):

$$F_{s\min} = 3,24$$



Figura 9.37 – Sezione N° 194 – Verifica di stabilità globale –  $F_s = 3,22$



## 10. OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Le opere d'arte principali sono costituiti dai due ponti che attraversano il Fiume Adda, di cui il primo a Stazzona ed il secondo a Tirano.

Per definire i relativi modelli geotecnici di calcolo sono state elaborate delle apposite "Schede geotecniche", riportate in allegato.

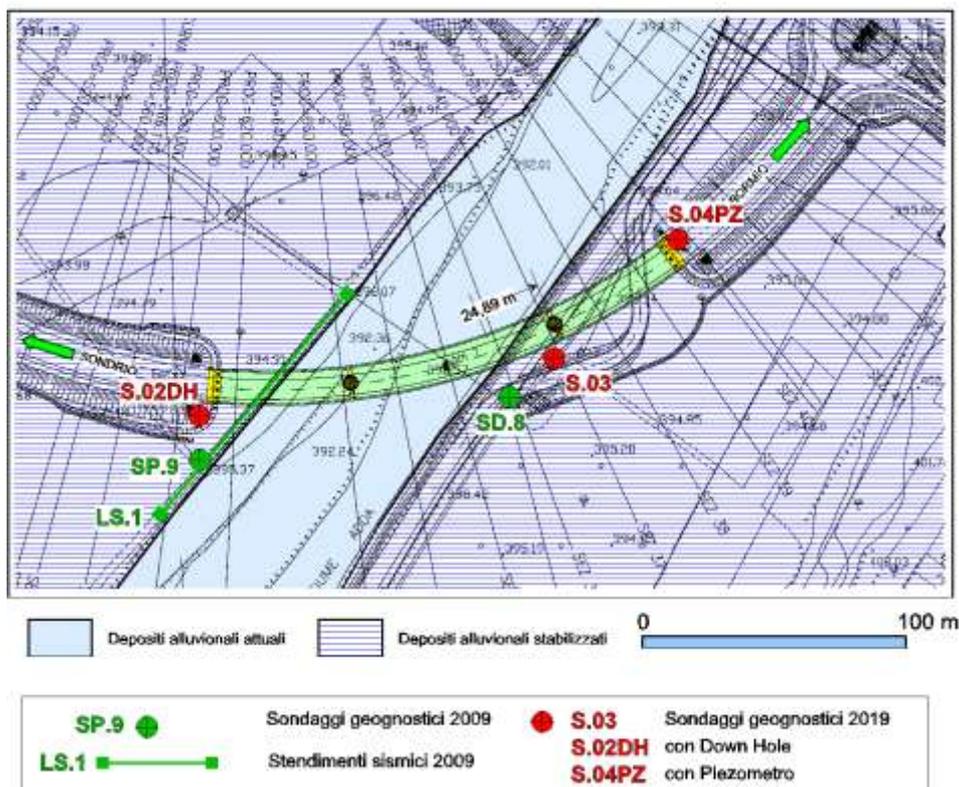
### 10.1. PONTE SUL FIUME ADDA A STAZZONA

Si tratta di un ponte con N° 3 campate, con una lunghezza complessiva pari a 180 m, così costituite:

- 1ª Campata, tra la Spalla "A" (lato Sondrio) e la Pila 1, con una lunghezza di m 50,0
- 2ª Campata, tra la Pila 1 e la Pila 2, con una lunghezza di m 80,0
- 3ª Campata, tra la Pila 2 e la Spalla "B" (lato Bormio), con una lunghezza di m 50

Per la ricostruzione della successione litologica dei terreni interessati dalle fondazioni si è fatto riferimento ai Sondaggi SP.9 e SD.8 (indagini del 2009), S.03, S.02DH e S.04PZ (indagini 2019), come da ubicazione in Figura 10.1.

Figura 10.1 – Ponte sull'Adda a Stazzona – Indagini geognostiche



Lo schema litologico, riportato anche nella scheda geotecnica, è visualizzato nella Figura 10.2, da cui si evince che i terreni appartengono all'Unità UG1 (Depositi alluvionali).

I parametri di calcolo sono riportati nella Tabella 10.1.

Tabella 10.1 – Parametri geotecnici dell'Unità UG1

Unità litotecnica UG1 (Depositi alluvionali incoerenti)

Peso di volume saturo	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$
Angolo di attrito	$\varphi' = 36^\circ$ (valore caratteristico)
Angolo di attrito	$\varphi'_c = 32^\circ$ (valore di calcolo)

Densità relativa (BAZARAA, 1962)

Da valori medi di N1(60)

$$Dr = 60\%$$

**Moduli elastici**

Modulo Elastico (Young)  $E = 431,31 \text{ MPa} - 4398 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo Edometrico  $Ed = 517,58 \text{ MPa} - 5277 \text{ Kg/cm}^2$

Classe suoli (NTC 2008):  $360 < B < 800 \text{ m/sec}$

LS1  $V_s = 426 \text{ m/sec}$  (Re.Mi.)  
 $V_s = 470 \text{ m/sec}$  (MASW)

SD.8 (Down Hole)  $V_s = 436 \text{ m/sec}$

Le fondazioni sono previste su pali, per le spalle, e su pozzi per le pile.

Per il dimensionamento dei pali di fondazione si suggerisce di ricavare il valore del *coefficiente di reazione orizzontale*  $K_h$  secondo la relazione di REESE & MATLOK (1956):

$$K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D} \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

dove

$\beta$  coefficiente ricavabile dalla Tabella 10.2

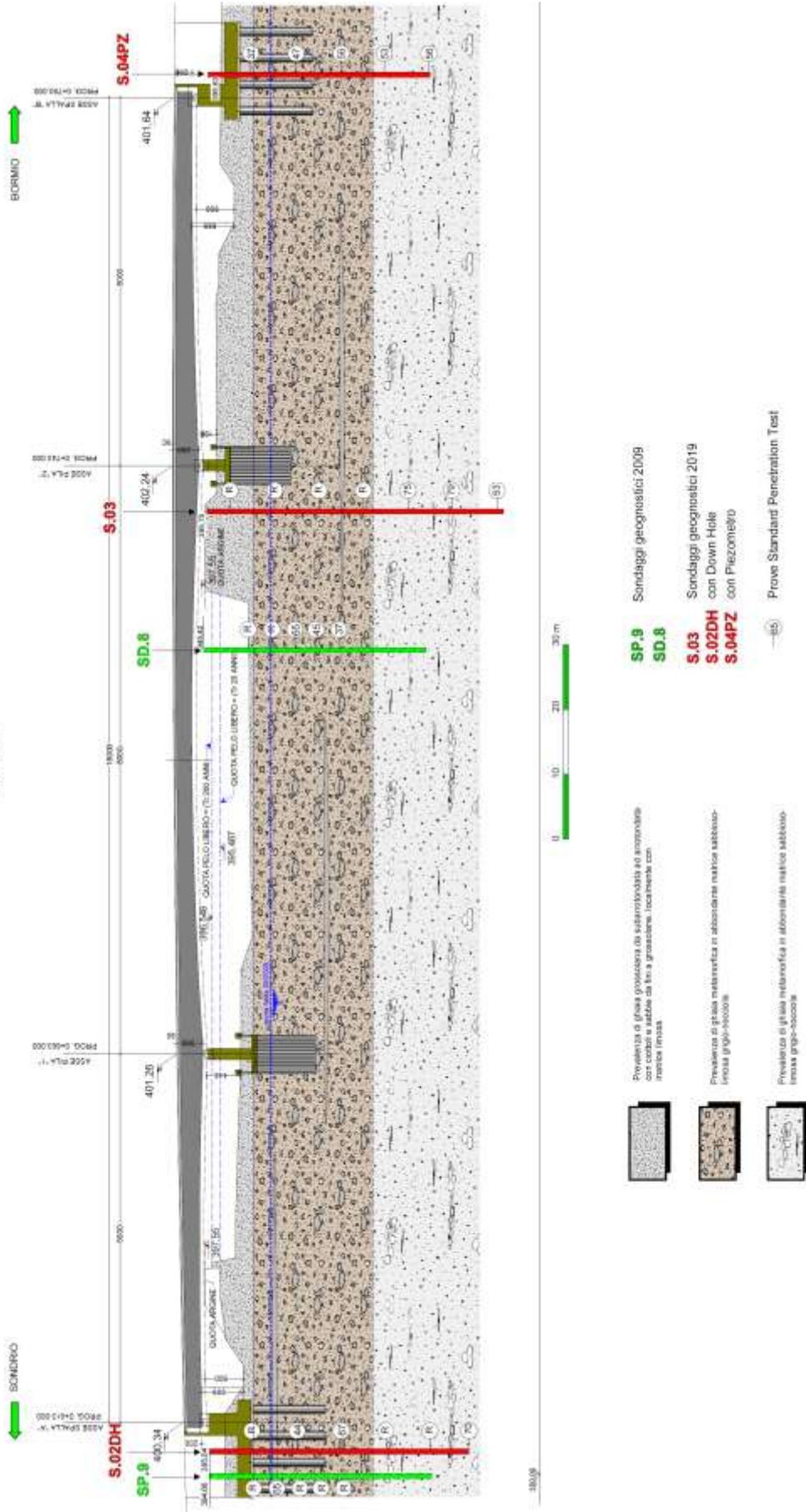
Z profondità (cm)

D diametro (cm)

Tabella 10.2 – Valori del coefficiente  $\beta$

Valori del coefficiente $\beta$		
	Secca - umida	Satura
Sabbia sciolta ( $Dr\% < 30\%$ )	0,224	0,1238
Sabbia media ( $Dr\% > 30\%$ )	0,672	0,448
Sabbia grossa-ghiaia ( $Dr\% > 70\%$ )	1,792	1,088

**FIGURA 10.2**  
**PONTE SULL'ADDA DI STAZZONA**  
 Scala 1:500



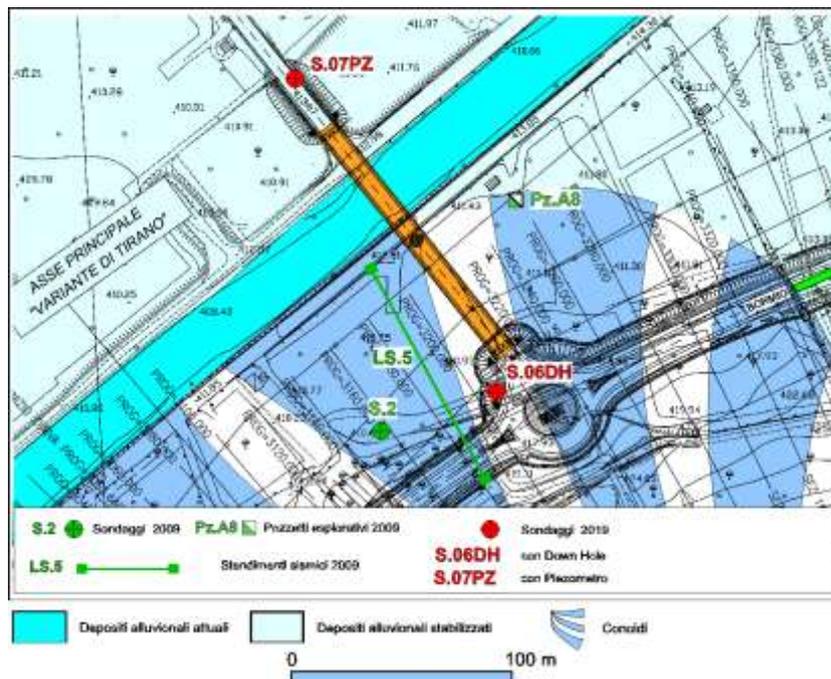
## 10.2. PONTE SUL FIUME ADDA A TIRANO

Si tratta di un ponte con N° 2 campate, con una lunghezza complessiva pari a 126 m, così costituite:

- 1ª Campata, tra la Spalla “A” e la Pila, con una lunghezza di m 63,0
- 2ª Campata, tra la Pila e la Spalla “B” (lato Tirano), con una lunghezza di m 63,0

Per la ricostruzione della successione litologica dei terreni interessati dalle fondazioni si è fatto riferimento al Sondaggio S.2 (indagini del 2009) ed S.06DH e S.07PZ (indagini 2019), come da ubicazione in Figura 10.3.

Figura 10.3 – Ponte sull’Adda a Tirano – Indagini geognostiche



Lo schema litologico, riportato anche nella scheda geotecnica, è visualizzato nella Figura 9.4; poichè il viadotto ricade a cavallo tra le due formazioni (UG1 ed UG2\_1) e poichè dal sondaggio S.2 non è possibile distinguere il passaggio dai depositi di conoide a quelli alluvionali, nel modello geotecnico di calcolo vengono suggeriti dei parametri medi relativi alla formazione UG2\_1 (cfr. Tabella 10.3), che è quella che interessa maggiormente l’area in esame.

Tabella 10.3 – Parametri geotecnici

Unità litotecnica UG2-1 (Conoidi)

Peso di volume saturo	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$
Angolo di attrito	$\varphi' = 37^\circ$ (valore caratteristico)
Angolo di attrito	$\varphi'_c = 33^\circ$ (valore di calcolo)

Densità relativa (BAZARAA, 1962)

Da valori medi di N1(60)

$$Dr = 63\%$$

**Moduli elastici**

Modulo Elastico (Young)  $E = 337,4 \text{ MPa} - 3440 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo Edometrico  $Ed = 404,9 \text{ MPa} - 4120 \text{ Kg/cm}^2$

Classe suoli (NTC 2008):  $360 < B < 800 \text{ m/sec}$

LS5  $V_s = 578 \text{ m/sec}$  (Re.Mi.)  
 $V_s = 539 \text{ m/sec}$  (MASW)

Le fondazioni sono previste su pali, per le spalle, e su pozzo per l'unica pila.

Anche in questo caso per il dimensionamento dei pali di fondazione si suggerisce di ricavare il valore del *coefficiente di reazione orizzontale*  $K_h$  secondo la relazione di REESE & MATLOK (1956):

$$K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D} \text{ (Kg/cm}^3\text{)}$$

dove

$\beta$  coefficiente ricavabile dalla Tabella 9.4

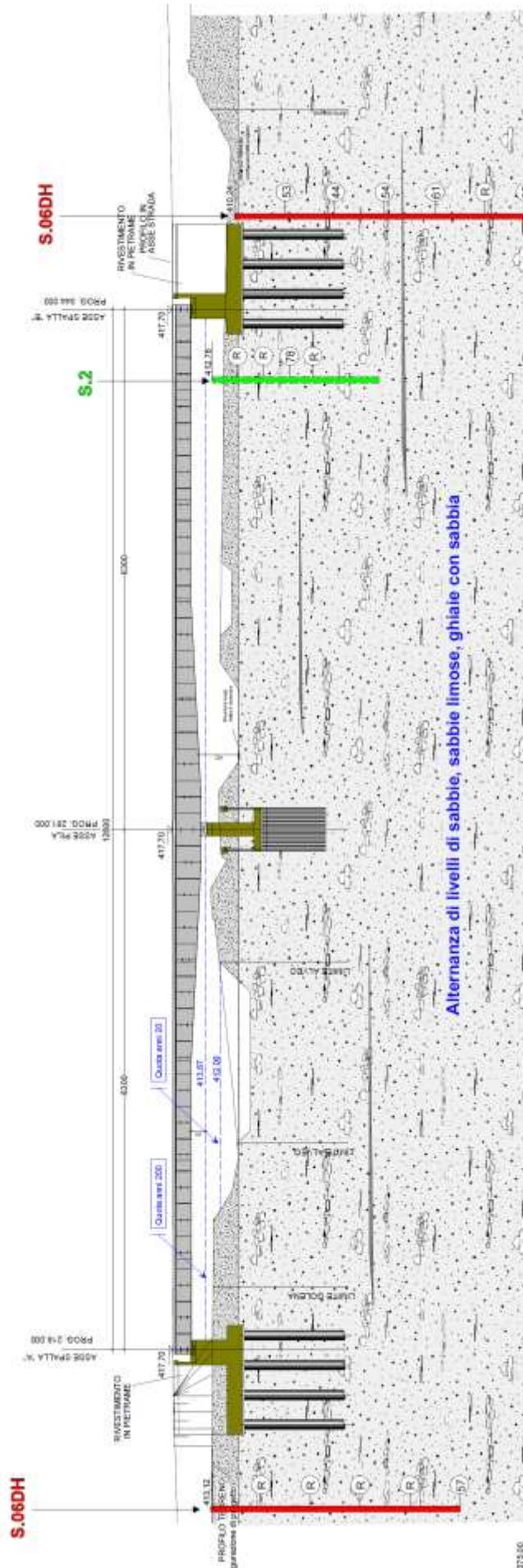
Z profondità (cm)

D diametro (cm)

Tabella 10.4 – Valori del coefficiente  $\beta$

Valori del coefficiente $\beta$		
	Secca - umida	Satura
Sabbia sciolta (Dr% < 30%)	0,224	0,1238
Sabbia media (Dr% > 30%)	0,672	0,448
Sabbia grossa-ghiaia (Dr% > 70%)	1,792	1,088

FIGURA 10.4 - PONTE SULL'ADDA DI TIRANO  
 Scala 1:500



## 11. VERIFICHE TRATTI IN RILEVATO

Vengono analizzati i tratti in cui il tracciato stradale si sviluppa in rilevato, al fine di verificare se sussistano configurazioni tali da indurre a prevedere cedimenti del substrato e/o problemi di instabilità del complesso rilevato-terreno.

Pertanto si analizza il tratto in cui si hanno le seguenti condizioni:

- rilevato più alto
- terreno di fondazione con le più scadenti caratteristiche geotecniche.

A fronte di quanto sopra è stata scelta la sezione alla Progressiva 2+360, nella quale si hanno le seguenti condizioni:

- rilevato con altezza  $H = 8,00$  m
- terreno di fondazione costituito da depositi alluvionali, con spessore di circa 32 m.

Nei paragrafi successivi verranno eseguite le seguenti verifiche:

- calcolo dei cedimenti teorici prevedibili
- verifica delle condizioni di equilibrio del complesso rilevato-terreno di fondazione.

### 11.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI TEORICI PREVEDIBILI

Nei terreni granulari prevalentemente incoerenti non si esplica il fenomeno della consolidazione, essendo quest'ultima una caratteristica peculiare dei sedimenti argillosi saturi.

Nel caso in esame, essendo i depositi alluvionali costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaie, in percentuali variabilissime, con presenza anche'essa variabile di matrice limosa, non è possibile adottare per il calcolo dei cedimenti i sistemi tradizionali, dedicati ai materiali argillosi.

Si sottolinea, comunque, che i terreni incoerenti, se sottoposti a carico, possono subire solo dei cedimenti di tipo "*immediato*", che, cioè, si esauriscono nello stesso intervallo di tempo in cui viene applicato il carico; tale cedimento è da imputare ad una riorganizzazione delle particelle incoerenti che subiscono la sollecitazione del carico imposto.

Nella letteratura geotecnica sono stati proposti vari metodi per la valutazione dei cedimenti di fondazioni superficiali su sabbia, quasi tutti di tipo empirico o semi-empirico, derivanti cioè dall'osservazione di un elevato numero di casi reali.

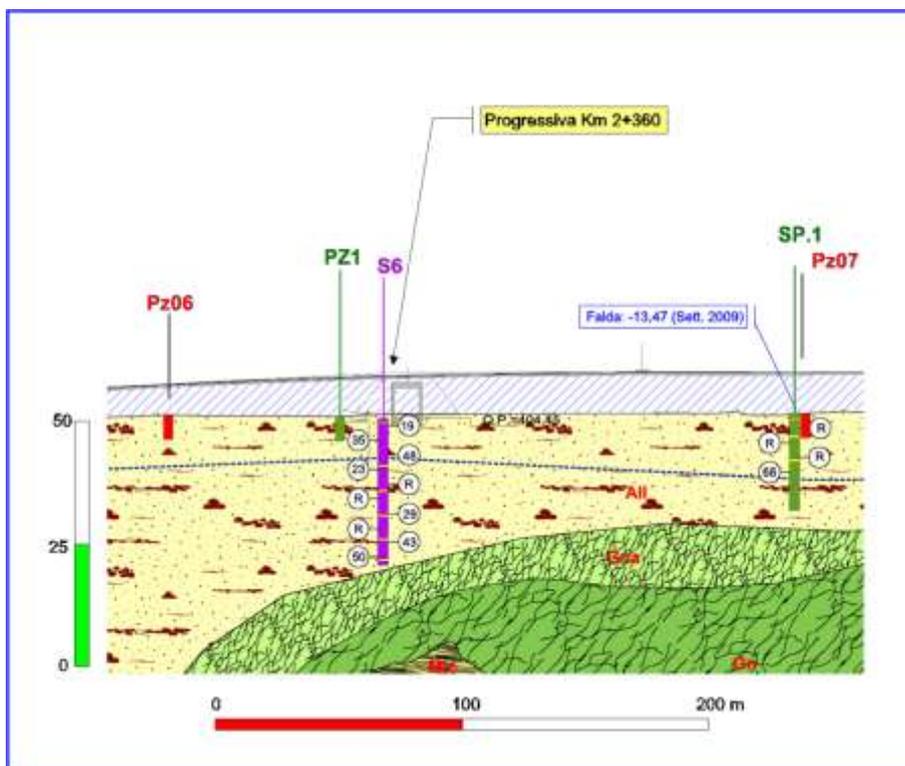
E', comunque, da tenere in conto che una valutazione accurata dei cedimenti di fondazioni su terreni incoerenti in generale non è molto importante, per i seguenti principali motivi:

- a) normalmente tali cedimenti sono di modesta entità, superando di rado i 4 – 6 cm;
- b) tali cedimenti sono “*immediati*” e si esauriscono durante la costruzione dell’opera.

Se a quanto sopra si aggiunge anche l’impossibilità di ottenere dei campioni indisturbati nei terreni incoerenti, resta come unica possibilità l’utilizzo delle prove in situ, quali S.P.T., Prove Penetrometriche Statiche CPT.

Nel caso in esame nel modello geologico di riferimento, esposto in Figura 11.1, è riportato il Sondaggio S.6 (2002), nel quale sono state eseguite delle prove S.P.T.

Figura 11.1 – Modello geologico di riferimento



Il metodo di calcolo che si basa sui risultati delle prove SPT è quello di BURLAND & BURBRIDGE (1985), derivante dall’osservazione di un gran numero di casi.

L’equazione da cui si ricava il cedimento immediato  $S_i$  è la seguente:

$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

in cui:

- $S_i$  cedimento medio (mm)
- $B$  larghezza fondazione (m)
- $f_s$  fattore di forma ; per fondazione *quadrata* o *circolare*  $f_s = 1$ ; *nastri*  $f_s = 1,25$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2$$

$f_1$  fattore di spessore;

$$f_1 = \frac{H_s}{Z_1} \cdot \left( 2 - \frac{H_s}{Z_1} \right)$$

$Z_1$  profondità di influenza (m);  $Z_1 = B^{0,763}$

$H_s$  spessore dello strato di sabbia (m); se  $H_s > Z_1$  si assume  $f_1 = 1$

$q$  pressione media sul piano di fondazione (kPa)

$I_c$  indice di compressibilità

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

$N$  valore medio  $N_{spt}$  corretto per sabbie  $N = 1,25 N_{spt}$

Per la sezione alla Progressiva Km 2+360 si assumono i seguenti dati:

$B = L = 42$  m

$q$  altezza rilevato  $h$ (cm) per il peso di volume  $\gamma$  ( $Kg/cm^3$ )

$$q = h \times \gamma = 800 \times 0,0019 = 1,520 \text{ Kg/cm}^2$$

I valori  $N_{spt}$  del sondaggio S.6 (2002), ricavati dai valori normalizzati in Tabella 6.9, sono riportati nella seguente Tabella 11.1.

Tabella 11.1 – Valori normalizzati  $N'(60)$  per il Sondaggio S.6 (2002)

NORMALIZZAZIONE $N_{SPT}$												
TIRANO (SO)		PROVE IN DEPOSITI ALLUVIONALI				SONDAGGI 2002						
Sondaggio $N^\circ$	Falda (m)	Peso specifico ( $gr/cm^3$ ) = 2,000		Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)				Correzione per tensione litostatica		
		Profondità (m)	$\sigma_v$ ( $Kg/cm^2$ )	$N_{spt}$	$N'_{spt}$	Rapporto di energia (Ce)	Diametro del foro (Cb)	Tipo di campionatore (Cs)	Lunghezza aste (Cr)	N(60)	$C_N$	$N1(60)$
S.6		1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56
S.6		4,95	0,99	35	35,0	0,9	1,05	1	0,85	28,11	1,01	28,26
S.6		7,95	1,59	48	48,0	0,9	1,05	1	0,95	43,09	0,79	34,17
S.6		10,95	2,19	23	23,0	0,9	1,05	1	1	21,74	0,68	14,69
S.6		19,95	3,99	29	29,0	0,9	1,05	1	1	27,41	0,50	13,72
S.6		25,95	5,19	43	43,0	0,9	1,05	1	1	40,64	0,44	17,84
S.6		28,95	5,79	50	50,0	0,9	1,05	1	1	47,25	0,42	19,64

Prendendo in considerazione tutte e sette i valori  $N'(60)$  si ottiene:

- valore medio  $N'(60) = 21,41$
- valore minimo  $N'(60) = 13,72$ .

Il calcolo è stato effettuato mediante un apposito programma su Excel per il valore medio e per quello minimo (cfr. rispettivamente Figura 11.2 ed 11.3), da cui risultano i seguenti cedimenti:

- per  $N_{spt} = N'(60) = \text{valore medio} = 21,41$

Cedimento immediato  $S_i = 35,69 \text{ mm}$

Figura 11.2 – Calcolo cedimenti immediati per  $N_{spt} = 21,41$

**METODO DI BURLAND & BURBRIDGE (1985)**

**CALCOLO DEI CEDIMENTI MEDI IMMEDIATI IN TERRENI INCOERENTI**

LOCALITA': Tirano

Sondaggio N°	S.6	(2002)	Valore $N_{spt} =$	21,41	Nota: media valori $N_{spt}$ Normalizzati [N1(60)]
--------------	-----	--------	--------------------	-------	--

$$S = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2$$

$$f_1 = \frac{H_s}{Z_1} \cdot \left( 2 - \frac{H_s}{Z_1} \right)$$

S cedimento medio in mm  
 B larghezza fondazione in m

$f_s$  fattore di forma ; fondazione quadrata o circolare  $f_s = 1$ ; nastriforme  $f_s = 1,25$   
 $f_1$  fattore di spessore;  $Z_1 = B^{0,763}$  = profondità di influenza;  
 $Z_1$  profondità di influenza in m  
 $H_s$  spessore dello strato di sabbia in m  
 se  $H_s > Z_1$  si assume  $f_1 = 1$   
 q pressione media sul piano di fondazione, in kPa  
 $I_c$  indice di compressibilità  
 N valore medio  $N_{spt}$  corretto per sabbie  $N = 1,25 N_{spt}$

INPUT DATI	
Larghezza della fondazione	B (m) <span style="float: right;">42,00</span>
Lunghezza della fondazione	L (m) <span style="float: right;">42,00</span>
Pressione media sul piano fondazione	q kPa <span style="float: right;">152,00</span>
Altezza dello strato di sabbia e ghiaia	$H_s$ (m) <span style="float: right;">32,00</span>
Valore medio $N_{spt}$	N <span style="float: right;">21,41</span>
Valore corretto $N_{spt}$	N' <span style="float: right;">26,7625</span>

CALCOLO	
$f_s$	= <span style="float: right;">1,000</span>
$f_1$	= <span style="float: right;">1,000</span>
$I_c$	= <span style="float: right;">0,017157688</span>

$Z_1 = B^{0,763}$	17,32
-------------------	-------

CEDIMENTO MEDIO IMMEDIATO

S = 35,69 mm

- per  $N_{spt} = N'(60) = \text{valore minimo} = 13,72$

Cedimento immediato  $S_i = 66,55 \text{ mm}$

Figura 11.3 – Calcolo cedimenti immediati per  $N_{spt} = 13,72$

**METODO DI BURLAND & BURBRIDGE (1985)**

**CALCOLO DEI CEDIMENTI MEDI IMMEDIATI IN TERRENI INCOERENTI**

LOCALITA': Tirano

Sondaggio N°	S.6	(2002)	Valore $N_{spt} =$	13,72	Nota: media valori $N_{spt}$ Normalizzati [N1(60)]
--------------	-----	--------	--------------------	-------	--

$$S = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2$$

$$f_1 = \frac{H_s}{Z_1} \cdot \left( 2 - \frac{H_s}{Z_1} \right)$$

$S$  cedimento medio in mm

$B$  larghezza fondazione in m

$f_s$  fattore di forma ; fondazione quadrata o circolare  $f_s = 1$ ; nastriforme  $f_s = 1,25$

$f_1$  fattore di spessore;  $Z_1 = B^{0,763}$  = profondità di influenza;

$Z_1$  profondità di influenza in m

$H_s$  spessore dello strato di sabbia in m  
se  $H_s > Z_1$  si assume  $f_1 = 1$

$q$  pressione media sul piano di fondazione, in kPa

$I_c$  indice di compressibilità

$N$  valore medio  $N_{spt}$  corretto per sabbie  $N = 1,25 N_{spt}$

INPUT DATI

Larghezza della fondazione	<b>B</b> (m)	42,00
Lunghezza della fondazione	<b>L</b> (m)	42,00
Pressione media sul piano fondazione	<b>q</b> (kPa)	152,00
Altezza dello strato di sabbia e ghiaia	<b>H<sub>s</sub></b> (m)	32,00
Valore medio $N_{spt}$	<b>N</b>	13,72
Valore corretto $N_{spt}$	<b>N'</b>	17,15

$Z_1 = B^{0,763}$

17,32

CEDIMENTO MEDIO IMMEDIATO

S = 66,55 mm

CALCOLO

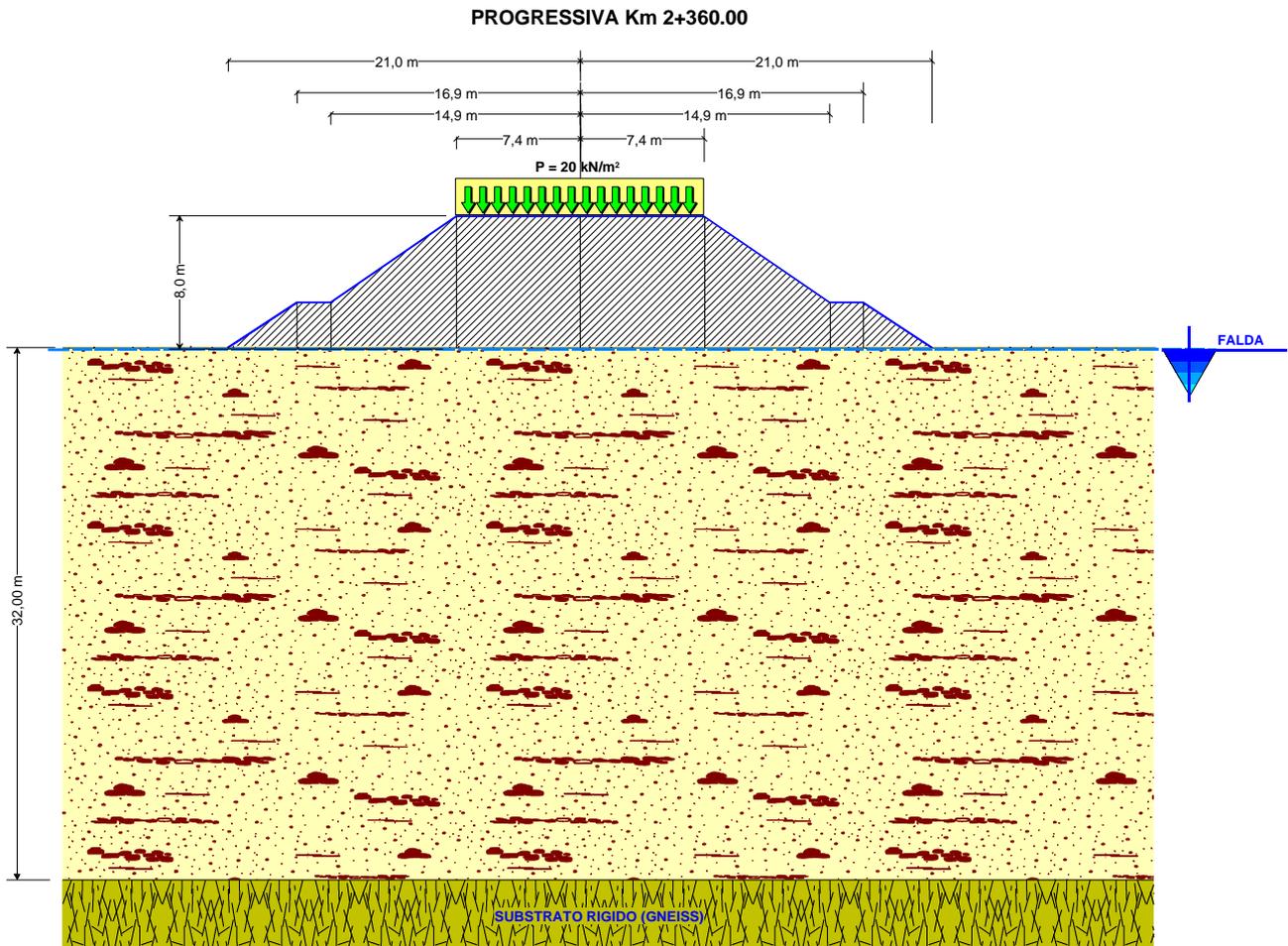
$f_s$	=	1,000
$f_1$	=	1,000
$I_c$	=	0,031990891

In ambedue i casi si tratta comunque di cedimenti di tipo immediato del tutto trascurabili.

## 11.2 VERIFICA DI STABILITA'

Per la verifica delle condizioni di equilibrio del complesso rilevato-terreno di fondazione si fa sempre riferimento alla sezione alla Progressiva Km 2+360,00, il cui schema di calcolo è riportato nella seguente Figura 11.4.

Figura 11.4 – Schema di calcolo per la verifica di stabilità



Per le verifiche è stato utilizzato il programma Slope della Geostru Software (cfr. Appendice "C"), che consente il calcolo sia per terreni che per rocce anche con la nuova normativa sismica (NTC 2018).

Nel suddetto programma, in ambiente WINDOWS, l'input dei dati è il seguente:

- profilo del pendio: viene assegnato mediante una poligonale, introducendo le coordinate di ciascuno dei segmenti che la compone, o importando le coordinate da un foglio elettronico Excel;
- discontinuità litologiche: vengono anch'esse assegnate come poligonali o importate come coordinate da un foglio elettronico Excel;

- profilo della falda: il programma prevede l'introduzione di più di una falda idrica, mediante l'inserimento delle coordinate di ciascuna poligonale che ne individua la superficie;
  - caratteristiche geotecniche: vengono inseriti, per ciascun litotipo, il peso di volume, la coesione e l'angolo di attrito;
  - superfici di scorrimento: il programma può analizzare superfici di scorrimento circolari o di forma qualunque; le superfici di scorrimento circolari possono essere assegnate con le seguenti opzioni:
  - passanti per un punto, assegnando una maglia di centri;
  - passanti per due punti, assegnando una maglia di centri;
  - tangenti ad una retta, assegnando una maglia di centri;
  - random, assegnando una maglia di centri;
  - random, assegnando un intervallo di ascisse a valle ed a monte.
  - metodi di calcolo: vengono offerte le seguenti opzioni:
- a) FELLENIUS: consente di analizzare superfici di rottura circolare in ambiente sia statico che dinamico;
  - b) JAMBU: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;
  - c) BISHOP: consente di analizzare superfici di rottura circolare, in ambiente sia statico che dinamico;
  - e) SARMA: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;
  - f) MORGENSTERN E PRICE;
  - g) SPENCER
  - h) BELL
  - i) SARMA
  - l) ZEN LIANG
  - m) ELEMENTI DISCRETI: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque, in ambiente sia statico che dinamico;

→ sisma: si può scegliere tra le seguenti opzioni:

- Normativa 88/96
- Eurocodice EC7/8
- British Standard
- NTC 2008
- NTC 2018
- Assenza di sisma

→ sovraccarichi: è previsto l'inserimento di sovraccarichi sia puntuali che distribuiti, di cui vengono richiesti la forza verticale e le ascisse che ne delimitano l'applicazione sul pendio;

→ conci: è possibile scegliere un numero di conci compreso tra 1 e 50;

→ opere di stabilizzazione: è prevista l'introduzione delle seguenti opere:

→ *tiranti di ancoraggio*, per ciascuno dei quali vengono richieste la lunghezza della parte libera, la lunghezza del bulbo, il punto di applicazione nel pendio e la forza applicata;

→ *muri di contenimento*, per ciascuno dei quali vengono richieste la geometria e la resistenza al taglio del calcestruzzo;

→ *pali*, per ciascuno dei quali vengono richiesti il diametro, la lunghezza e la resistenza al taglio del calcestruzzo;

→ *terre rinforzate*, per le quali vengono richieste le caratteristiche delle geogriglie di rinforzo e la relativa geometria.

Dopo il calcolo è possibile visualizzare e stampare la superficie critica, un numero definito di superfici più critiche o tutte le superfici calcolate.

Il programma prevede la stampa del listato dei dati di input e la stampa dei grafici che evidenziano le superfici di scorrimento ed i rispettivi coefficienti di sicurezza.

Le verifiche vengono effettuate nelle seguenti due configurazioni:

Verifica N° 1

➤ condizioni sismiche (NTC 2018)

- sovraccarico stradale 20 kN/m<sup>2</sup>
- assenza di falda

Verifica N° 2

- condizioni sismiche (NTC 2018)
- sovraccarico stradale 20 kN/m<sup>2</sup>
- presenza di falda al piano di campagna

I dati di input per tutte le sezioni sono i seguenti:

*Rilevato stradale*

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 35^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

*Depositi alluvionali*

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito efficace  $\varphi' = 36^\circ$
- coesione efficace  $C' = 0 \text{ kPa}$

Verifica N° 1

Sono state analizzate complessivamente N° 831 superfici circolari con il metodo di Bishop, tra cui quella critica è risultata con fattore di stabilità (cfr. Figura 11.5):

$$F_s = 1,64$$

Verifica N° 2

Sono state analizzate complessivamente N° 831 superfici circolari con il metodo di Bishop, tra cui quella critica è risultata con fattore di stabilità (cfr. Figura 11.6):

$$F_s = 1,50$$

Nelle verifiche effettuate nelle due configurazioni, con assenza di falda e con falda al piano di campagna, il fattore di stabilità è risultato  $F_s > 1,1$  e pertanto le verifiche si ritengono soddisfatte ai sensi della vigente normativa NTC 2018.

Figura 11.5 – Verifica N° 1 – Assenza di falda

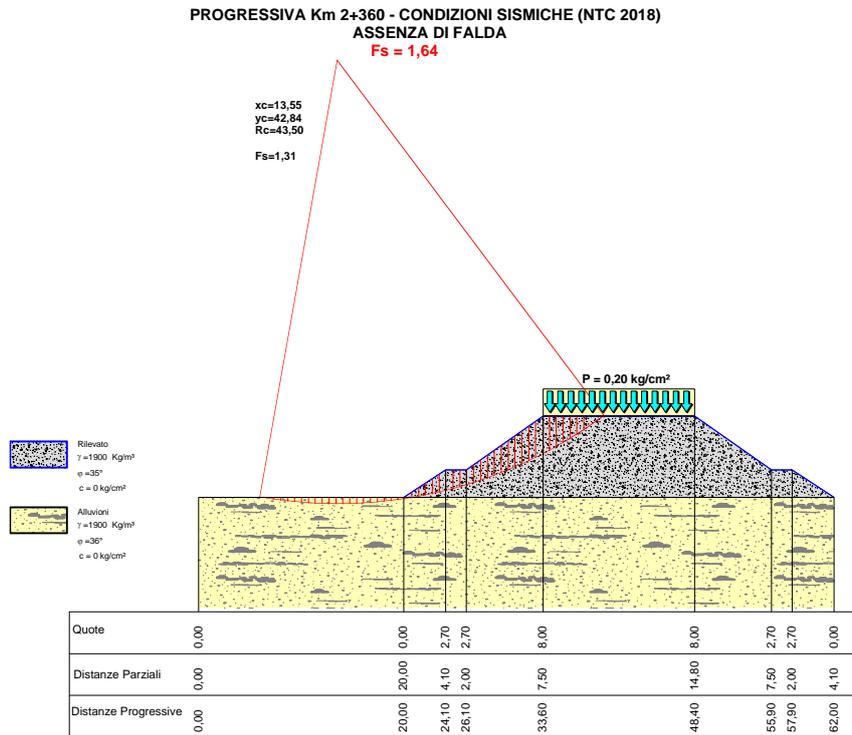
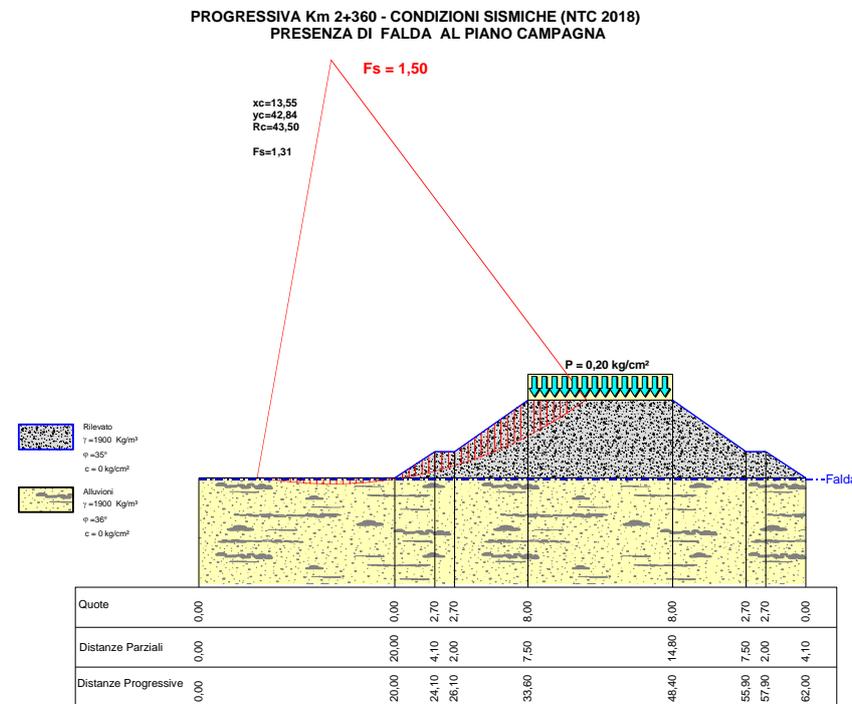


Figura 11.6 – Verifica N° 2 – Presenza di falda al piano campagna



## 12. ALLEGATO 1 – NORMALIZZAZIONE S.P.T.

# NORMALIZZAZIONE N<sub>SPT</sub>

TIRANO (SO)			PROVE IN DEPOSITI ALLUVIONALI				SONDAGGI 2002 - 2009					
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)				Correzione per tensione litostatica		
	Profondità (m)	$\sigma_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)	Diametro del foro (Cb)	Tipo di campionatore (Cs)	Lunghezza aste (Cr)	N(60)	C <sub>N</sub>	N1(60)	
SP.1	12,86	7,95	1,59	51	51,0	0,9	1,05	1	0,95	45,79	0,79	36,31
SP.1	12,86	10,95	2,19	85	85,0	0,9	1,05	1	1	80,33	0,68	54,28
SP.1	12,86	13,95	2,79	80	47,5	0,9	1,05	1	1	44,89	0,60	26,87
SP.1	12,86	16,95	3,39	67	41,0	0,9	1,05	1	1	38,75	0,54	21,04
SP.1	12,86	19,95	3,99	60	37,5	0,9	1,05	1	1	35,44	0,50	17,74
SP.1	12,86	22,95	4,59	54	34,5	0,9	1,05	1	1	32,60	0,47	15,22
SP.1	12,86	25,95	5,19	45	30,0	0,9	1,05	1	1	28,35	0,44	12,44
SP.1	12,86	29,95	5,99	56	35,5	0,9	1,05	1	1	33,55	0,41	13,71
S.2		1,95	0,39	43	43,0	0,9	1,05	1	0,75	30,48	1,60	48,80
S.2		4,95	0,99	46	46,0	0,9	1,05	1	0,85	36,95	1,01	37,14
S.2		10,95	2,19	67	67,0	0,9	1,05	1	1	63,32	0,68	42,78
S.2		13,95	2,79	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,60	42,43
S.2		16,95	3,39	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,54	26,69
S.2		19,95	3,99	68	68,0	0,9	1,05	1	1	64,26	0,50	32,17
S.2		22,95	4,59	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,47	33,08
SP.3	5,80	1,95	0,39	51	51,0	0,9	1,05	1	0,75	36,15	1,60	57,88
SP.3	5,80	4,95	0,99	68	68,0	0,9	1,05	1	0,85	54,62	1,01	54,90
SP.3	5,80	7,95	1,59	67	41,0	0,9	1,05	1	0,95	36,81	0,79	29,19
SP.3	5,80	10,95	2,19	48	31,5	0,9	1,05	1	1	29,77	0,68	20,12
SP.3	5,80	13,95	2,79	81	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,60	27,16
SP.3	5,80	19,95	3,99	74	44,5	0,9	1,05	1	1	42,05	0,50	21,05
SP.3	5,80	25,95	5,19	81	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,44	19,91
SP.3	5,80	28,95	5,79	62	38,5	0,9	1,05	1	1	36,38	0,42	15,12
S.4		1,95	0,39	59	59,0	0,9	1,05	1	0,75	41,82	1,60	66,96
S.4		4,95	0,99	69	69,0	0,9	1,05	1	0,85	55,42	1,01	55,70
SP.5		1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56
SP.5		7,95	1,59	32	32,0	0,9	1,05	1	0,95	28,73	0,79	22,78
SP.5		10,95	2,19	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99
SP.5		13,95	2,79	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,60	19,80
S.6		1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56
S.6		4,95	0,99	35	35,0	0,9	1,05	1	0,85	28,11	1,01	28,26
S.6		7,95	1,59	48	48,0	0,9	1,05	1	0,95	43,09	0,79	34,17
S.6		10,95	2,19	23	23,0	0,9	1,05	1	1	21,74	0,68	14,69
S.6		19,95	3,99	29	29,0	0,9	1,05	1	1	27,41	0,50	13,72
S.6		25,95	5,19	43	43,0	0,9	1,05	1	1	40,64	0,44	17,84
S.6		28,95	5,79	50	50,0	0,9	1,05	1	1	47,25	0,42	19,64
SP.7		16,95	3,39	43	43,0	0,9	1,05	1	1	40,64	0,54	22,07
SP.7		22,95	4,59	48	48,0	0,9	1,05	1	1	45,36	0,47	21,17
SP.7		25,95	5,19	39	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,44	16,18
SP.7		28,95	5,79	47	47,0	0,9	1,05	1	1	44,42	0,42	18,46
S.8		4,95	0,99	39	39,0	0,9	1,05	1	0,85	31,33	1,01	31,48
S.8		7,95	1,59	21	21,0	0,9	1,05	1	0,95	18,85	0,79	14,95
S.8		10,95	2,19	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99
S.8		16,95	3,39	40	40,0	0,9	1,05	1	1	37,80	0,54	20,53
S.8		19,95	3,99	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,50	26,97
S.8		22,95	4,59	62	62,0	0,9	1,05	1	1	58,59	0,47	27,35
SP.9	27,10	1,95	0,39	47	47,0	0,9	1,05	1	0,75	33,31	1,60	53,34
SP.9	27,10	4,95	0,99	44	44,0	0,9	1,05	1	0,85	35,34	1,01	35,52
SP.9	27,10	13,95	2,79	49	49,0	0,9	1,05	1	1	46,31	0,60	27,72
SP.9	27,10	16,95	3,39	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,54	29,26
SP.9	27,10	22,95	4,59	60	60,0	0,9	1,05	1	1	56,70	0,47	26,47
SP.9	27,10	25,95	5,19	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,44	18,25
SP.9	27,10	28,95	5,79	47	31,0	0,9	1,05	1	1	29,30	0,42	12,17
SP.14	47,00	1,95	0,39	19	19,0	0,9	1,05	1	0,75	13,47	1,60	21,56
SP.14	47,00	4,95	0,99	20	20,0	0,9	1,05	1	0,85	16,07	1,01	16,15
SP.14	47,00	7,95	1,59	23	23,0	0,9	1,05	1	0,95	20,65	0,79	16,38
SP.14	47,00	10,95	2,19	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,68	23,63
SP.14	47,00	13,95	2,79	32	32,0	0,9	1,05	1	1	30,24	0,60	18,10
SP.14	47,00	16,95	3,39	30	30,0	0,9	1,05	1	1	28,35	0,54	15,40
SP.14	47,00	19,95	3,99	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,50	16,56
SP.14	47,00	22,95	4,59	38	38,0	0,9	1,05	1	1	35,91	0,47	16,76
SP.14	47,00	25,95	5,19	35	35,0	0,9	1,05	1	1	33,08	0,44	14,52
SP.14	47,00	31,95	6,39	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,40	13,83
SP.14	47,00	34,95	6,99	24	24,0	0,9	1,05	1	1	22,68	0,38	8,58
SP.14	47,00	37,95	7,59	41	41,0	0,9	1,05	1	1	38,75	0,36	14,06
SP.14	47,00	40,95	8,19	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,35	12,22
SP.14	47,00	43,95	8,79	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,34	18,17
SP.14	47,00	46,95	9,39	49	49,0	0,9	1,05	1	1	46,31	0,33	15,11
SP.14	47,00	49,95	9,99	59	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,32	11,06
SP.14	47,00	58,95	11,79	63	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,29	10,73
SP.14	47,00	61,95	12,39	60	37,5	0,9	1,05	1	1	35,44	0,28	10,07
SP.14	47,00	65,15	13,03	63	39,0	0,9	1,05	1	1	36,86	0,28	10,21
SP.14	47,00	67,95	13,59	61	38,0	0,9	1,05	1	1	35,91	0,27	9,74
S.1	13,86	12,45	2,49	68	68,0	0,9	1,05	1	1	64,26	0,63	40,72
S.8		12,45	2,49	65	65,0	0,9	1,05	1	1	61,43	0,63	38,93
S.8		15,45	3,09	45	45,0	0,9	1,05	1	1	42,53	0,57	24,19
S.8		18,45	3,69	37	37,0	0,9	1,05	1	1	34,97	0,52	18,20
S.9	8,34	9,45	1,89	65	40,0	0,9	1,05	1	0,95	35,91	0,73	26,12
S.2DH		12,45	2,49	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,63	26,35
S.2DH		18,45	3,69	67	67,0	0,9	1,05	1	1	63,32	0,52	32,96
S.2DH		35,45	7,09	70	70,0	0,9	1,05	1	1	66,15	0,38	24,84
S.03		27,45	5,49	75	75,0	0,9	1,05	1	1	70,88	0,43	30,25
S.03		33,45	6,69	79	79,0	0,9	1,05	1	1	74,66	0,39	28,86
S.03		39,45	7,89	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,36	17,49
S.04PZ		6,45	1,29	37	37,0	0,9	1,05	1	0,95	33,22	0,88	29,25
S.04PZ		12,45	2,49	47	47,0	0,9	1,05	1	1	44,42	0,63	28,15
S.04PZ		18,45	3,69	56	56,0	0,9	1,05	1	1	52,92	0,52	27,55
S.04PZ		24,45	4,89	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,45	22,22
S.04PZ		30,45	6,09	56	56,0	0,9	1,05	1	1	52,92	0,41	21,44
S.05		5,45	1,09	31	31,0	0,9	1,05	1	0,85	24,90	0,96	23,85
S.05		10,45	2,09	36	36,0	0,9	1,05	1	1	34,02	0,69	23,53
S.05		15,45	3,09	46	46,0	0,9	1,05	1	1	43,47	0,57	24,73
S.06DH		24,45	4,89	61	61,0	0,9	1,05	1	1	57,65	0,45	26,07
S.06DH		35,45	7,09	65	65,0	0,9	1,05	1	1	61,43	0,38	23,07
S.07PZ		30,45	6,09	57	57,0	0,9	1,05	1	1	53,87	0,41	21,83
S.08PZ		18,45	3,69	44	44,0	0,9	1,05	1	1	41,58	0,52	21,65
S.08PZ		24,45	4,89	50	50,0	0,9	1,05	1	1	47,25	0,45	21,37
S.08PZ		30,45	6,09	52	52,0	0,9	1,05	1	1	49,14	0,41	19,91

# NORMALIZZAZIONE $N_{SPT}$

TIRANO (SO)			PROVE NEI DEPOSITI DI CONOIDI				SONDAGGI 2002 - 2009					
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)					Correzione per tensione litostatica	
		Profondità (m)	$\sigma_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)	Diametro del foro (Cb)	Tipo di campionatore (Cs)	Lunghezza aste (Cr)	N(60)	C <sub>N</sub>	N1(60)
SP.11	44,30	1,95	0,39	37	37	0,9	1,05	1	0,75	26,22	1,60	41,99
SP.11	45,30	4,95	0,99	25	25	0,9	1,05	1	0,85	20,08	1,01	20,18
SP.11	46,30	7,95	1,59	29	29	0,9	1,05	1	0,95	26,03	0,79	20,65
SP.11	47,30	10,95	2,19	21	21	0,9	1,05	1	1	19,85	0,68	13,41
SP.13	24,58	1,95	0,39	39	39	0,9	1,05	1	0,75	27,64	1,60	44,26
SP.13	25,58	8,95	1,79	35	35	0,9	1,05	1	0,95	31,42	0,75	23,49
SP.13	26,58	10,95	2,19	27	27	0,9	1,05	1	1	25,52	0,68	17,24
SP.13	27,58	13,95	2,79	31	31	0,9	1,05	1	1	29,30	0,60	17,54
SP.13	28,58	16,50	3,30	39	39	0,9	1,05	1	1	36,86	0,55	20,29
SP.13	29,58	19,95	3,99	48	48	0,9	1,05	1	1	45,36	0,50	22,71
SP.13	30,58	22,95	4,59	52	52	0,9	1,05	1	1	49,14	0,47	22,94
SP.15	19,20	1,95	0,39	27	27	0,9	1,05	1	0,75	19,14	1,60	30,64
SP.15	21,20	7,95	1,59	31	31	0,9	1,05	1	0,95	27,83	0,79	22,07
SP.15	22,20	10,95	2,19	27	27	0,9	1,05	1	1	25,52	0,68	17,24
SP.15	24,20	16,95	3,39	50	50	0,9	1,05	1	1	47,25	0,54	25,66
SP.15	25,20	19,95	3,99	51	51	0,9	1,05	1	1	48,20	0,50	24,13
SP.15	26,20	22,95	4,59	56	56	0,9	1,05	1	1	52,92	0,47	24,70
SP.15	27,20	25,95	5,19	59	59	0,9	1,05	1	1	55,76	0,44	24,47
SP.15	28,20	28,95	5,79	56	35,5	0,9	1,05	1	1	33,55	0,42	13,94
SP.15	29,20	31,95	6,39	53	34	0,9	1,05	1	1	32,13	0,40	12,71
SP.16		1,95	0,39	17	17	0,9	1,05	1	0,75	12,05	1,60	19,29
SP.16		4,95	0,99	27	27	0,9	1,05	1	0,85	21,69	1,01	21,80
SP.16		7,95	1,59	44	44,00	0,9	1,05	1	0,95	39,50	0,79	31,33
SP.16		10,95	2,19	36	36,00	0,9	1,05	1	1	34,02	0,68	22,99
SP.16		13,95	2,79	59	59,00	0,9	1,05	1	1	55,76	0,60	33,38
S.2		9,45	1,89	78	78,00	0,9	1,05	1	0,95	70,02	0,73	50,94
S.10	13,86	3,45	0,69	67	67,00	0,9	1,05	1	0,75	47,49	1,20	57,17
S.01		5,45	1,09	34	34,00	0,9	1,05	1	0,85	27,31	0,96	26,16
S.01		10,45	2,09	42	42,00	0,9	1,05	1	1	39,69	0,69	27,45
S.01		15,45	3,09	50	50,00	0,9	1,05	1	1	47,25	0,57	26,88
S.06DH		6,45	1,29	53	53,00	0,9	1,05	1	0,95	47,58	0,88	41,89
S.06DH		12,45	2,49	44	44,00	0,9	1,05	1	1	41,58	0,63	26,35
S.06DH		18,45	3,69	54	54,00	0,9	1,05	1	1	51,03	0,52	26,57
S.11DH		6,45	1,29	33	33,00	0,9	1,05	1	0,95	29,63	0,88	26,08
S.11DH		12,45	2,49	34	34,00	0,9	1,05	1	1	32,13	0,63	20,36

In blu campagna indagini 2002

In verde campagna indagini 2009

In rosso campagna indagini 2019

# NORMALIZZAZIONE $N_{SPT}$

TIRANO (SO)			PROVE NEI DEPOSITI DI MORENE				SONDAGGI 2002 - 2009					
Sondaggio N°	Falda (m)	Peso specifico (gr/cm <sup>3</sup> ) =	2,000	Valori rilevati	Correzione per acqua	N(60)					Correzione per tensione litostatica	
		Profondità (m)	$\sigma_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	N'spt	Rapporto di energia (Ce)	Diametro del foro (Cb)	Tipo di campionatore (Cs)	Lunghezza aste (Cr)	N(60)	C <sub>N</sub>	N1(60)
SP.12	50,45	1,95	0,39	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,60	24,97
SP.12	50,45	8,95	1,79	30	30	0,9	1,05	1	0,95	26,93	0,75	20,13
SP.12	50,45	10,95	2,19	34	34	0,9	1,05	1	1	32,13	0,68	21,71
SP.12	50,45	13,95	2,79	33	33	0,9	1,05	1	1	31,19	0,60	18,67
SP.12	50,45	19,95	3,99	43	43	0,9	1,05	1	1	40,64	0,50	20,34
SP.12	50,45	22,95	4,59	31	31	0,9	1,05	1	1	29,30	0,47	13,67
SP.12	50,45	25,95	5,19	28	28	0,9	1,05	1	1	26,46	0,44	11,61
SP.12	50,45	28,95	5,79	47	47	0,9	1,05	1	1	44,42	0,42	18,46
SP.12	50,45	31,95	6,39	63	63	0,9	1,05	1	1	59,54	0,40	23,55
S.4		3,45	0,69	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,20	18,77
S.4		6,30	1,26	19	19	0,9	1,05	1	0,95	17,06	0,89	15,20
S.5		3,45	0,69	22	22	0,9	1,05	1	0,75	15,59	1,20	18,77
S.5		6,45	1,29	36	36	0,9	1,05	1	0,95	32,32	0,88	28,46
S.6		3,45	0,69	11	11	0,9	1,05	1	0,75	7,80	1,20	9,39
S.6		6,45	1,29	47	47	0,9	1,05	1	0,95	42,19	0,88	37,15
S.11DH		24,45	4,89	48	48	0,9	1,05	1	1	45,36	0,45	20,51
S.11DH		30,45	6,09	46	46	0,9	1,05	1	1	43,47	0,41	17,61

In blu campagna indagini 2002

In verde campagna indagini 2009

In rosso campagna indagini 2019

### 13. ALLEGATO 2 – PARAMETRI GEOTECNICI DA S.P.T.

**DEPOSITI ALLUVIONALI - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.**

Sondaggio	N°(60)	N(60)	Angolo di Attrito φ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiołkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.1	36,31	45,79	37,89	34,41	68,57	55,76	370,85	355,65	138,41	126,80
SP.1	54,28	80,33	43,28		85,59		602,79		156,38	
SP.1	26,87	44,89	35,06		60,67		376,00		128,97	
SP.1	21,04	38,75	33,31		53,73		333,97		123,14	
SP.1	17,74	35,44	32,32		49,18		311,09		119,84	
SP.1	15,22	32,60	31,57		45,31		290,62		117,32	
SP.1	12,44	28,35	30,73		40,71		257,28		114,54	
SP.1	13,71	33,55	31,11		42,30		302,58		115,81	
S.2	48,80	30,48	41,64	38,28	64,71	68,05	250,98	445,91	150,90	139,68
S.2	37,14	36,95	38,14		65,90		302,74		139,24	
S.2	42,78	63,32	39,84		75,99		496,42		144,88	
S.2	42,43	70,88	39,73		76,24		555,07		144,53	
S.2	26,69	49,14	35,01		60,51		411,91		128,79	
S.2	32,17	64,26	36,65		66,23		525,78		134,27	
S.2	33,08	70,88	36,92		66,81		578,47		135,18	
S.2	57,88	36,15	44,36		70,47		290,38		159,98	
SP.3	54,90	54,62	43,47	36,20	80,13	59,35	420,34	342,28	157,00	132,77
SP.3	29,19	36,81	35,76		61,49		307,27		131,29	
SP.3	20,12	29,77	33,03		52,10		258,27		122,22	
SP.3	27,16	45,36	35,15		60,99		379,45		129,26	
SP.3	21,05	42,05	33,32		53,57		362,70		123,15	
SP.3	19,91	45,36	32,97		51,49		394,53		122,01	
SP.3	15,12	36,38	31,54		44,54		325,30		117,22	
S.4	66,96	41,82	47,09		75,80		328,14		169,06	
S.4	55,70	55,42	43,71	80,71	425,38	157,80	163,43			
SP.5	21,56	13,47	33,47	33,54	43,01	51,28	121,12	236,51	123,66	123,88
SP.5	22,78	28,73	33,83		54,32		247,03		124,88	
SP.5	22,99	34,02	33,90		55,70		290,89		125,09	
SP.5	19,80	33,08	32,94		52,08		287,00		121,90	
S.6	21,56	13,47	33,47		43,01		121,12		123,66	
S.6	28,26	28,11	35,48	57,49	238,63	130,36				
S.6	34,17	43,09	37,25	66,53	352,13	136,27				
S.6	14,69	21,74	31,41	44,52	194,35	116,79				
S.6	13,72	27,41	31,12	43,25	246,27	115,82				
S.6	17,84	40,64	32,35	48,73	357,36	119,94				
S.6	19,64	47,25	32,89	50,76	412,18	121,74				
SP.7	22,07	40,64	33,62	32,84	55,02	51,02	348,42	364,20	124,17	121,57
SP.7	21,17	45,36	33,35		53,44		391,43		123,27	
SP.7	16,18	36,86	31,85		46,41		327,11		118,28	
SP.7	18,46	44,42	32,54		49,21		389,85		120,56	
S.8	31,48	31,33	36,45		60,68		262,40		133,58	
S.8	14,95	18,85	31,49	44,00	168,92	117,05				
S.8	22,99	34,02	33,90	55,70	290,89	125,09				
S.8	20,53	37,80	33,16	53,07	326,69	122,63				
S.8	26,97	53,87	35,09	60,63	451,27	129,07				
S.8	27,35	58,59	35,20	60,74	490,64	129,45				
SP.9	53,34	33,31	43,00	35,69	67,65	58,01	270,90	357,57	155,44	131,06
SP.9	35,52	35,34	37,66		64,45		291,37		137,62	
SP.9	27,72	46,31	35,32		61,62		386,33		129,82	
SP.9	29,26	53,87	35,78		63,35		446,15		131,36	
SP.9	26,47	56,70	34,94		59,75		476,77		128,57	
SP.9	18,25	41,58	32,48		49,30		364,85		120,35	
SP.9	12,17	29,30	30,65		39,97		266,62		114,27	
SP.14	21,56	13,47	33,47		43,01		121,12		123,66	
SP.14	16,15	16,07	31,84	43,45	144,25	118,25				
SP.14	16,38	20,65	31,91	46,05	183,53	118,48				
SP.14	23,63	34,97	34,09	56,47	298,03	125,73				
SP.14	18,10	30,24	32,43	49,80	264,81	120,20				
SP.14	15,40	28,35	31,62	45,96	252,07	117,50				
SP.14	16,56	33,08	31,97	47,51	292,29	118,66				
SP.14	16,76	35,91	32,03	47,55	317,29	118,86				
SP.14	14,52	33,08	31,36	43,97	296,39	116,62				
SP.14	13,83	34,97	31,15	42,27	315,40	115,93				
SP.14	8,58	22,68	29,57	33,02	211,93	110,68				
SP.14	14,06	38,75	31,22	41,94	349,95	116,16				
SP.14	12,22	34,97	30,67	38,78	319,68	114,32				
SP.14	18,17	53,87	32,45	46,91	477,15	120,27				
SP.14	15,11	46,31	31,53	42,44	417,42	117,21				
SP.14	11,06	34,97	30,32	36,03	323,04	113,16				
SP.14	10,73	36,86	30,22	34,69	342,23	112,83				
SP.14	10,07	35,44	30,02	33,35	330,72	112,17				
SP.14	10,21	36,86	30,06	33,34	343,98	112,31				
SP.14	9,74	35,91	29,92	32,35	336,40	111,84				
S.1	40,72	64,26	39,22	74,49	507,18	507,18	142,82	142,82		
S.8	38,93	61,43	38,68	72,83	488,38	488,38	141,03	141,03		
S.8	24,19	42,53	34,26	57,62	360,75	385,06	126,29	126,29		
S.8	18,20	34,97	32,46	49,91	306,06	306,06	120,30	120,30		
S.9	26,12	35,91	34,84	58,90	303,03	303,03	128,22	128,22		
S.2DH	26,35	41,58	34,91	59,92	349,38	349,38	143,68	143,68		
S.2DH	32,96	63,32	36,89	67,16	515,98	476,66	165,42	165,42		
S.2DH	24,84	66,15	34,45	56,12	564,63	564,63	168,25	168,25		
S.03	30,25	70,88	36,07	63,24	587,32	587,32	172,98	172,98		
S.03	28,86	74,66	35,66	60,82	624,96	549,37	176,76	176,76		
S.03	17,49	49,14	32,25	46,59	435,84	435,84	151,24	151,24		
S.04PZ	29,25	33,22	35,77	60,34	278,62	278,62	135,32	135,32		
S.04PZ	28,15	44,42	35,44	61,93	370,08	370,08	146,52	146,52		
S.04PZ	27,55	52,92	35,26	61,40	441,93	394,10	155,02	155,02		
S.04PZ	22,22	49,14	33,67	54,58	422,10	422,10	151,24	151,24		
S.04PZ	21,44	52,92	33,43	52,84	457,79	457,79	155,02	155,02		
S.05	23,85	24,90	34,16	53,46	214,86	214,86	127,00	127,00		
S.05	23,53	34,02	34,06	56,23	290,26	290,97	136,12	136,12		
S.05	24,73	43,47	34,42	58,26	367,80	367,80	145,57	145,57		
S.06DH	26,07	57,65	34,82	59,12	486,00	507,35	159,75	159,75		
S.06DH	23,07	61,43	33,92	54,08	528,69	528,69	163,53	163,53		
S.07PZ	21,83	53,87	33,55	53,31	465,08	465,08	155,97	155,97		
S.08PZ	21,65	41,58	33,49	54,43	357,38	357,38	143,68	143,68		
S.08PZ	21,37	47,25	33,41	53,52	407,61	397,80	149,35	149,35		
S.08PZ	19,91	49,14	32,97	50,92	428,39	428,39	151,24	151,24		

**DEPOSITI DI MORENE - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.**

Sondaggio	N'(60)	N(60)	Angolo di Attrito $\phi$ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.12	24,97	15,59	34,49	32,77	46,28	49,09	138,46	297,58	127,07	121,34
SP.12	20,13	26,93	33,04		51,52		234,22		122,23	
SP.12	21,71	32,13	33,51		54,13		276,49		123,81	
SP.12	18,67	31,19	32,60		50,57		272,25		120,77	
SP.12	20,34	40,64	33,10		52,66		351,77		122,44	
SP.12	13,67	29,30	31,10		42,95		263,56		115,77	
SP.12	11,61	26,46	30,48		39,33		241,41		113,71	
SP.12	18,46	44,42	32,54		49,21		389,85		120,56	
SP.12	23,55	59,54	34,07		55,16		510,18		125,65	
S.4	18,77	15,59	32,63		32,10		44,45		43,92	
S.4	15,20	17,06	31,56		43,39		153,20		117,30	
S.5	18,77	15,59	32,63	34,08	44,45	51,98	139,47	205,74	120,87	125,71
S.5	28,46	32,32	35,54		59,52		272,02		130,56	
S.6	9,39	7,80	29,82	33,98	31,43	49,72	73,28	207,94	111,49	125,37
S.6	37,15	42,19	38,14		68,01		342,60		139,25	
S.11DH	20,51	45,36	33,15	32,72	52,44	50,17	393,03	388,30	122,61	121,16
S.11DH	17,61	43,47	32,28		47,89		383,57		119,71	

In blu campagna indagini 2002

In verde campagna indagini 2009

In rosso campagna indagini 2019

**DEPOSITI DI CONOIDI - PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE S.P.T.**

Sondaggio	N'(60)	N(60)	Angolo di Attrito $\phi$ (°)	Valore medio per sondaggio	Densità Relativa DR (%)	Valore medio per sondaggio	Modulo Elastico E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio	Modulo edometrico Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Valore medio per sondaggio
N°	Valori Nspt Normalizzati	Valori Nspt Normalizzati	Japanese National Railway		Bazaraa (1962)		Jamiolkowski et Al. (1988)		Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)	
SP.11	41,99	26,22	39,60	34,22	71,03	53,47	210,16	197,98	144,09	126,16
	20,18	20,08	33,05		48,58		176,71		122,28	
	20,65	26,03	33,19		51,71		226,25		122,75	
	13,41	19,85	31,02		42,54		178,82		115,51	
SP.13	44,26	27,64	40,28	34,22	72,92	55,69	219,68	299,68	146,36	126,17
	23,49	31,42	34,05		55,65		268,72		125,59	
	17,24	25,52	32,17		48,24		224,83		119,34	
	17,54	29,30	32,26		49,01		257,34		119,64	
	20,29	36,86	33,09		52,76		318,92		122,39	
	22,71	45,36	33,81		55,64		387,94		124,81	
	22,94	49,14	33,88		55,63		420,30		125,04	
SP.15	30,64	19,14	36,19	33,52	60,68	53,02	160,29	327,68	132,74	123,83
	22,07	27,83	33,62		53,46		240,14		124,17	
	17,24	25,52	32,17		48,24		224,83		119,34	
	25,66	47,25	34,70		59,33		398,01		127,76	
	24,13	48,20	34,24		57,35		409,30		126,23	
	24,70	52,92	34,41		57,73		448,74		126,80	
	24,47	55,76	34,34		57,09		474,03		126,57	
	13,94	33,55	31,18		42,77		302,03		116,04	
SP.16	12,71	32,13	30,81	34,73	40,52	57,13	291,80	273,33	114,81	127,86
	19,29	12,05	32,79		48,15		106,21		121,39	
	21,80	21,69	33,54		50,49		189,40		123,90	
	31,33	39,50	36,40		63,70		326,70		133,43	
	22,99	34,02	33,90		55,70		290,89		125,09	
S.2	50,94	70,02	42,28	42,28	82,25	82,25	533,67	533,67	153,04	153,04
S.10	57,17	47,49	44,15	44,15	78,75	78,75	367,73	367,73	159,27	159,27
S.01	26,16	27,31	35,19	38,43	55,99	59,15	233,24	320,43	128,26	128,93
	27,45	39,69	38,91		60,73		332,38		129,55	
	26,88	47,25	41,18		60,74		395,68		128,98	
S.06DH	41,89	47,58	41,27	41,02	72,22	64,15	379,32	385,61	143,99	133,70
	26,35	41,58	39,47		59,92		349,38		128,45	
	26,57	51,03	42,31		60,29		428,13		128,67	
S.11DH	26,08	29,63	35,89	36,26	56,99	54,83	251,98	265,05	128,18	125,32
	20,36	32,13	36,64		52,68		278,13		122,46	

In blu campagna indagini 2002

In verde campagna indagini 2009

In rosso campagna indagini 2019

## 14. ALLEGATO 3 – RESISTENZA AL TAGLIO NEI GIUNTI

**RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO LE DISCONTINUITA' (BARTON, 1973)**

**STAZIONE RILIEVO: SS.1**

**LITOTIPO: PARAGNEISS**

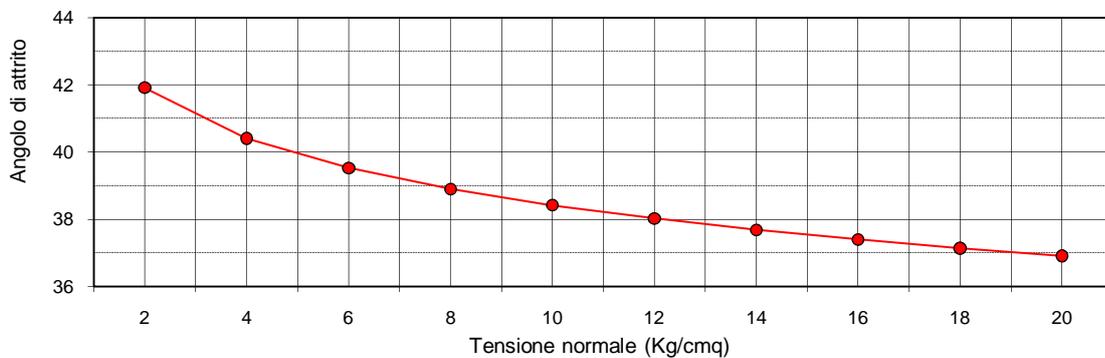
<b>Famiglia</b>	<b>K1, K2, K3</b>
Angolo di attrito di base ( $\varphi^\circ$ )	29

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

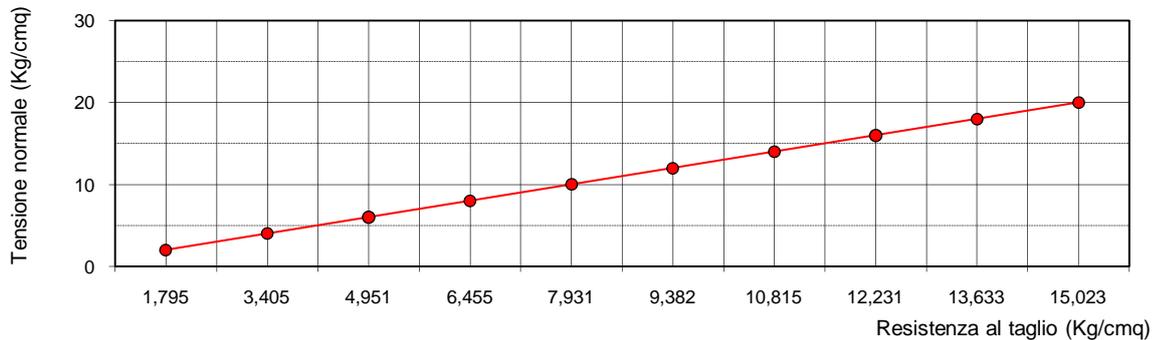
Resistenza a rottura ( $Kg/cm^2$ )	JRC	$\sigma_n$ ( $Kg/cm^2$ )	"i"	$\varphi$ ( $^\circ$ )	$\tan\varphi$	$\tau$ ( $Kg/cm^2$ )
764,4	5	2	12,91	41,91	0,897609579	1,795
		4	11,41	40,41	0,851256428	3,405
		6	10,53	39,53	0,825094334	4,951
		8	9,90	38,90	0,806931519	6,455
		10	9,42	38,42	0,793062168	7,931
		12	9,02	38,02	0,781867524	9,382
		14	8,69	37,69	0,772496572	10,815
		16	8,40	37,40	0,764447211	12,231
		18	8,14	37,14	0,757398705	13,633
		20	7,91	36,91	0,751133875	15,023

Variazione dell'angolo di attrito con la tensione normale



$$\tau = \sigma_n \tan (\varphi^\circ + i)$$

Variazione della resistenza al taglio con la tensione normale



**RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO LE DISCONTINUITA' (BARTON, 1973)**

**STAZIONE RILIEVO: SS.2**

**LITOTIPO: PARAGNEISS**

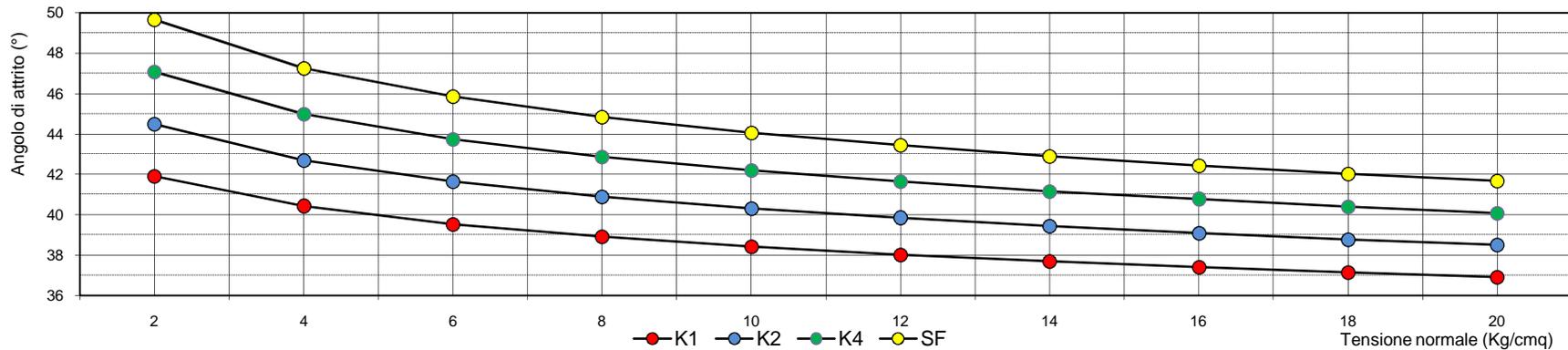
<b>Famiglie</b>	<b>K1, K2, K4, SF</b>
Angolo di attrito di base ( $\varphi^\circ$ )	29

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

Resistenza a rottura (Kg/cm <sup>2</sup> )	JRC	$\sigma_n$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	K1		K2		K4		SF		K1	K2	K4	SF	K1	K2	K4	SF	
			"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)									tan $\varphi$
764,4	K1	5	2	12,91	41,91	15,49	44,49	18,08	47,08	20,66	49,66	0,89761	0,982483	1,075226	1,177422	1,795	1,965	2,150	2,355
	K2	6	4	11,41	40,41	13,69	42,69	15,97	44,97	18,25	47,25	0,851256	0,922372	0,998912	1,081797	3,405	3,689	3,996	4,327
	K4	7	6	10,53	39,53	12,63	41,63	14,74	43,74	16,84	45,84	0,825094	0,88881	0,95683	1,029809	4,951	5,333	5,741	6,179
	SF	8	8	9,90	38,90	11,88	40,88	13,86	42,86	15,84	44,84	0,806932	0,865659	0,92801	0,994495	6,455	6,925	7,424	7,956
			10	9,42	38,42	11,30	40,30	13,18	42,18	15,07	44,07	0,793062	0,848059	0,906212	0,967937	7,931	8,481	9,062	9,679
			12	9,02	38,02	10,82	39,82	12,63	41,63	14,43	43,43	0,781868	0,833903	0,888746	0,946748	9,382	10,007	10,665	11,361
			14	8,69	37,69	10,42	39,42	12,16	41,16	13,90	42,90	0,772497	0,822086	0,874212	0,929177	10,815	11,509	12,239	13,008
			16	8,40	37,40	10,08	39,08	11,75	40,75	13,43	42,43	0,764447	0,81196	0,861789	0,914202	12,231	12,991	13,789	14,627
			18	8,14	37,14	9,77	38,77	11,40	40,40	13,02	42,02	0,757399	0,80311	0,850956	0,901175	13,633	14,456	15,317	16,221
			20	7,91	36,91	9,49	38,49	11,08	40,08	12,66	41,66	0,751134	0,795258	0,841364	0,889664	15,023	15,905	16,827	17,793

Variazione dell'angolo di attrito con la tensione normale



**RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO LE DISCONTINUITA' (BARTON, 1973)**

**STAZIONE RILIEVO: SS.3**

**LITOTIPO: ANFIBOLITE**

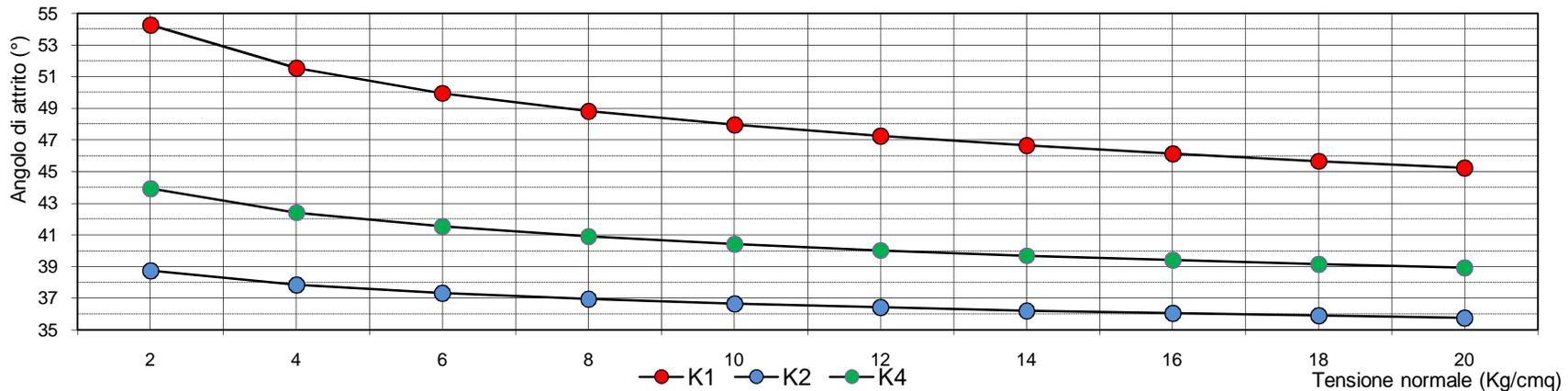
<b>Famiglie</b>	<b>K1, K2, K4</b>
Angolo di attrito di base ( $\varphi^\circ$ )	31

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

Resistenza a rottura (Kg/cm <sup>2</sup> )	JRC	$\sigma_n$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	K1		K2		K4		tan $\varphi$	tan $\varphi$	tan $\varphi$	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	
			"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)							
764,4	K1	9	2	23,24	54,24	7,75	38,75	12,91	43,91	1,3886079	0,802495	0,9627066	2,777	1,605	1,925
	K2	3	4	20,53	51,53	6,84	37,84	11,41	42,41	1,258585	0,776904	0,9133272	5,034	3,108	3,653
	K4	5	6	18,95	49,95	6,32	37,32	10,53	41,53	1,1894972	0,762224	0,8855298	7,137	4,573	5,313
			8	17,82	48,82	5,94	36,94	9,90	40,90	1,1431792	0,751932	0,8662624	9,145	6,015	6,930
			10	16,95	47,95	5,65	36,65	9,42	40,42	1,1086609	0,744019	0,8515665	11,087	7,440	8,516
			12	16,24	47,24	5,41	36,41	9,02	40,02	1,0813113	0,737598	0,8397154	12,976	8,851	10,077
			14	15,63	46,63	5,21	36,21	8,69	39,69	1,0587553	0,7322	0,8298022	14,823	10,251	11,617
			16	15,11	46,11	5,04	36,04	8,40	39,40	1,0396187	0,727546	0,8212925	16,634	11,641	13,141
			18	14,65	45,65	4,88	35,88	8,14	39,14	1,0230376	0,723458	0,8138448	18,415	13,022	14,649
			20	14,24	45,24	4,75	35,75	7,91	38,91	1,0084346	0,719814	0,8072284	20,169	14,396	16,145

Variazione dell'angolo di attrito con la tensione normale



**RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO LE DISCONTINUITA' (BARTON, 1973)**

**STAZIONE RILIEVO: SS.3**

**LITOTIPO: ANFIBOLITE**

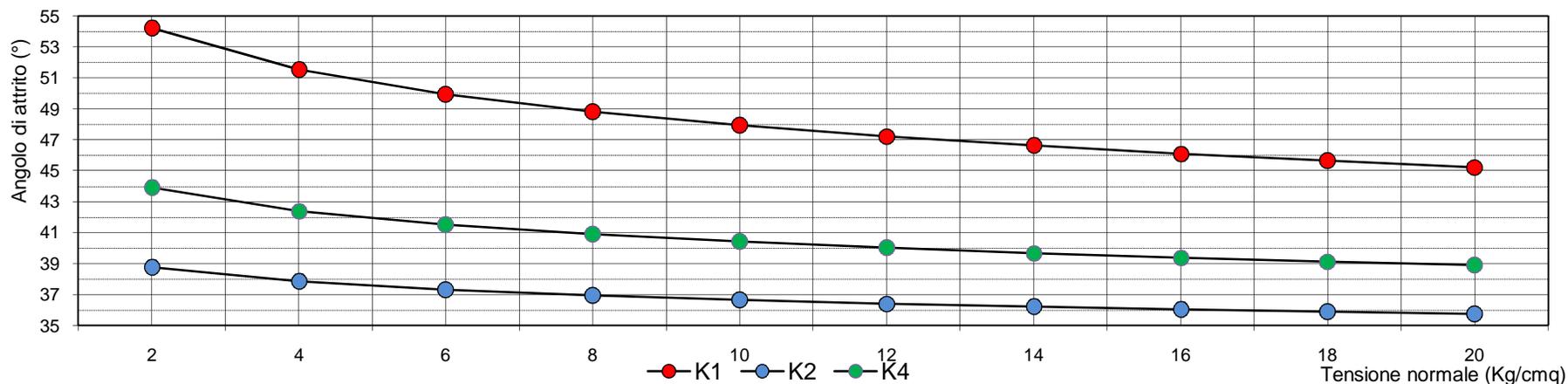
<b>Famiglie</b>	<b>K1, K2, K4</b>
Angolo di attrito di base ( $\varphi^\circ$ )	31

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

Resistenza a rottura (Kg/cm <sup>2</sup> )	JRC	$\sigma_n$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	K1		K2		K4		K1		K2		K4		
			"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	tan $\varphi$	tan $\varphi$	tan $\varphi$	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	
764,4	K1	9	2	23,24	54,24	7,75	38,75	12,91	43,91	1,3886079	0,802495	0,9627066	2,777	1,605	1,925
	K2	3	4	20,53	51,53	6,84	37,84	11,41	42,41	1,258585	0,776904	0,9133272	5,034	3,108	3,653
	K4	5	6	18,95	49,95	6,32	37,32	10,53	41,53	1,1894972	0,762224	0,8855298	7,137	4,573	5,313
			8	17,82	48,82	5,94	36,94	9,90	40,90	1,1431792	0,751932	0,8662624	9,145	6,015	6,930
			10	16,95	47,95	5,65	36,65	9,42	40,42	1,1086609	0,744019	0,8515665	11,087	7,440	8,516
			12	16,24	47,24	5,41	36,41	9,02	40,02	1,0813113	0,737598	0,8397154	12,976	8,851	10,077
			14	15,63	46,63	5,21	36,21	8,69	39,69	1,0587553	0,7322	0,8298022	14,823	10,251	11,617
			16	15,11	46,11	5,04	36,04	8,40	39,40	1,0396187	0,727546	0,8212925	16,634	11,641	13,141
			18	14,65	45,65	4,88	35,88	8,14	39,14	1,0230376	0,723458	0,8138448	18,415	13,022	14,649
			20	14,24	45,24	4,75	35,75	7,91	38,91	1,0084346	0,719814	0,8072284	20,169	14,396	16,145

Variazione dell'angolo di attrito con la tensione normale



**RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO LE DISCONTINUITA' (BARTON, 1973)**

**STAZIONE RILIEVO: R.2**

**LITOTIPO: MICASCISTO**

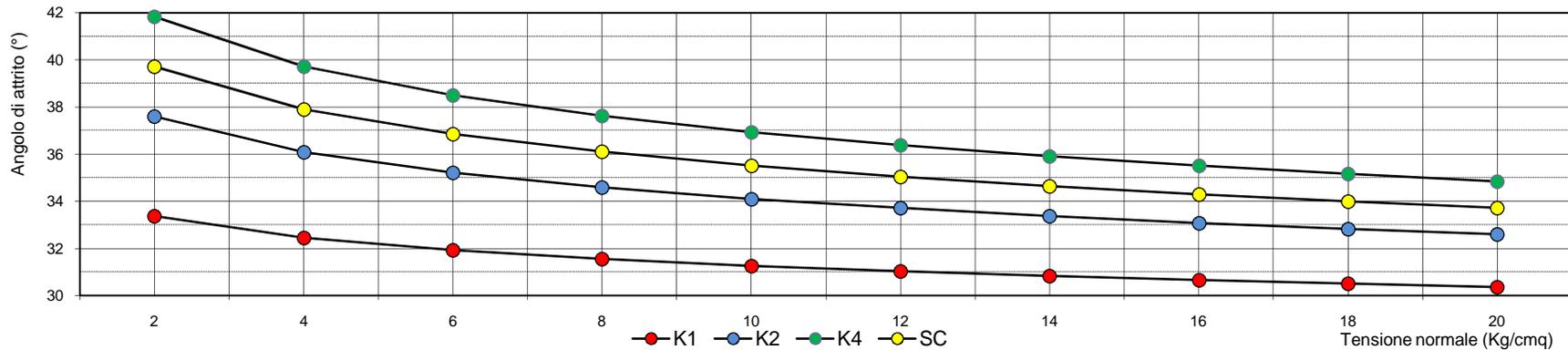
<b>Famiglie</b>	<b>K1, K2, K3, SC</b>
Angolo di attrito di base ( $\varphi^\circ$ )	27

$$i = JRC \log (JCS/\sigma_n)$$

$$\varphi = \varphi^\circ + i$$

Resistenza a rottura (Kg/cm <sup>2</sup> )	JRC	$\sigma_n$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	K1		K2		K3		SC		tan $\varphi$	tan $\varphi$	tan $\varphi$	tan $\varphi$	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )				
			"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)	"i"	$\varphi$ (°)									
262,9	K1	3	2	6,36	33,36	10,59	37,59	14,83	41,83	12,71	39,71	0,658284	0,769931	0,895087	0,830586	1,317	1,540	1,790	1,661
	K2	5	4	5,45	32,45	9,09	36,09	12,72	39,72	10,91	37,91	0,635922	0,728909	0,830927	0,778658	2,544	2,916	3,324	3,115
	K4	7	6	4,92	31,92	8,21	35,21	11,49	38,49	9,85	36,85	0,623049	0,705637	0,795193	0,749453	3,738	4,234	4,771	4,497
	SF	6	8	4,55	31,55	7,58	34,58	10,62	37,62	9,10	36,10	0,614004	0,689429	0,770574	0,729218	4,912	5,515	6,165	5,834
			10	4,26	31,26	7,10	34,10	9,94	36,94	8,52	35,52	0,607039	0,677024	0,751873	0,713787	6,070	6,770	7,519	7,138
			12	4,02	31,02	6,70	33,70	9,38	36,38	8,04	35,04	0,601379	0,666994	0,73684	0,701344	7,217	8,004	8,842	8,416
			14	3,82	30,82	6,37	33,37	8,92	35,92	7,64	34,64	0,596616	0,658585	0,724295	0,690936	8,353	9,220	10,140	9,673
			16	3,65	30,65	6,08	33,08	8,51	35,51	7,29	34,29	0,592506	0,651354	0,713548	0,682001	9,480	10,422	11,417	10,912
			18	3,49	30,49	5,82	32,82	8,15	35,15	6,99	33,99	0,588893	0,645014	0,704159	0,674181	10,600	11,610	12,675	12,135
			20	3,36	30,36	5,59	32,59	7,83	34,83	6,71	33,71	0,585671	0,639374	0,695829	0,667234	11,713	12,787	13,917	13,345

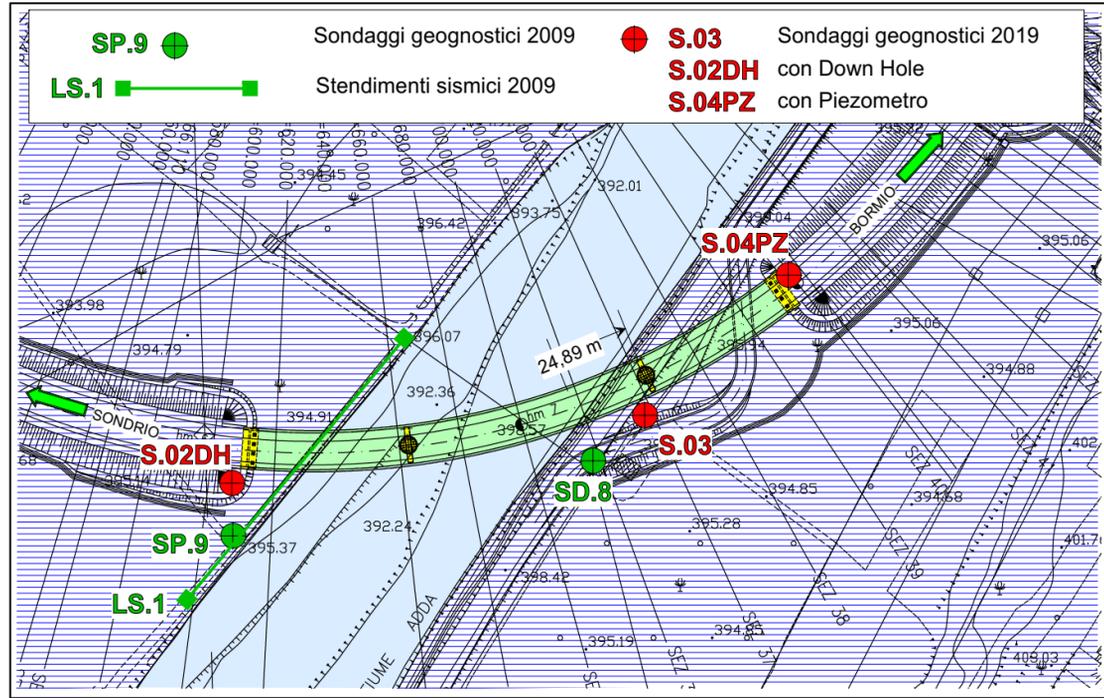
Variazione dell'angolo di attrito con la tensione normale



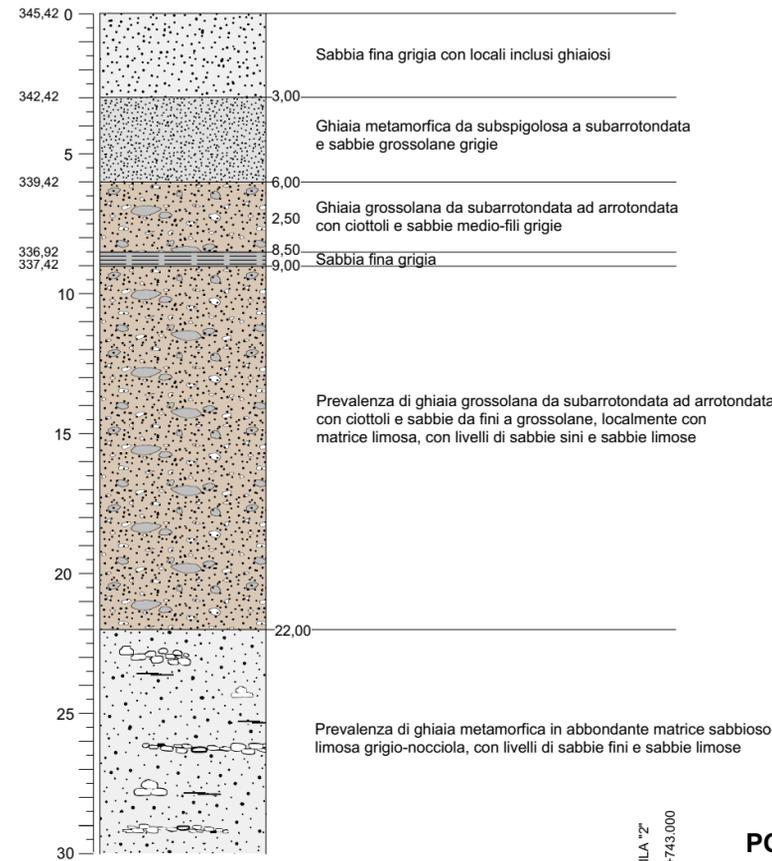
$$\tau = \sigma_n \text{tang} (\varphi^\circ + i)$$

## 15. ALLEGATO 4 - SCHEDE GEOTECNICHE

**STRALCIO PLANIMETRICO**  
Scala 1:2.000



**SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DI RIFERIMENTO: PROFILO GEOTECNICO LONGITUDINALE IN ASSE**  
CORRELAZIONE CON SONDAGGIO SD.8 E SP.9 (2009)



**Unità litotecnica UG1 (Depositi alluvionali incoerenti)**

Peso di volume saturo  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$   
 Peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$   
 Coesione efficace  $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$   
 Angolo di attrito  $\phi' = 36^\circ$  (valore caratteristico)  
 Angolo di attrito  $\phi'_c = 32^\circ$  (valore di calcolo)

**Densità relativa (BAZARAA, 1962)**

Da valori medi di N1(60)

$Dr = 60\%$

**Moduli elastici**

Modulo Elastico (Young)  $E = 431,31 \text{ MPa} - 4398 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo Edometrico  $Ed = 517,58 \text{ MPa} - 5277 \text{ Kg/cm}^2$

**Classe suoli (NTC 2008):  $360 < B < 800 \text{ m/sec}$**

LS1  $V_s = 426 \text{ m/sec (Re.Mi.)}$   
 $V_s = 470 \text{ m/sec (MASW)}$

SD.8 (Down Hole)  $V_s = 436 \text{ m/sec}$

**PONTE DI STAZZONA SUL FIUME ADDA**  
**MODELLO GEOTECNICO**

**Coefficiente di reazione orizzontale  $K_h$  (Kg/cm<sup>2</sup>)**

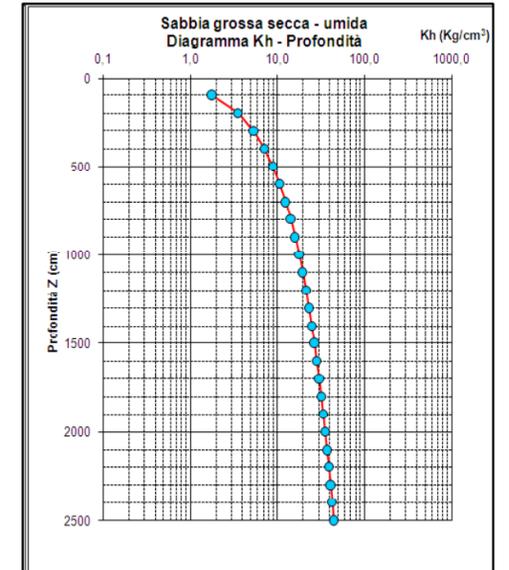
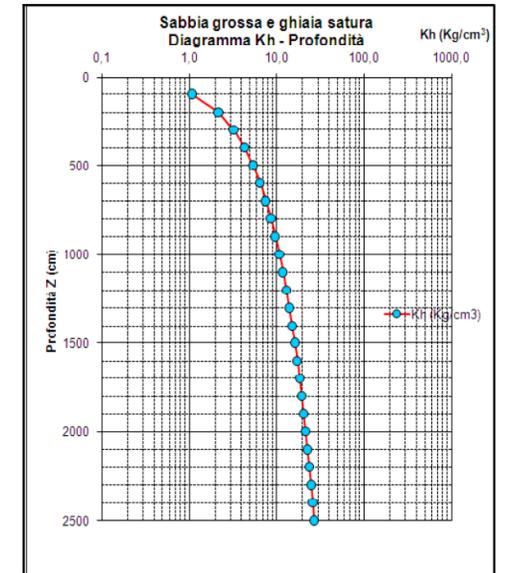
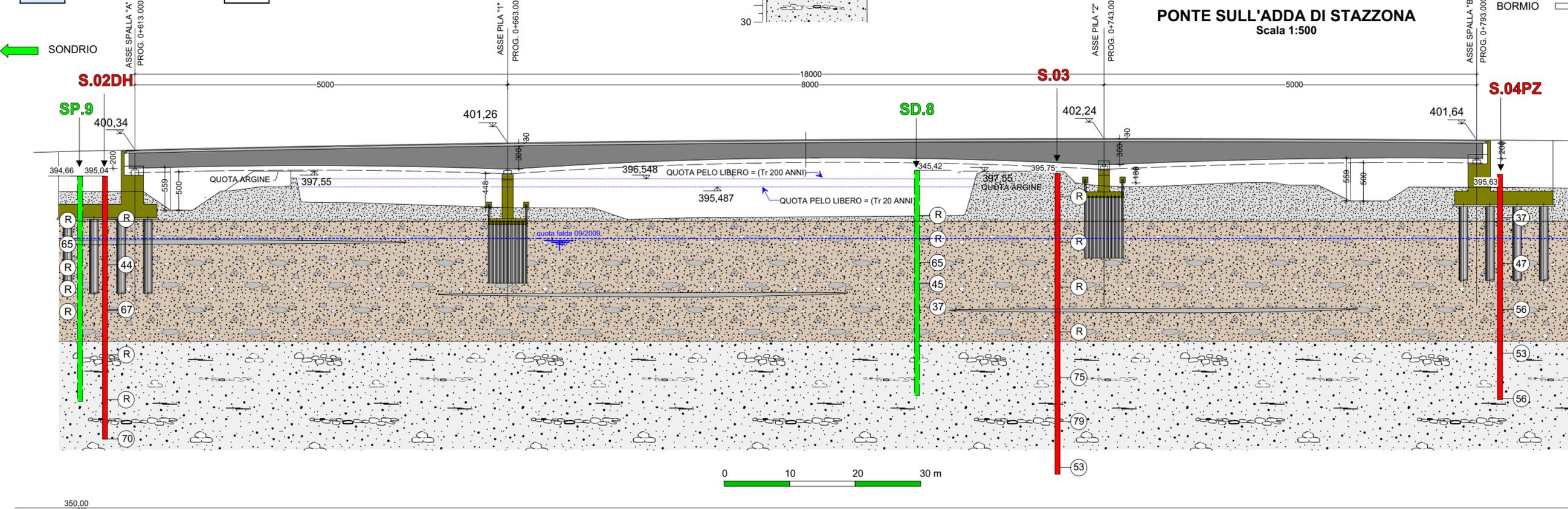
Terreni incoerenti (REESE & MATLOK, 1956)

$$K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D}$$

Z = profondità (cm)  
 D = diametro (cm)

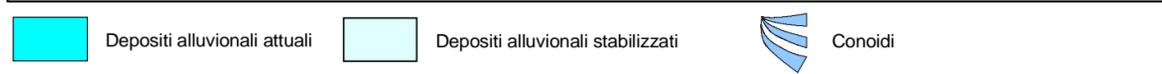
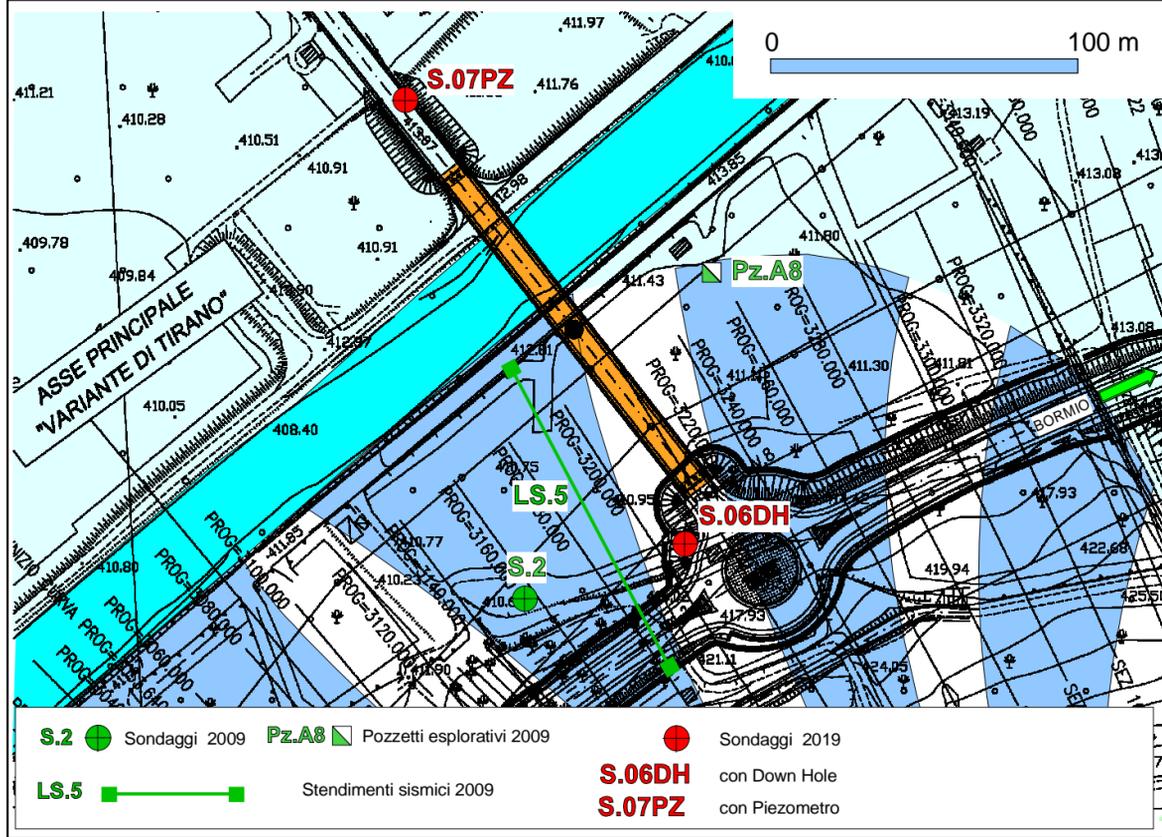
Coefficiente  $\beta$

	Secco	Umido
Sabbia soffice ( $Dr\% < 30\%$ )	0,224	0,1238
Sabbia media ( $Dr\% > 30\%$ )	0,672	0,448
Sabbia grossa e ghiaia ( $Dr\% > 70\%$ )	1,792	1,088

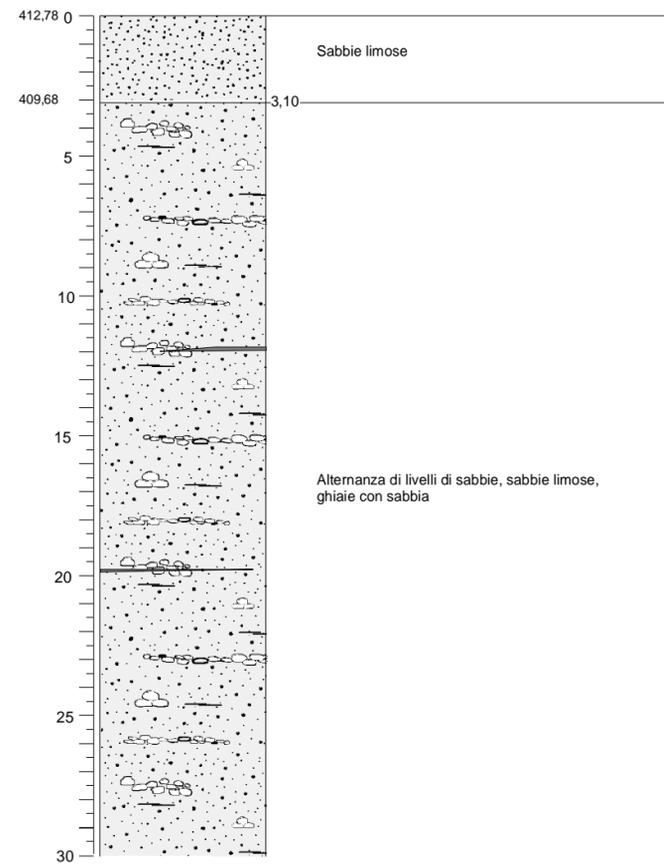


# STRALCIO PLANIMETRICO

Scala 1:2.000



## SUCCESSIONE STRATIGRAFICA DI RIFERIMENTO: PROFILO GEOTECNICO LONGITUDINALE IN ASSE CORRELAZIONE CON SONDAGGIO S.2 (2009)



### Unità litotecnica UG2-1 (Conoidi)

Peso di volume saturo  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$   
 Peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$   
 Coesione efficace  $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$   
 Angolo di attrito  $\varphi' = 37^\circ$  (valore caratteristico)  
 Angolo di attrito  $\varphi'_c = 33^\circ$  (valore di calcolo)

### Densità relativa (BAZARAA, 1962)

Da valori medi di N1(60)

$Dr = 63\%$

### Moduli elastici

Modulo Elastico (Young)  $E = 337,4 \text{ MPa} - 3440 \text{ Kg/cm}^2$   
 Modulo Edometrico  $Ed = 404,9 \text{ MPa} - 4120 \text{ Kg/cm}^2$

### Classe suoli (NTC 2008): $360 < B < 800 \text{ m/sec}$

LS5  $V_s = 578 \text{ m/sec}$  (Re.Mi.)  
 $V_s = 539 \text{ m/sec}$  (MASW)

## PONTE DI TIRANO SUL FIUME ADDA MODELLO GEOTECNICO

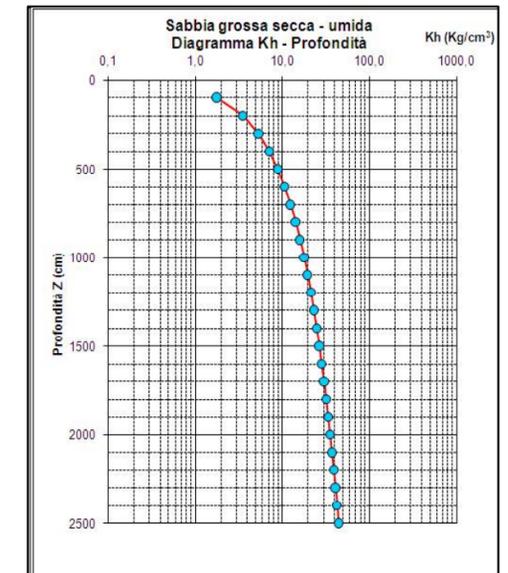
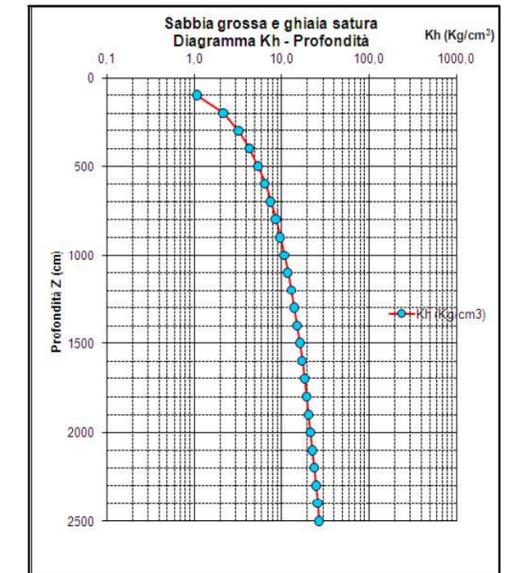
### Coefficiente di reazione orizzontale $K_h$ ( $\text{Kg/cm}^3$ )

Terreni incoerenti (REESE & MATLOK, 1956)

$$K_h = \frac{\beta \cdot Z}{D}$$

Z = profondità (cm)  
 D = diametro (cm)

	Coefficiente $\beta$	
	Secco	Umido
Sabbia soffice ( $Dr < 30\%$ )	0,224	0,1238
Sabbia media ( $Dr > 30\%$ )	0,672	0,448
Sabbia grossa e ghiaia ( $Dr > 70\%$ )	1,792	1,088



## PONTE SULL'ADDA DI TIRANO Scala 1:500

