

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78**

**S.G.C. GROSSETO - FANO**

Adeguamento a 4 Corsie nel Tratto Grosseto - Siena

(S.S. 223 "DI PAGANICO") dal Km 27+200 al Km 30+038 - Lotto 4

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **FI13**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Davide Carlaccini  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.**

Dott. Ing.  
Antonio Scalamandrè

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

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott.Ing. N.Granieri  
Dott.Arch. N.Kamenicky  
Dott.Ing. V.Truffini  
Dott.Arch. A.Bracchini  
Dott.Ing. F.Durastanti  
Dott.Geol. G.Cerquiglini  
Geom. S.Scopetta  
Dott.Ing. L.Sbrenna  
Dott.Ing. E.Sellari  
Dott.Ing. L.Stoppini  
Dott.Ing. L.Dinelli  
Dott.Ing. L.Nani  
Dott.Ing. F.Pambianco  
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. G.Cordua  
Dott. Ing. V.De Gori

Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Dott. Ing. M.Sorbelli  
Dott. Ing. V.Piunno  
Dott. Ing. G.Pulli



**GEOTECNICA**

**Relazione geotecnica generale**

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L0702B	E	1701	A	-
		CODICE ELAB.		
		T00GE00GETRE00		
A	Emissione	16/10/2017	S.Sacconi	D.Carlaccini
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO
				APPROVATO

**INDICE**

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>3</b>
2.1 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 1999 .....	3
2.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2006 .....	4
2.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2017 .....	6
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>7</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>9</b>
4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	9
4.2 UNITÀ GEOTECNICA A.....	9
4.3 UNITÀ GEOTECNICA B .....	12
4.4 UNITÀ GEOTECNICA C .....	23
4.5 MODELLO GEOTECNICO .....	23
<b>5. REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI .....</b>	<b>25</b>
<b>6. RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA .....</b>	<b>26</b>
6.1 CONSIDERAZIONI SUGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	26
<b>7. ANALISI DELLA STABILITÀ DEI RILEVATI .....</b>	<b>27</b>
7.1 METODO DI CALCOLO E VERIFICA .....	27
7.2 VERIFICHE .....	29

## 1. PREMESSA

In riferimento alla progettazione esecutiva dell'adeguamento del lotto IV della S.G.C. E78 Grosseto – Siena dal km 27+200 al km 30+080, nel presente rapporto vengono illustrate le informazioni di carattere geotecnico ricavate dalle indagini eseguite.

Il progetto in esame prevede il raddoppio della sede stradale della S.S. 223 di Paganico, attualmente caratterizzata nel lotto in esame da una sezione tipo IV CNR a singola carreggiata a due corsie, adeguandola ad una sezione di tipo B a due carreggiate e 4 corsie.

Il tracciato stradale si sviluppa a quote comprese tra 190 e 260 m s.l.m.; il primo tratto, fino alla pk 28+200, ha direzione Sud-Nord e ruota poi verso Nord-Ovest mantenendo tale direzione fino al termine del lotto.

Il territorio interessato dal nuovo tracciato stradale presenta una morfologia molto accidentata per cui si prevede la realizzazione di 4 viadotti (Calcinaï, San Lorenzo, La Coscia e Lanzo) e una galleria naturale (Poggio Tondo), tali opere interessano circa il 59% dell'estensione totale del tracciato.

In dettaglio si fornisce una descrizione delle campagne indagini condotte per la redazione del progetto esecutivo e dei precedenti livelli di progettazione, vengono illustrate le interpretazioni delle misure in sito e in laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni e degli ammassi rocciosi, per completare poi il tutto con la definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento.

## 2. INDAGINI ESEGUITE

Le indagini geotecniche sono consistite nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio. In particolare sono state effettuate tre campagne indagini: la prima nel 1999, la seconda nel 2006 e la terza nel 2017. Le prime due indagini sono risultate utili per la ricostruzione stratigrafica e la caratterizzazione fisica e meccanica dei litotipi presenti, la terza indagine è stata eseguita per integrare e completare le informazioni di carattere geologico e geotecnico a disposizione.

### 2.1 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 1999

Nella campagna di indagine del 1999 sono stati eseguiti 17 sondaggi a carotaggio continuo, posizionati in prossimità dei quattro viadotti e della galleria naturale in progetto (cfr. Tabella 1), spinti fino a una profondità di 20 – 30 m da piano campagna, ad eccezione del sondaggio S1GPT, ubicato in corrispondenza della massima copertura della galleria "Poggio Tondo", in cui si è raggiunta una profondità di 46 m.

Dalle cassette di sondaggio sono stati prelevati campioni di roccia per prove geotecniche di laboratorio: prove di compressione uniassiale, *point load test (PLT)* e prove di trazione indiretta (Brasiliana), i cui risultati sono descritti nel capitolo 4.

Al fine di verificare la presenza di falde acquifere e rilevarne la superficie libera, 8 sondaggi sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto (cfr. Tabella 1).

Nei sondaggi S3CAL e S4LCO, realizzati rispettivamente in corrispondenza del viadotto Calcinai e del viadotto La Coscia, sono stati installati tubi inclinometrici di lunghezza rispettivamente pari a 20 e 30 m.

Tabella 1: Campagna indagini 1999.

Denominazione	Posizione	Quota (m slm)	Fondo foro da pc (m)	Falda prof da pc (m)	Attrezzato con
S1CAL	viadotti Calcinai A/B	246.50	20.00	-	Piezometro Tubo Aperto
S3CAL	viadotto Calcinai A	222.50	22.00	-	Inclinometro
S4CAL	viadotto Calcinai A	211.50	30.00	-	Piezometro Tubo Aperto
S5CAL	spalle del viadotto Calcinai B	231.00	20.00	-	-
S4LOR	spalle del viadotti S. Lorenzo B	222.50	25.00	-	-
S1LCO	spalle del viadotti S. Lorenzo B	216.50	23.00	-	-
S2LCO	viadotti La Coscia A/B	162.00	20.00	0.50	Piezometro Tubo Aperto
S3LCO	spalle dei viadotti La Coscia A/B	167.00	20.00	5.50	Piezometro Tubo Aperto
S4LCO	spalle dei viadotti La Coscia A/B	180.00	30.00	-	Inclinometro
S6LCO	spalle del viadotto La Coscia B	195.00	20.00	-	Piezometro Tubo Aperto

S1LAN	viadotto Lanzo A	193.00	20.00	-	-
S2LAN	viadotti Lanzo A/B	178.50	20.00	13.80	Piezometro Tubo Aperto
S3LAN	viadotti Lanzo A/B	161.00	20.00	-	-
S3LAN B	viadotti Lanzo A/B	161.50	20.00	-	-
S5LAN	viadotto Lanzo B	193.00	20.00	-	Piezometro Tubo Aperto
S1GPT	Gallerie Poggio Tondo A/B	224.50	46.00	-	-
S2GPT	Galleria Poggio Tondo B	192.00	20.00	-	-
S3GPT	Galleria Poggio Tondo B	189.50	20.00	4.50	Piezometro Tubo Aperto

## 2.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2006

Nella campagna di indagine del 2006 sono stati realizzati 12 sondaggi a carotaggio continuo, 5 pozzetti esplorativi e 14 prospezioni sismiche; la Tabella 2 riporta un riepilogo delle indagini eseguite con la relativa ubicazione e la quota assoluta del piano campagna.

Dei 12 sondaggi a carotaggio continuo, 6 sono stati eseguiti a fini strutturali (CS1\*CAL, CP1\*CAL Bis, CS2\*LOR, CS3\*LOR, CP2\*LCO, CS4\*LCO), e pertanto non utilizzabili per la caratterizzazione geomeccanica; i rimanenti sono stati realizzati fino a profondità dal piano campagna variabili tra 25 e 60 m (cfr. Tabella 3). Dai sondaggi sono stati prelevati campioni per la realizzazione di prove in laboratorio (analisi granulometrica, prove di taglio diretto, prove di carico uniaassiale e *point load test*). Durante l'esecuzione dei sondaggi, sono state eseguite un totale di 9 prove penetrometriche dinamiche standard *SPT* (in corrispondenza del materiale superficiale), 3 prove pressiometriche di tipo *Menard* (in corrispondenza del materiale superficiale), 3 prove dilatometriche e 4 prove di permeabilità (*Lugeon*).

Al fine di verificare la presenza di falde acquifere e rilevarne la superficie libera, 5 sondaggi sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto (S1\*LAN, S1\*LCO, S2\*CAL, S1\*GPT e S2\*GPT, cfr. Tabella 3), mentre il sondaggio S2\*LCO è stato attrezzato con piezometro *Casagrande*.

Tabella 2: Riepilogo prove campagna indagini 2006.

Cod. ID	Opera	Tipologia d'indagine	X	Y	Quota (m s.l.m.)
PG*1 GPT	Trasv. Gall. Poggio Tondo	Prospezione geotomografica	1686258.29	4765351.161	192.8
	"	"	1686355.062	4765413.27	260.4
PG*2 GPT	Asse Gall. Poggio Tondo	Prospezione geotomografica	1686247.04	4765488.143	218.6
	"	"	1686373.258	4765295.689	248.3
PG*3 GPT	Imb. Gall. Poggio Tondo	Prospezione geotomografica	1686421.518	4765139.286	190.4
	"	"	1686472.751	4765119.388	175.5
PG*4 GPT	Imb. Gall. Poggio Tondo	Prospezione geotomografica	1686193.018	4765500.758	196.8
	"	"	1686238.325	4765531.609	200.4

S*1 GPT	Gall. Poggio Tondo	Sondaggio geognostico	1686280.897	4765498.072	217
S*2 GPT	Gall. Poggio Tondo	Sondaggio geognostico	1686376.902	4765237.69	230.8
PG*1 LAN	Viadotto Lanzo	Prospezione geotomografica	1686449.598	4765031.63	170.9
	"	"	1686502.724	4765017.395	167.1
S*1 LAN	Viadotto Lanzo	Sondaggio geognostico	1686475.631	4765053.789	162.5
TP1*LCO	Viadotto La Coscia	Pozzetto esplorativo	1686532.733	4764387.114	166
TP2*LCO	Viadotto La Coscia	Pozzetto esplorativo	1686561.221	4764531.995	175.9
TP3*LCO	Viadotto La Coscia	Pozzetto esplorativo	1686549.195	4764548.115	176.4
PG*1 LCO	Viadotto La Coscia	Prospezione geotomografica	1686528.499	4764447.527	191.8
	"	"	1686532.686	4764752.894	188.3
PG*2 LCO	Viadotto La Coscia	Prospezione geotomografica	1686484.752	4764286.399	209.8
	"	"	1686539.153	4764287.72	206.3
PG*3 LCO	Viadotto La Coscia	Prospezione geotomografica	1686506.595	4764271.146	216.6
	"	"	1686506.898	4764326.125	192.1
PG*4 LCO	Viadotto La Coscia	Prospezione geotomografica	1686488.283	4764393.532	183.8
	"	"	1686536.356	4764420.056	180.1
S*1 LCO	Viadotto La Coscia	Sondaggio geognostico	1686550.464	4764671.053	167.9
S*2 LCO	Viadotto La Coscia	Sondaggio geognostico	1686548.258	4764565.043	175.1
CP2*LCO	Pila Viadotto La Coscia	Sondaggio geognostico	1686469.046	4764383.215	164.1
CS4*LCO	Viadotto La Coscia	Sondaggio geognostico	1686466.322	4764447.766	207.5
PG1*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Prospezione geotomografica	1686486.317	4764075.094	197.7
	"	"	1686536.11	4764098.602	193.2
PG2*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Prospezione geotomografica	1686524.178	4764054.922	219
	"	"	1686517.476	4764109.512	212.1
PG2*LOR bis	Viadotto S. Lorenzo	Prospezione geotomografica	1686514.49	4764126.951	202.3
	"	"	1686509.822	4764181.583	218.9
PG3*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Prospezione geotomografica	1686526.445	4763982.352	237.1
	"	"	1686519.647	4764037.133	219.7
PG4*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Prospezione geotomografica	1686508.787	4763985.506	232.7
	"	"	1686564.36	4763987.197	230.5
CS2*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Sondaggio geognostico	1686503.8	4763995.328	229.8
CS3*LOR	Viadotto S. Lorenzo	Sondaggio geognostico	1686487.89	4764172.336	222
S*2 CAL	Viadotto Calcinai	Sondaggio geognostico	1686614.049	4763782.575	226.1
CP1*CAL bis	Pila Viadotto Calcinai	Sondaggio geognostico	1686508.192	4763840.409	211.2
CS1*CAL	Viadotto Calcinai	Sondaggio geognostico	1686508.63	4763945.958	231.6
TP1	Rilevato	Pozzetto esplorativo	1686508.284	4763533.219	251
TP2	Rilevato	Pozzetto esplorativo	1686052.772	4763707.214	187.6

Tabella 3: Riepilogo sondaggi campagna indagini 2006.

Denominazione	Posizione	Quota (m slm)	Fondo foro da pc (m)	Attrezzato con	Prove in sito
---------------	-----------	---------------	----------------------	----------------	---------------

S*1 LAN	viadotto Lanzo A	162.5	30	Piezometro Tubo Aperto	-
S*1 LCO	esterno	167.9	25	Piezometro Tubo Aperto	-
S*2 CAL	esterno	226.1	20	Piezometro Tubo Aperto	Pressiometriche
S*1 GPT	Galleria Poggio Tondo A	217	31	Piezometro Tubo Aperto	2 Dilatometriche + 2 Lugeon
S*2 GPT	Gallerie Poggio Tondo A/B	230.8	60	Piezometro Tubo Aperto	Dilatometriche + 2 Lugeon
S*2 LCO	esterno	175.1	20	Piezometro Casagrande	Pressiometriche
CS2*LOR	spalle del viadotto S. Lorenzo B	229.8	20	-	-
CS3*LOR	spalle del viadotto S. Lorenzo B	222	8	-	-
CS1*CAL	viadotto Calcinai B	231.6	7	-	-
CS4*LCO	spalle del viadotti La Coscia B	207.5	8	-	-
CP1*CAL Bis	viadotto Calcinai B	211.2	12	-	Pressiometriche
CP2*LCO	viadotto La Coscia B	164.1	12	-	-

### 2.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2017

Nella campagna di indagine del 2017 sono stati realizzate 8 stazioni di rilievo geostrutturale (S1÷S7 e SG1) che hanno permesso di definire con maggiore accuratezza le caratteristiche dell'ammasso roccioso relativamente alle discontinuità. In ogni stazione sono state rilevate le famiglie di fratture presenti, l'*RQD* e le caratteristiche delle discontinuità (spaziatura, persistenza, apertura, scabrezza, condizioni di riempimento delle discontinuità e stato di alterazione delle pareti). Le schede di rilievo delle stazioni geostrutturali e l'ubicazione in pianta delle stesse sono riportate negli specifici elaborati geologici.

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto dell'intervento si situa all'interno del territorio comunale di Civitella Paganico e precisamente a partire dallo svincolo del centro abitato di Civitella Marittima. Morfologicamente il territorio rilevato mostra caratteri di media ed alta collina comprendono i rilievi della Montagnola Senese a NW e della Dorsale Monticiano – Roccastrada a SW con quote spesso superiori ai 400 metri, raggiungendo la vetta massima con Poggio ai Legni (666 m s.l.m.).

Il tratto stradale in oggetto si inserisce nella propaggine meridionale della dorsale Metamorfica Toscana di Monticiano-Roccastrada costituita prevalentemente da terreni appartenenti alla cosiddetta Serie Toscana Ridotta. Questa unità è costituita da formazioni paleozoiche, mesozoiche e terziarie interessate da un metamorfismo che va dal basso grado, in facies di scisti verdi, al medio grado, in facies di micascisti. Diverse sono anche le formazioni comprese in questa unità; quella interessata dalla realizzazione dell'opera in esame è la formazione mesozoica del gruppo del Verrucano, che comprende le seguenti formazioni:

- Formazione di Civitella M.ma: è costituita da arenarie verdi con intercalazioni lentiformi di conglomerati a ciottoli di quarzo bianco e di siltiti quarzose nere, tormalinifere e raramente clasti di quarzo rosa (Trias medio-inferiore). Anageniti – facies conglomeratica, a ciottolati bene arrotondate di quarzo, a volte chiaro, a volte rosso – grigiastro, a volte roseo, in genere delle dimensioni di alcuni mm o alcuni cm, ma spesso anche più grossi. I vari ciottolini appaiono frequentemente associati a lamine micacee, si da poter classificare la roccia come anagenite grossolana costituita da un conglomerato poligenico con prevalenza di quarzo e quarziti; facies arenacea, dove la stratificazione o scistosità è più evidente che nel caso precedente; Facies filladica, che manifesta in massimo grado il metamorfismo cui, come detto, tutta la formazione ha soggiaciuto. Tutta la formazione ha subito una intensa attività tettonica testimoniata dalla presenza di faglie, lineazioni tettoniche associate ad intensa fratturazione
- Formazione di M.Quoio: tale formazione è costituita da scisti, microquarziti scistose e quarziti di colore viola, con intercalazioni lentiformi di grossi banchi di un conglomerato grossolano, con ciottoli e quarziti immersi in una abbondante matrice quarzatica viola (Trias inferiore e medio)
- Formazione delle Anageniti minute: è rappresentata da strati di un conglomerato quarzoso fine che si alternano a strati di quarziti di colore giallo-arancione e ad argilloscisti violetti (Trias medio-Ladinico)
- Formazione di Tocchi: costituita da una breccia ad elementi di argilloscisti grigio-verdi e violetti in matrice carbonatica gialla ("Breccia di Tocchi") che sormonta e si intercala a strati carbonatici gialli, microquarziti e argilloscisti sericitico-cloritici prevalentemente di colore grigio-verde (Trias superiore-Carnico).

La storia deformativa dell'area é complessa, essendovi state riconosciute sei fasi di cui tre prealpine e tre "alpine". La deformazione "alpina" comprende due fasi con pieghe isoclinali e sovrascorrimenti (la prima) e pieghe a ginocchio (la seconda) a direzione NS e vergenza Est, ed

una terza fase con pieghe trasversali a quelle delle fasi precedenti (EW). L'intensità della deformazione decresce dall'interno verso l'esterno, infatti le pieghe isoclinali della prima fase "alpina" sono presenti solo nella unità superiore, sovrascorsa da W ad E. Le pieghe trasversali potrebbero essere messe in relazione con la genesi dell'arco strutturale.

Alla notevole fratturazione subita dalle formazioni litologiche durante l'evoluzione dell'Appennino settentrionale nella fase compressiva si sovrappone una tettonica distensiva che determina una fittissima rete di faglie dirette che originano delle strutture a blocchi fagliati.

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Come si può dedurre dall'inquadramento geologico, per la quasi totalità dell'area oggetto dell'intervento, il substrato di base è costituito dalla formazione litologica appartenente al gruppo del Verrucano. In particolare, dalle diverse campagne di indagine effettuate si evince che tale formazione nell'area in esame è caratterizzata dalla presenza di metarenarie e metasiltiti, che si differenziano per la grana più o meno fine e per il colore che può assumere di tonalità grigio verdolino o grigio violaceo nel litotipo a grana più fine. Benché le due *facies* della formazione siano facilmente individuabili nelle verticali di indagini, non risulta possibile effettuare correlazioni fra le varie verticali a causa della complessa e articolata stratificazione dovuta alle modalità di formazione dell'ammasso. Per poter definire il modello geotecnico di riferimento e la relativa caratterizzazione fisica e meccanica si è scelto, quindi, di caratterizzare la formazione come un unico ammasso, di seguito indicato come **unità geotecnica B**.

In superficie è presente uno strato di spessore variabile da 1 a 10 m circa, costituito lungo la maggior parte del tracciato dall'alterazione del substrato roccioso di base e in minima parte dalla formazione delle alluvioni recenti. Tale materiale, caratterizzabile come terreno, rappresenta l'**unità geotecnica A** ed è caratterizzato a volte dalla prevalenza di componente fine, a volte da prevalenza di componente sabbiosa. Dalle analisi granulometriche si nota che il materiale a prevalente componente fine può essere descritto come limo con argilla, mentre la parte a prevalente componente sabbiosa può essere definita come sabbia con limo.

In corrispondenza dell'imbocco nord della galleria Poggio Tondo asse destro è presente un corpo di frana, per i cui dettagli si rimanda alla relazione geologica di progetto. Il materiale di frana presente rappresenta l'**unità geotecnica C**.

Si definiscono, pertanto, le seguenti unità geotecniche:

- **Unità geotecnica A:** terreni sciolti superficiali;
- **Unità geotecnica B:** metarenarie e metasiltiti (formazione del Verrucano);
- **Unità geotecnica C:** corpo di frana.

### 4.2 UNITÀ GEOTECNICA A

Per l'individuazione del comportamento meccanico dei terreni superficiali interessati dalla realizzazione dell'opera sono stati utilizzati sia i risultati delle prove in situ (prove penetrometriche dinamiche *SPT*), sia quelli delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagine del 2006. In particolare, la frazione più granulare è stata caratterizzata mediante l'interpretazione delle prove *SPT*, mentre quella più a grana fine facendo riferimento alle prove di laboratorio.

In dettaglio, il numero di colpi  $N_{SPT}$  è stato impiegato per l'individuazione dell'angolo d'attrito mediante la correlazione di *Schmertmann* (1978) e per la stima delle caratteristiche di rigidità,

facendo riferimento alla correlazione di natura empirica  $E'=s_1NSPT+s_2$  proposta da *Denver* (1982).

La Figura 1 riporta le caratteristiche meccaniche stimate dall'interpretazione delle prove SPT disponibili. In particolare, come si può notare, diverse prove hanno raggiunto il rifiuto strumentale ( $N_{SPT}=100$ ); le rimanenti mostrano un numero di colpi variabile da 31 a 64. La densità relativa è piuttosto alta e mediamente pari all'80%. L'interpretazione con le correlazioni di Schmertmann ha fornito un valore dell'angolo d'attrito pari a 45° circa. Il modulo di Young è risultato variabile tra 40 e 70 MPa circa.

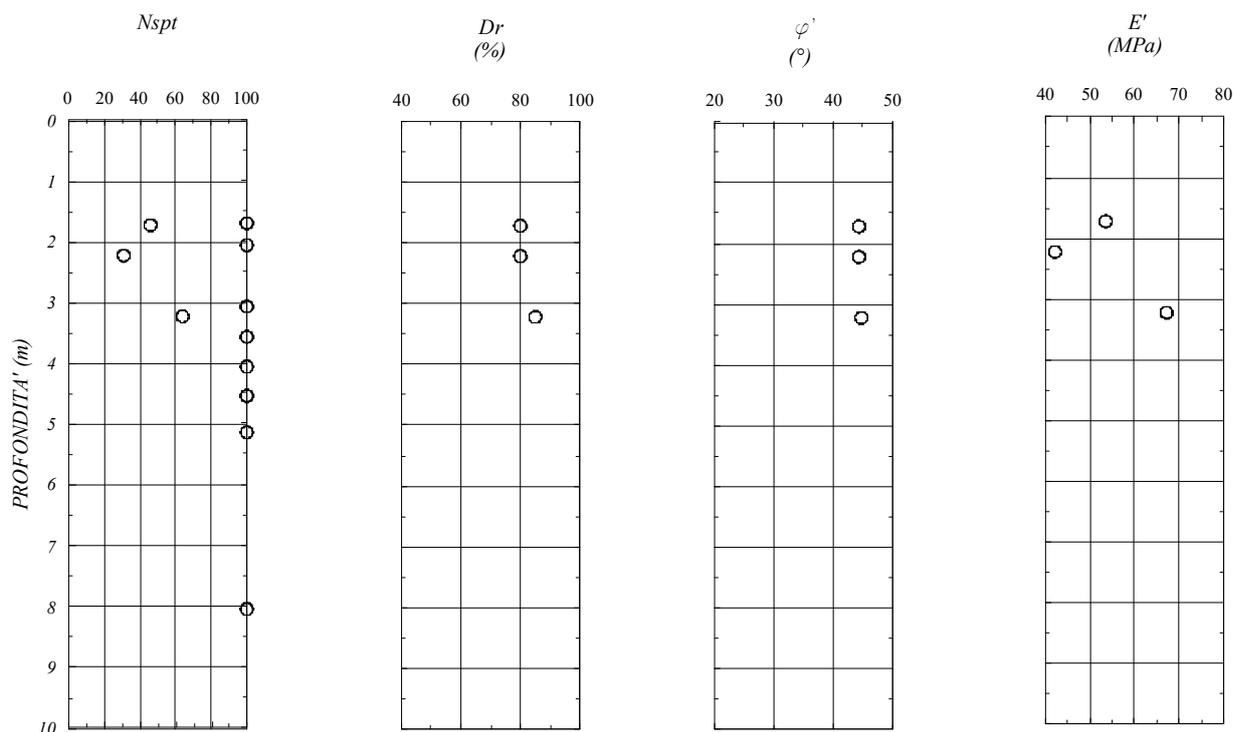


Figura 1: Unità geotecnica A, caratteristiche meccaniche da prove SPT.

La Figura 2 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Dal punto di vista granulometrico è confermata la variabilità con cui il materiale in questione si può presentare: a volte con componente fine prevalente, a volte con quella grossolana. Su due campioni è stata eseguita una prova di taglio diretto, i cui risultati sono riportati in forma grafica nella Figura 3.

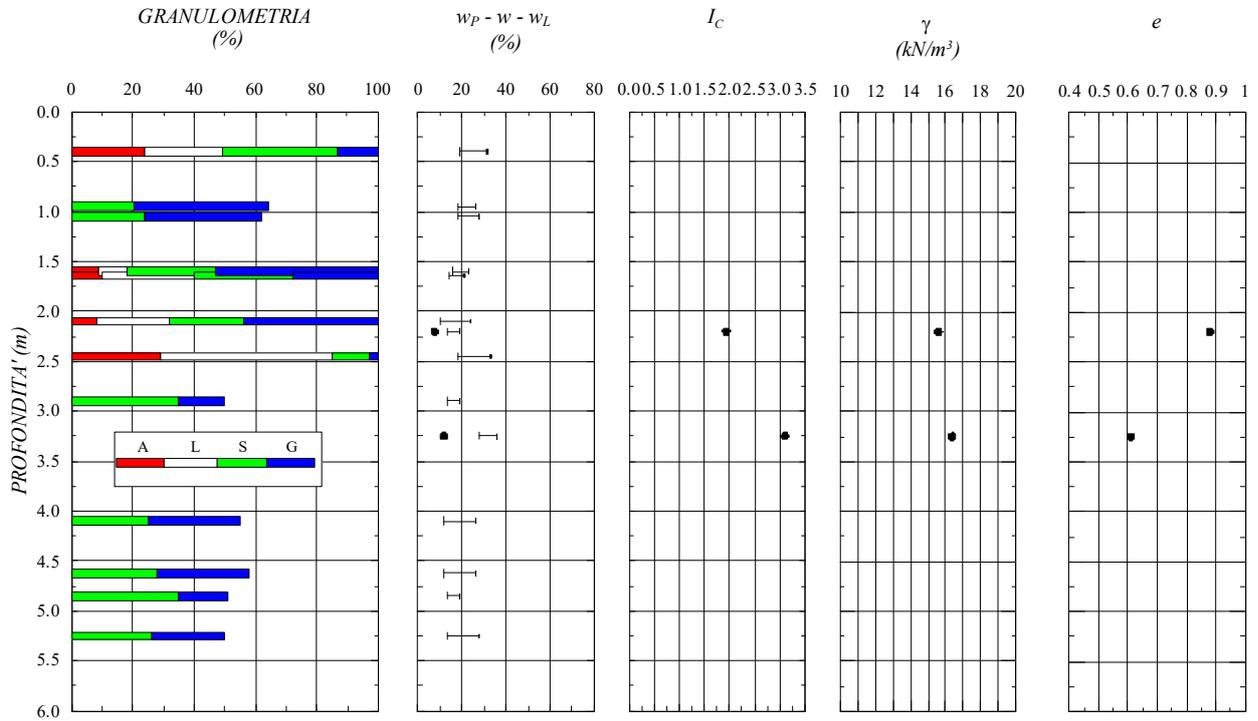


Figura 2: Unità geotecnica A, proprietà indice.

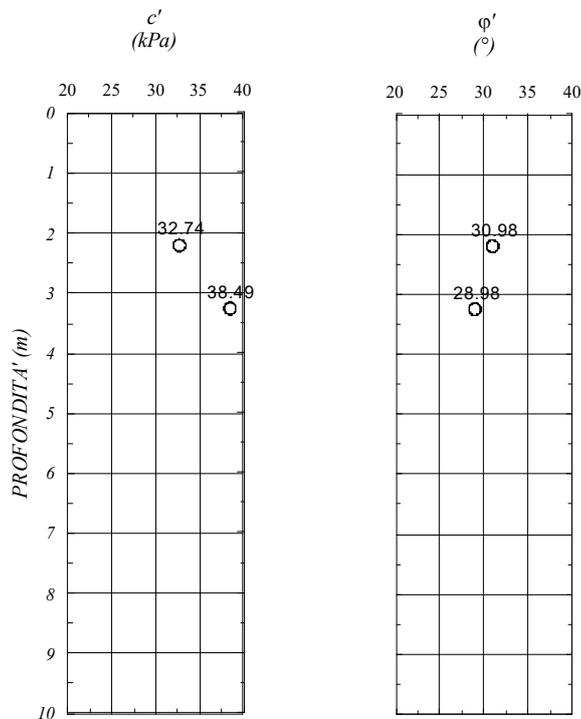


Figura 3: Unità geotecnica A, caratteristiche meccaniche da prove di laboratorio.

Dal grafico in Figura 1 si può notare che dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche *STP* si ottiene un valore dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  pari a circa  $45^\circ$ , mentre dalle prove in laboratorio (Figura 3) si ottiene un angolo d'attrito  $\varphi'$  di circa  $30^\circ$  e una coesione variabile tra 32 e 38 *kPa*. Ciò è giustificato dal fatto che nell'interpretazione delle prove in sito non si tiene conto della componente di resistenza coesiva del materiale; nelle prove di laboratorio, dove tale componente può essere rilevata, si ottengono invece valori più bassi dell'angolo d'attrito e allo stesso tempo anche un contributo di resistenza coesiva. Considerando lo stato tensionale di riferimento per le opere in progetto, le due diverse caratterizzazioni sono sostanzialmente comparabili; in questa sede si è scelto di caratterizzare l'unità geotecnica A con i risultati delle prove di laboratorio, così da poter tenere in conto anche la componente coesiva.

### 4.3 UNITÀ GEOTECNICA B

La caratterizzazione dell'unità geotecnica B è stata eseguita valutando il *GSI*, *Geological Strength Index*, che è un indice che caratterizza la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, ovvero la qualità dell'ammasso indipendentemente dallo specifica opera da realizzare. L'indice *GSI* viene poi impiegato di volta in volta per ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso in questione per gli specifici casi applicativi (fondazioni, opere di sostegno, gallerie).

Il *GSI* è ottenuto come somma di 5 indici parziali, stimati sulla base di:

- Resistenza a compressione uniassiale,  $\sigma_c$  – Indice  $A_1$ ;
- Indice di qualità, *RQD* – Indice  $A_2$ ;
- Spaziatura delle discontinuità,  $J_s$  – Indice  $A_3$ ;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) – Indice  $A_4$ ;
- Condizioni idrauliche – Indice  $A_5$ .

La Figura 4 riporta lo schema per la valutazione dei cinque indici suddetti a partire dai dati di indagine grezzi di partenza.

1. $\sigma_c$ (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
Indice parziale	15	12	7	4	2	1	0
2. $RQD$ (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
Indice parziale	20	17	13	8	3		
3. $J_z$ (m)	> 3	3 ÷ 1	1 ÷ 0.3	0.3 ÷ 0.06	< 0.06		
Indice parziale	30	25	20	10	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, chiusi, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
Indice parziale	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche							
Indice parziale			10				

Figura 4: Schema per la valutazione degli indici parziali  $A_1 - A_5$ .

Per la determinazione della resistenza a compressione uniassiale  $\sigma_c$ , sono stati utilizzati i risultati delle prove di compressione uniassiale effettuate su campioni di roccia prelevati dai sondaggi della campagna indagine del 1999. La Figura 5 riporta i valori della resistenza a compressione uniassiale dell'ammasso roccioso, distinti per ciascuna opera in progetto.

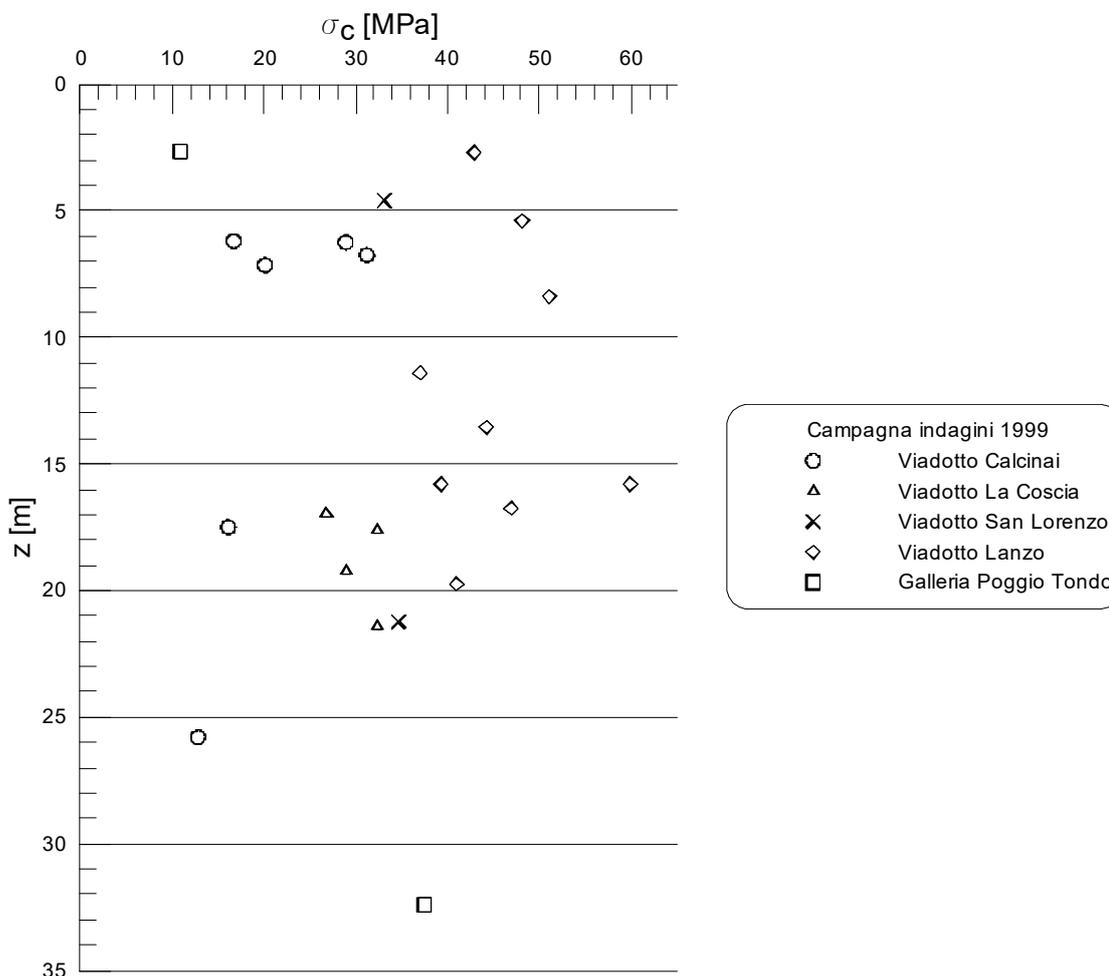


Figura 5: Resistenza a compressione uniassiale.

Tenendo conto delle profondità significative che caratterizzano ciascuna opera (fondazione dei viadotti e opere provvisorie per la realizzazione delle stesse 5-10 m da piano campagna, galleria da 5-6 m all'imbocco sud a 50 m circa da piano campagna), per ogni opera d'arte per la  $\sigma_c$  sono stati assunti i valori medi rappresentativi riepilogati nella Tabella 4.

Tabella 4: Riepilogo valori assunti per la resistenza a compressione uniassiale per opera.

Opera	$\sigma_c$ (MPa)
Viadotto Calcinaï	20
Viadotto San Lorenzo	34
Viadotto La Coscia	30
Viadotto Lanzo	45
Galleria Poggio Tondo – max copertura	30
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	10
Galleria Poggio Tondo - faglia	15

Per la galleria Poggio Tondo è stato distinto il valore da assumere per le zone di bassa copertura da quelle con copertura massima. Inoltre, vista la presenza di una faglia subito a nord dell'imbocco lato Grosseto e all'incirca a metà tracciato, è stato considerato anche un tratto a cavallo delle stesse con caratteristiche meccaniche ridotte; in particolare, non disponendo della misura diretta della resistenza a compressione uniassiale in questa zona, ma avendo la scrivente acquisito informazioni dirette sul comportamento del litotipo in questione durante l'attività di assistenza allo scavo della vicina galleria Casal di Pari, tale grandezza è stata assunta pari alla metà del valore stimato per la zona di massima copertura.

L'indice di qualità  $RQD$  è stato valutato dai sondaggi effettuati durante le campagne di indagine del 1999 e del 2006. Le Figura 6, Figura 7, Figura 8, Figura 9 e Figura 10 riportano l'andamento dell' $RQD$  con la profondità per ciascuna opera; nelle stesse figure è anche indicato il valore medio rappresentativo considerato per ogni opera tenendo sempre conto della profondità significativa di ogni opera.

Gli indici parziali  $A_3$  e  $A_4$  sono stati, invece, valutati sulla base dei rilievi geostrutturali effettuati durante la campagna di indagine del 2017.

Il peso dell'unità di volume del terreno è stato determinato con riferimento alle prove di laboratorio disponibili.

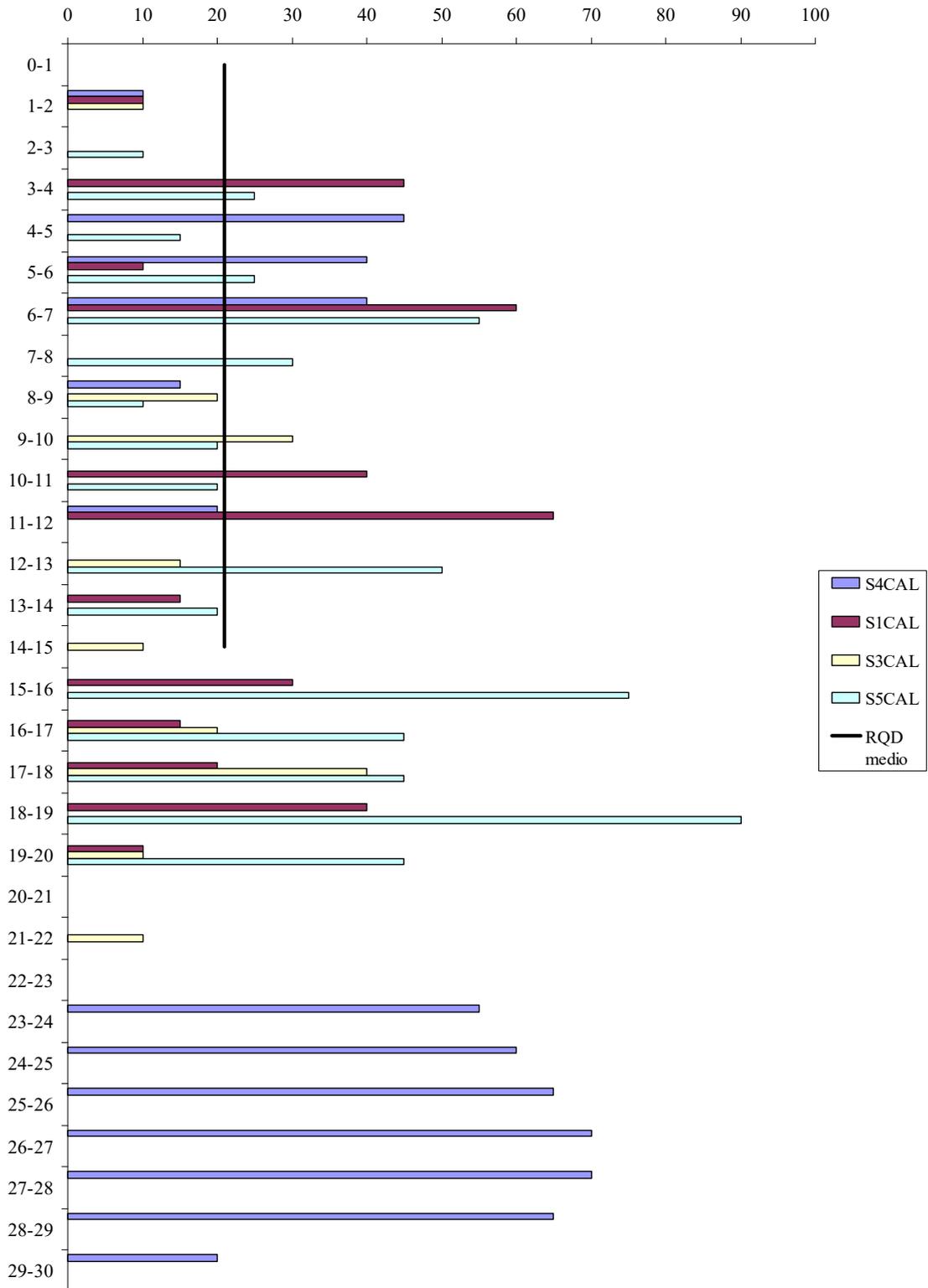


Figura 6: RQD rilevato dai sondaggi eseguiti in corrispondenza del viadotto Calcinaï.

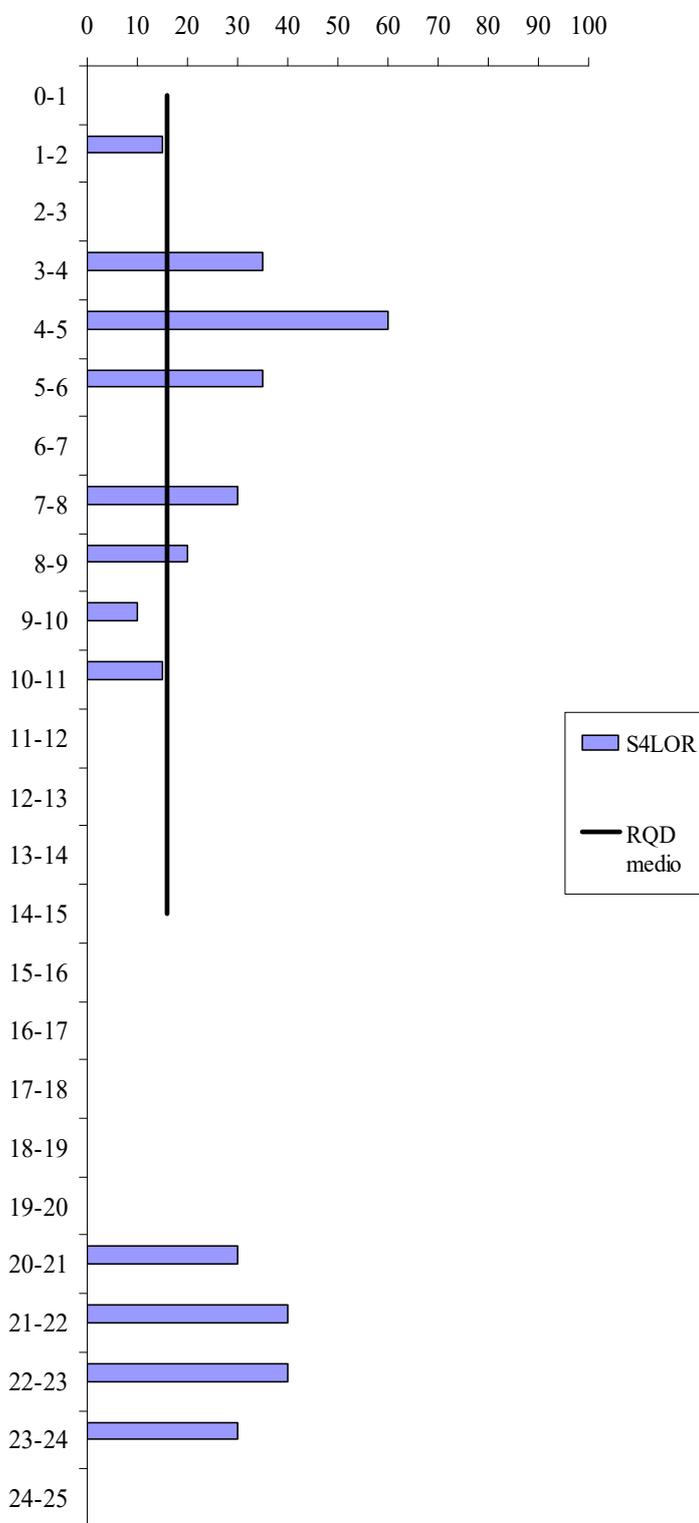


Figura 7: RQD rilevato nel sondaggio eseguito in corrispondenza del viadotto San Lorenzo.

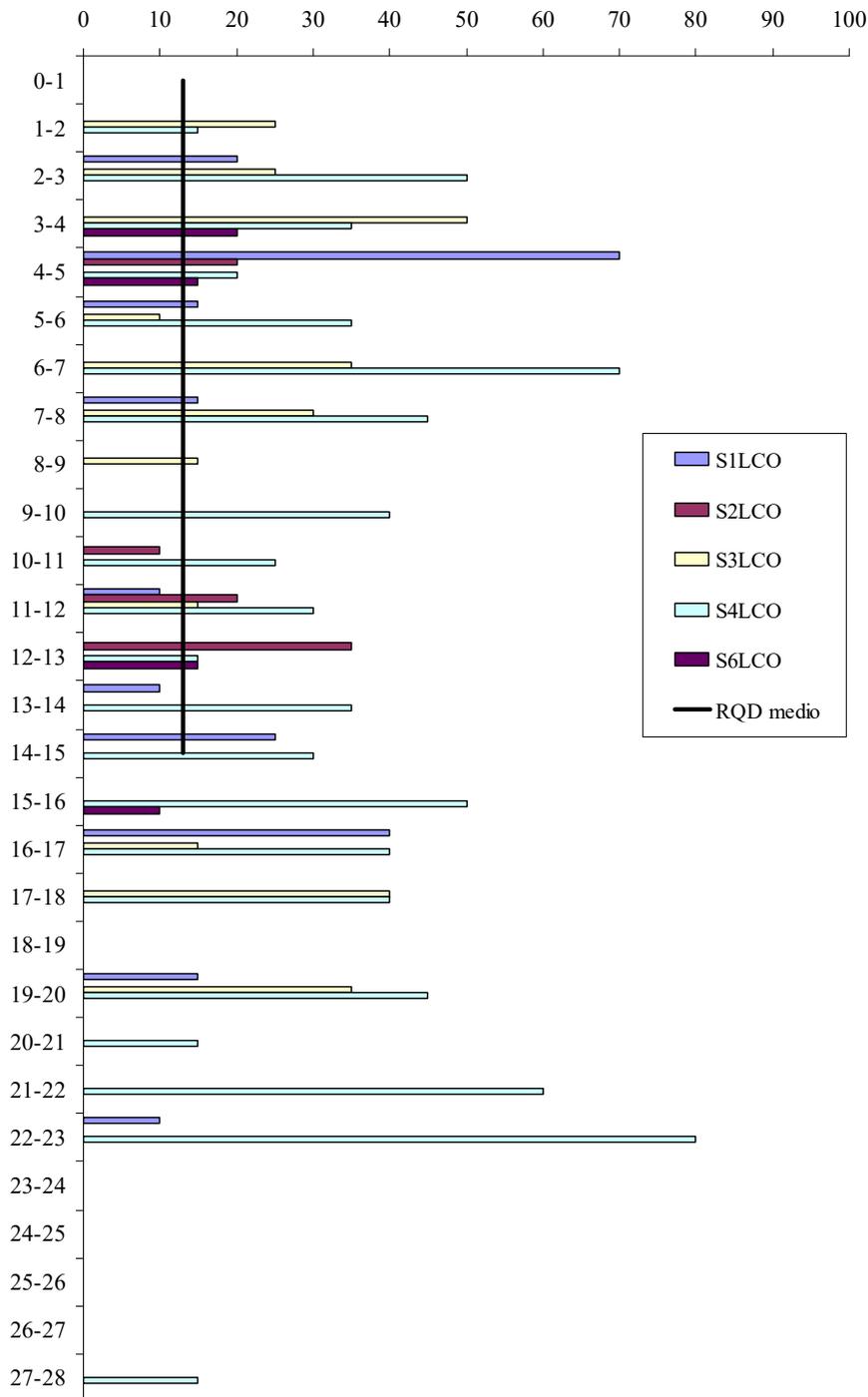


Figura 8: RQD rilevato nei sondaggi eseguiti in corrispondenza del viadotto La Coscia.

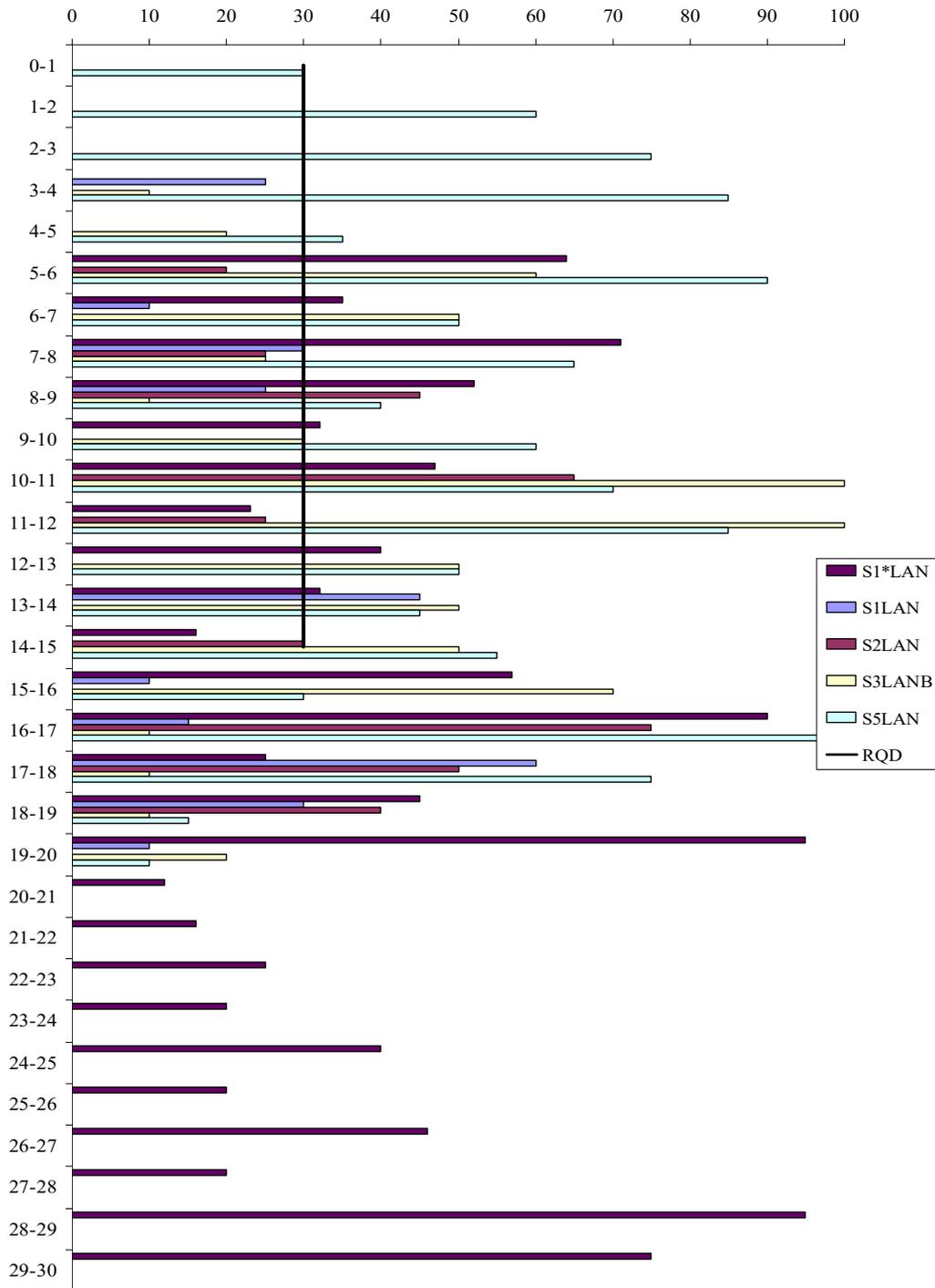


Figura 9: RQD rilevato nei sondaggi eseguiti in corrispondenza del viadotto Lanzo.

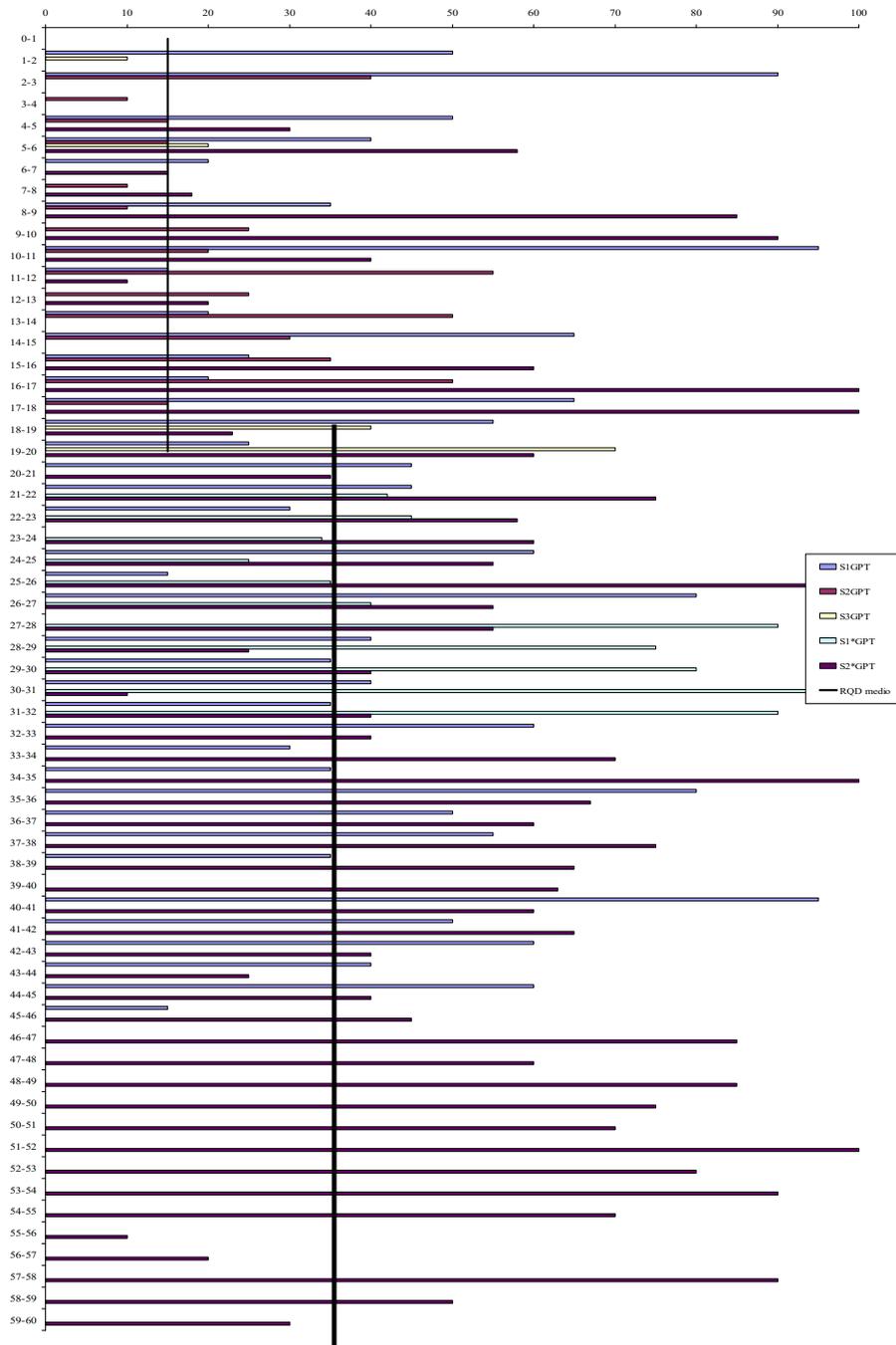


Figura 10: RQD rilevato nei sondaggi eseguiti in corrispondenza della galleria Poggio Tondo.

In Tabella 5 si riporta un riepilogo dei valori medi dell'indice di qualità della roccia (*RQD*) per ogni opera in progetto.

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

Tabella 5: Riepilogo RQD medio per opera.

Opera	RQD <sub>medio</sub> (%)
Viadotto Calcinai	21
Viadotto San Lorenzo	16
Viadotto La Coscia	13
Viadotto Lanzo	30
Galleria Poggio Tondo – max copertura	35
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	15

La spaziatura e le condizioni delle discontinuità sono state ricavate dai rilievi geomeccanici eseguiti nella campagna del 2017 e dalle interpretazioni su sondaggio eseguite nelle precedenti campagne di indagine. La Tabella 6 seguente riepiloga i valori dei coefficienti parziali assunti per la stima del GSI per ogni opera.

Tabella 6: Riepilogo indici parziali per opera.

Opera	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	GSI
Viadotto Calcinai	2	3	7.5	9.5	10	32
Viadotto San Lorenzo	4	3	5	12	10	34
Viadotto La Coscia	4	3	8	7	10	32
Viadotto Lanzo	4	8	15	8	10	45
Galleria Poggio Tondo – max copertura	4	8	15	7	10	44
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	2	3	17	7	10	37

A vantaggio di sicurezza per la galleria Poggio Tondo sono stati assunti i valori di *GSI* pari a 40 e 35 rispettivamente per la zona di massima copertura e la zona di bassa copertura. Inoltre, per la zona di faglia, non disponendo di misurazioni dirette, ma potendo contare sull'esperienza acquisita dalla scrivente durante l'esecuzione degli scavi della vicina galleria Casal di Pari, è stato assunto un valore di *GSI* pari a 20.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso è stato valutato con la seguente formula:

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

Dove *D*, fattore di disturbo, assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia. In particolare, per le fondazioni è stato assunto un fattore di disturbo pari a 0, tenendo conto che il volume significativo di roccia, che contribuisce alla capacità portante della fondazione, è sostanzialmente non influenzato dal disturbo arrecato dalle operazioni di scavo; per i dimensionamenti locali delle opere provvisorie dei viadotti e degli imbocchi della galleria, è stato considerato cautelativamente un fattore di disturbo pari a 0.7; per lo scavo della galleria naturale è stato considerato un fattore pari a 0.7. Sulla base di ciò, sono stati stimati i valori riportati nella Tabella 7.

Tabella 7: Riepilogo modulo di Young per opera d'arte e per problematica geotecnica.

Opera	E - fdz (MPa)	E – opere di scavo provvisorie (MPa)	E - galleria (MPa)
Viadotto Calcinai	1600	1000	-
Viadotto San Lorenzo	2300	1500	-
Viadotto La Coscia	1900	1200	-
Viadotto Lanzo	5000	3200	-
Galleria Poggio Tondo – max copertura	-	-	2000
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	-	-	860
Galleria Poggio Tondo - faglia	-	-	450

Per la galleria naturale Poggio Tondo si hanno a disposizione anche i risultati delle prove dilatometriche i cui risultati sono riportati nella seguente Figura 11, insieme ai valori stimati con la formula sopra descritta. I valori ottenuti dalle prove dilatometriche sono in relativo buon accordo con il modulo stimato in corrispondenza delle zone a maggiore copertura essendo state eseguite in zone al di fuori della faglia e a profondità comparabili con quella di esecuzione della galleria.

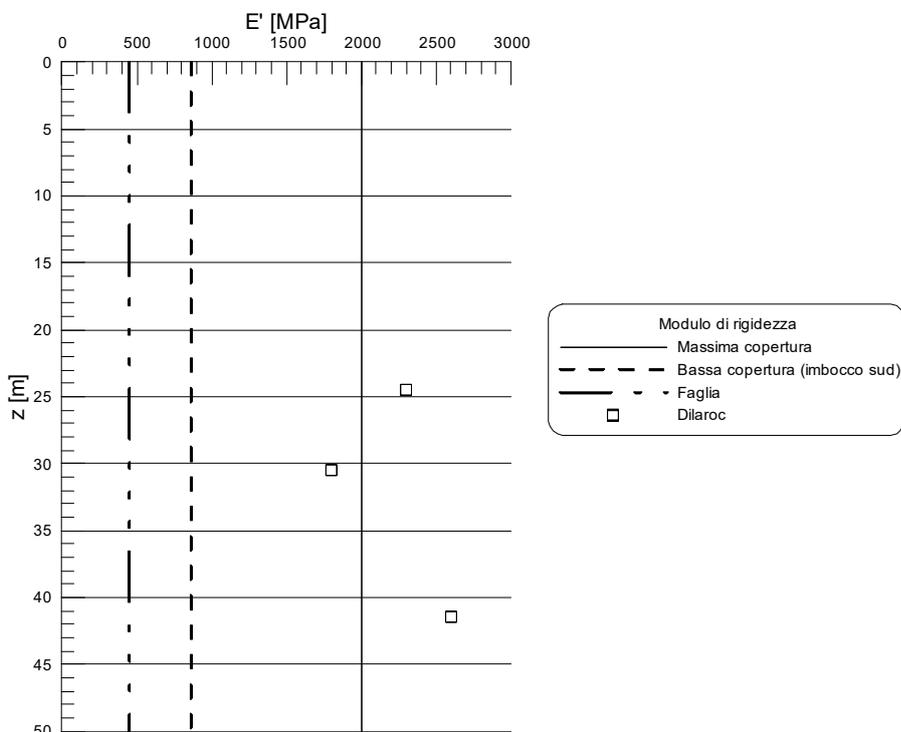


Figura 11: Modulo di rigidezza unità geotecnica B in corrispondenza della galleria Poggio Tondo.

#### 4.4 UNITÀ GEOTECNICA C

Al momento non sono disponibili specifiche indagini e monitoraggi sulla zona di frana; per gli scopi di cui al presente documento, all'unità C vengono assegnati gli stessi parametri di resistenza dell'unità superficiale A, annullando la componente coesiva.

#### 4.5 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi 4.2, 4.3 e 4.4 per le unità geotecniche A, B e C si possono assumere i parametri riepilogati nelle tabelle seguenti.

Per l'unità geotecnica A si ha quanto riportato in Tabella 8.

Tabella 8: Caratterizzazione unità geotecnica A.

$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$E'$ (MPa)
30-40	28-30	40-50

Per l'unità geotecnica B si ha quanto riportato in Tabella 9 e Tabella 10.

Tabella 9: Caratterizzazione unità geotecnica B.

Opera	$\sigma_c$ (MPa)	GSI	$m_i$
Viadotto Calcinai	20	32	12
Viadotto San Lorenzo	34	34	12
Viadotto La Coscia	30	32	12
Viadotto Lanzo	45	45	12
Galleria Poggio Tondo – max copertura	30	40	12
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	10	35	12
Galleria Poggio Tondo - faglia	15	20	12

A partire dal valore di  $GSI$  e dal valore della resistenza a compressione uniassiale,  $\sigma_c$ , è possibile poi ricavare i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso attraverso il criterio di resistenza di Hoek & Brown, definito dall'espressione seguente:

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

dove:

- $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  sono le tensioni efficaci principali massima e minima;
- $\sigma_c$  è la resistenza a compressione uniassiale;
- $m_b$  valore ridotto della costante del materiale  $m_i$ , pari a  $m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$ ;

$$\begin{aligned} \text{➤ } s &= \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right); \\ \text{➤ } a &= \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}). \end{aligned}$$

Tabella 10: Riepilogo parametri Hoek&Brown.

Opera	a	D=0		D=0.7	
		s	m <sub>b</sub>	s	m <sub>b</sub>
Viadotto Calcinai	0.520	0.0005	1.058	0.0001	0.286
Viadotto San Lorenzo	0.517	0.0007	1.136	0.0001	0.319
Viadotto La Coscia	0.520	0.0005	1.058	0.0001	0.286
Viadotto Lanzo	0.508	0.0022	1.683	0.0003	0.584
Galleria Poggio Tondo – max copertura	0.511	-	-	0.0002	0.444
Galleria Poggio Tondo – bassa copertura (imbocco sud)	0.516	-	-	0.0001	0.337
Galleria Poggio Tondo - faglia	0.544	-	-	9.22E-06	0.148

I parametri di resistenza secondo il criterio di Mohr-Coulomb, se necessari, possono essere poi ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di Hoek & Brown nel *range* di pressioni specifico per le problematiche geotecniche del progetto in esame: fondazioni di spalle e pile dei viadotti, opere provvisoriale per la realizzazione delle fondazioni dei viadotti, opere di imbocco delle gallerie naturali e scavo delle gallerie naturali. In dettaglio, i parametri di resistenza possono essere ottenuti assumendo la costante adimensionale caratteristica di ciascun ammasso  $m_i$  pari a 12, valore intermedio tra i valori suggeriti da Hoek per le arenarie e le siltiti, e valutando lo stato tensionale medio alla profondità significativa di ogni opera. I valori specifici dei parametri di resistenza in termini di Mohr-Coulomb sono esposti nelle specifiche relazioni geotecniche e di calcolo delle opere in questione.

Per l'unità geotecnica C si ha quanto riportato in Tabella 11.

Tabella 11: Caratterizzazione unità geotecnica C.

c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)
0	28-30	40-50

## 5. REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Per quanto riguarda la presenza della falda si hanno a disposizione le misurazioni effettuate nei piezometri installati durante la campagna indagine del 2006. Si precisa che il livello di falda riportato in Tabella 12 è stato rilevato nel periodo di realizzazione dei corrispondenti sondaggi.

Tabella 12: Livello falda.

Sondaggio	Quota p.c. (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)
S1*LCO	167.90	12.50
S1*LAN	162.50	4.70
S2*CAL	226.10	12.50
S2*LCO	175.10	Assente
S1*GPT	217.00	19.50
S2*GPT	230.80	41.10

Come si può notare dalla Tabella 12 la falda viene intercettata a modeste profondità solo nel sondaggio S1\*LAN realizzato in prossimità del viadotto Lanzo; con molta probabilità tale falda è alimentata dal fiume Lanzo che si trova non molto distante dal punto in cui è stato realizzato il sondaggio. Inoltre nel sondaggio S2\*LCO, spinto fino alla profondità di 20 m e attrezzato con piezometro Casagrande, non è stata rilevata la presenza di falda.

## 6. RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Le prove di carico su piastra sono state realizzate in corrispondenza dei pozzetti esplorativi TP1, TP2 e TP2\*LCO. I moduli di deformabilità  $M_d$  (che forniscono una misura convenzionale della capacità portante dei terreni) determinati con le prove sono stati rispettivamente di 165.34 kg/cm<sup>2</sup> per la prova PLT-TP1, 212.75 kg/cm<sup>2</sup> per la prova PLT-TP2 e 401.32 kg/cm<sup>2</sup> per la prova PLT-TP2\*LCO. Per quanto concerne quest'ultimo valore, decisamente più elevato rispetto agli altri due, si può ipotizzare che la scarsa compressibilità del terreno (dimostrata da cedimenti piuttosto bassi) sia imputabile alla presenza di un substrato roccioso quasi superficiale che pertanto assicura margini di sicurezza elevati in merito alla portanza nell'intorno dell'area di esecuzione della prova di carico. Il grado di costipamento del terreno è anche buono visto il rapporto  $M_d/M'_d$  pari a circa 0.6 (si ricorda che quanto più questo rapporto è prossimo all'unità tanto migliore è la compattazione del terreno).

Per quanto riguarda invece i risultati emersi dalle altre due prove di carico PLT-TP1 e PLT-TP2, si evince una certa similitudine sia per l'entità dei cedimenti, sia nei valori dei moduli di deformabilità  $M_d$ , con una capacità portante leggermente maggiore per il terreno ubicato in corrispondenza del pozzetto esplorativo TP2. La differenza emersa riguarda invece i valori del modulo  $M'_d$  (626.17 kg/cm<sup>2</sup> per la prova PLT-TP2 e 385.55 kg/cm<sup>2</sup> per la prova PLT-TP1) ricavati sulla base dei cedimenti del secondo ciclo di carico (50 ÷ 150 kPa), che hanno determinato rapporti  $M_d/M'_d$  di 0.34 per la prova PLT-TP2 e di 0.43 per la prova PLT-TP1, con la conseguenza di un migliore costipamento per i terreni ubicati nei pressi del pozzetto esplorativo TP1 rispetto a quelli situati in corrispondenza del pozzetto TP2.

### 6.1 CONSIDERAZIONI SUGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

La bonifica considerata è di spessore 50 cm come in sezione tipo. Come evidenziato dalle prove di carico su piastra i valori del modulo di sottofondo hanno dato esito confortante già nel 1° ciclo di carico per asportazione di terreno di 30 cm, in relazione alle caratteristiche minime del sottofondo per impostazione del rilevato, pertanto lo spessore di 50 cm è da considerarsi sufficiente su tutta l'estensione del tracciato.

## 7. ANALISI DELLA STABILITÀ DEI RILEVATI

### 7.1 METODO DI CALCOLO E VERIFICA

Con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Febbraio del 2009, le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con  $E_d$  si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con  $R_d$  il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). Le azioni di progetto,  $E_d$ , o, altresì, gli effetti delle azioni (sollecitazioni sul muro di sostegno), sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella seguente Figura 12 (Tabella 6.2.I del NTC).

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Figura 12. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni.

Le resistenze di progetto,  $R_d$ , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati nella seguente Figura 13 (Tabella 6.2.II del NTC) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ , specifici per il tipo di opera e per il meccanismo di collasso studiato.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Figura 13. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Con riferimento alla stabilità globale del complesso opera-terreno, le verifiche di sicurezza sono state effettuate come richiesto da normativa mediante l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto del valore del coefficiente parziale sulle resistenze,  $\gamma_R$ , pari a 1.1 (cfr. Figura 14), secondo le prescrizioni relative alle opere di materiali sciolti e dei fronti di scavo.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Figura 14. Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale.

Nelle verifiche, è stato considerato un valore del sovraccarico accidentale pari a 20 kPa, distribuito uniformemente sul piano stradale.

Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno instabile; in particolare le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h W$  e  $F_v = k_v W$ .

I coefficienti di accelerazione sismica orizzontale,  $k_h$ , e verticale,  $k_v$ , sono definiti come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}, \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

con

- $\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, si ricava dalla Tabella 7.11.II del NTC riportata in Figura 15;
- $S_S$  coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica;
- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Figura 15. Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito,  $\beta_m$ .

In Tabella 13 sono riportati i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Tabella 13: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Stato limite	$C_u$	ag/g	Cat. terreno	$S_T$	$F_0$	$S_S$	$a_{max}$	$\beta_s$	$k_h$	$k_v$
SLV	2	0.174	B	1.2	2.517	1.2	2.45	0.240	0.06	$\pm 0.03$

In condizioni sismiche, i coefficienti relativi alle azioni sono stati posti sempre pari ad 1.

Tutte le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo *Slide*.

## 7.2 VERIFICHE

Lungo il tracciato sono presenti alcuni tratti in rilevato ordinario e altri in rilevato in terra rinforzata. Le verifiche di stabilità sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni più gravose rappresentative del tracciato, elencate nella Tabella 14. Le verifiche sono state condotte impiegando per i litotipi presenti i parametri geotecnici riepilogati nel paragrafo 4.5. Per il materiale da rilevato ordinario è stato adottato angolo d'attrito  $\phi' = 40^\circ$  e coesione nulla; per il materiale da rilevato in terra rinforzata sono stati impiegati valori di resistenza molto alti, così da forzare le superfici di scorrimento a non attraversarla; la verifica della stabilità interna del corpo del rilevato in terra rinforzata è riportata negli specifici elaborati di progetto.

La Tabella 14 riepiloga i coefficienti di sicurezza,  $FS$ , ottenuti nelle verifiche di stabilità, mentre nelle figure successive gli stessi risultati sono riportati in forma grafica (per le analisi sismiche è stato riportato solo l'output della condizione più gravosa tra  $k_v^-$  [sisma verso l'alto] e  $k_v^+$  [sisma verso il basso]).

Tabella 14: Verifiche in rilevato - riepilogo sezioni di studio e coefficiente di sicurezza.

Sezione	Progressiva	Tipologia rilevato	FS statico	FS sismico $k_v^-$	FS sismico $k_v^+$
23	657.72	terra rinforzata	1.263	1.20	1.187
30	1319.16	terra rinforzata	1.402	1.32	1.287
36	1523.19	terra rinforzata	1.290	1.20	1.191
44	2424.57	ordinario	1.293	1.24	1.180

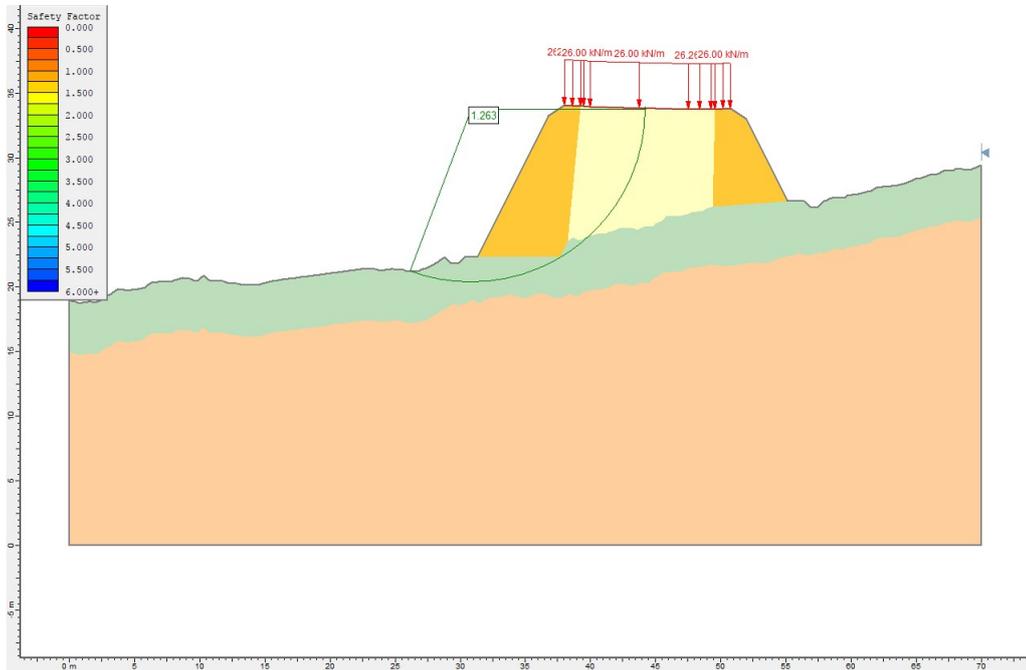


Figura 16: Sezione 23, condizioni statiche.

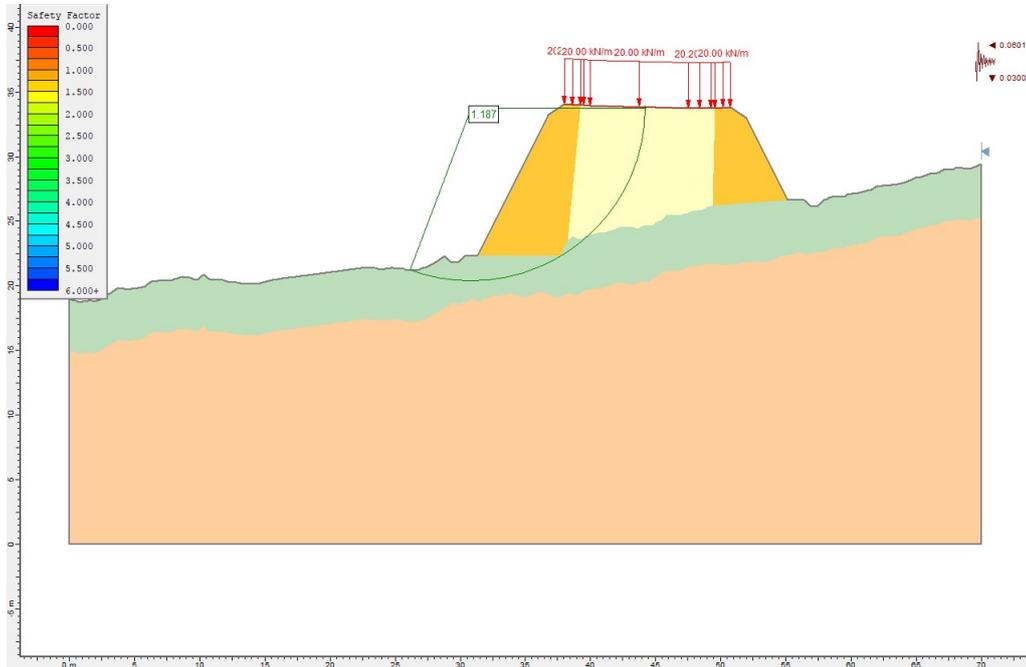


Figura 17: Sezione 23, condizioni sismiche.

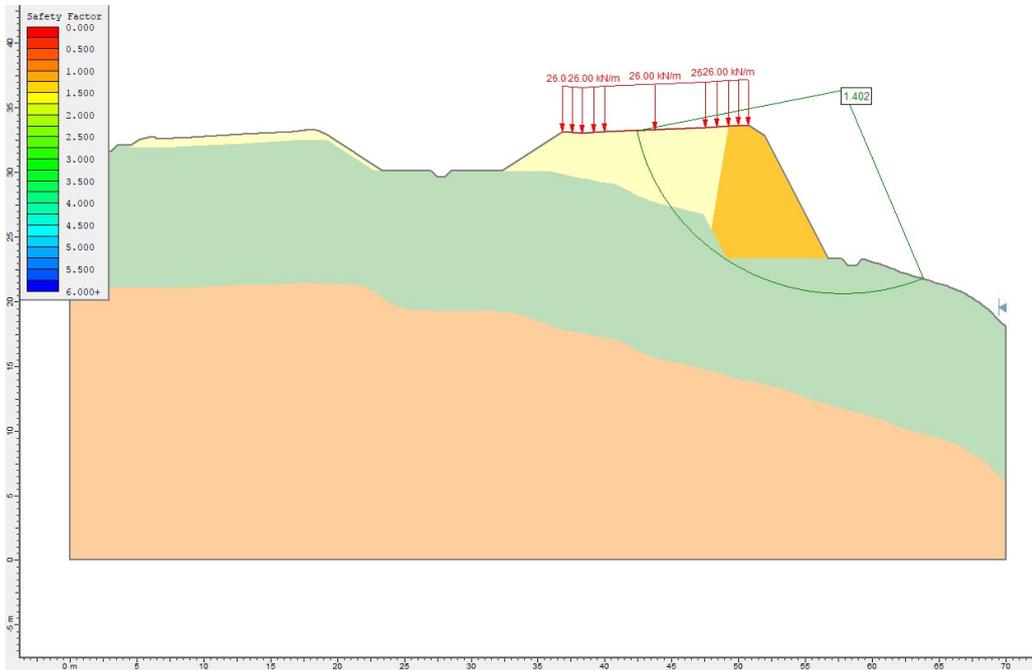


Figura 18: Sezione 30, condizioni statiche.

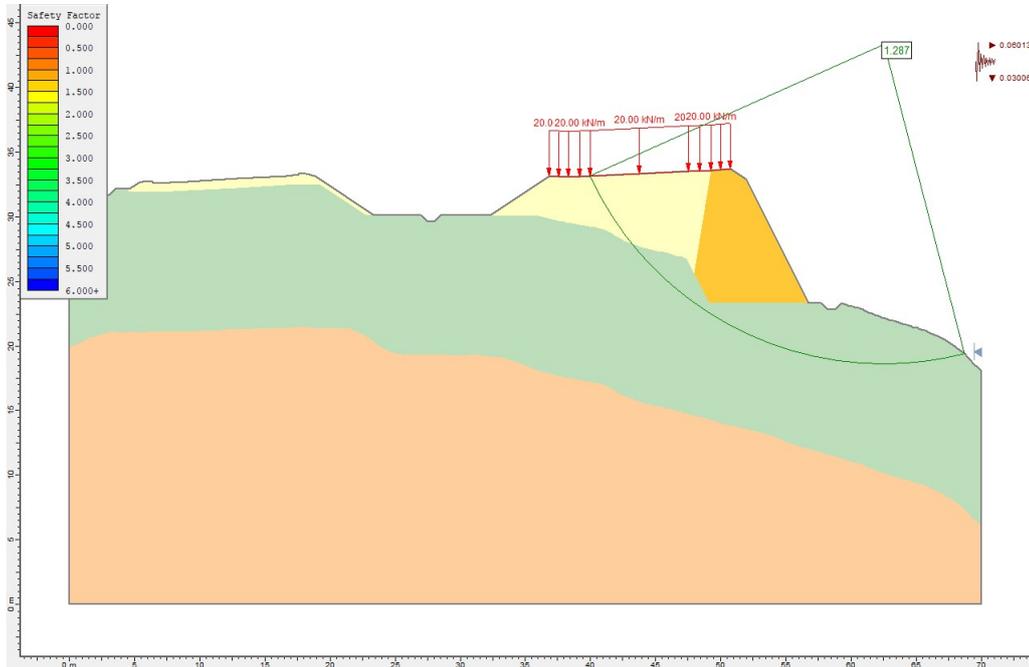


Figura 19: Sezione 30, condizioni sismiche.

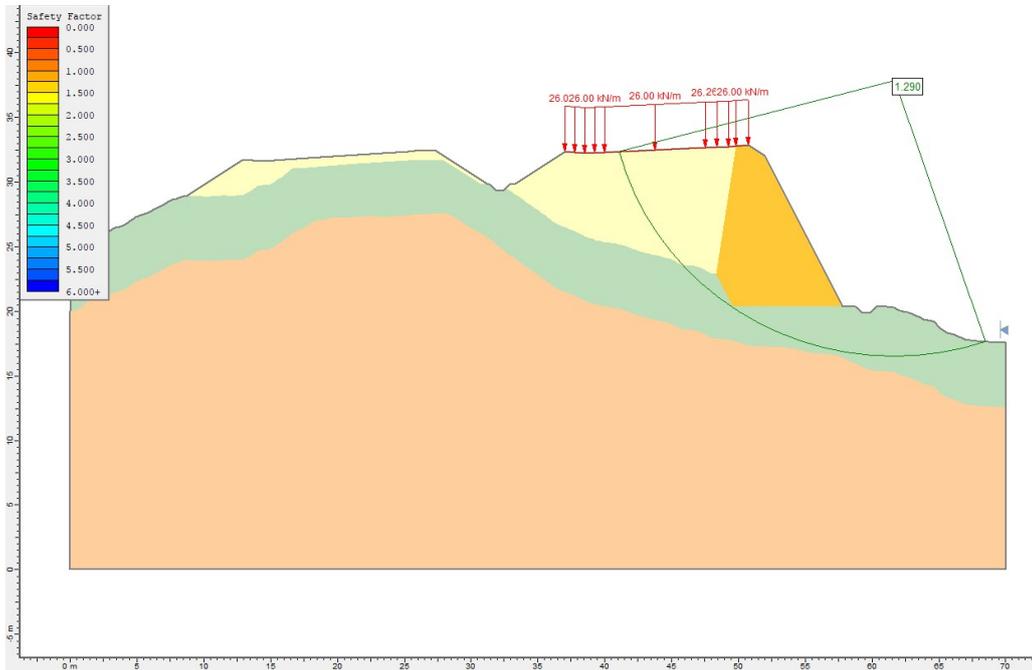


Figura 20: Sezione 36, condizioni statiche.

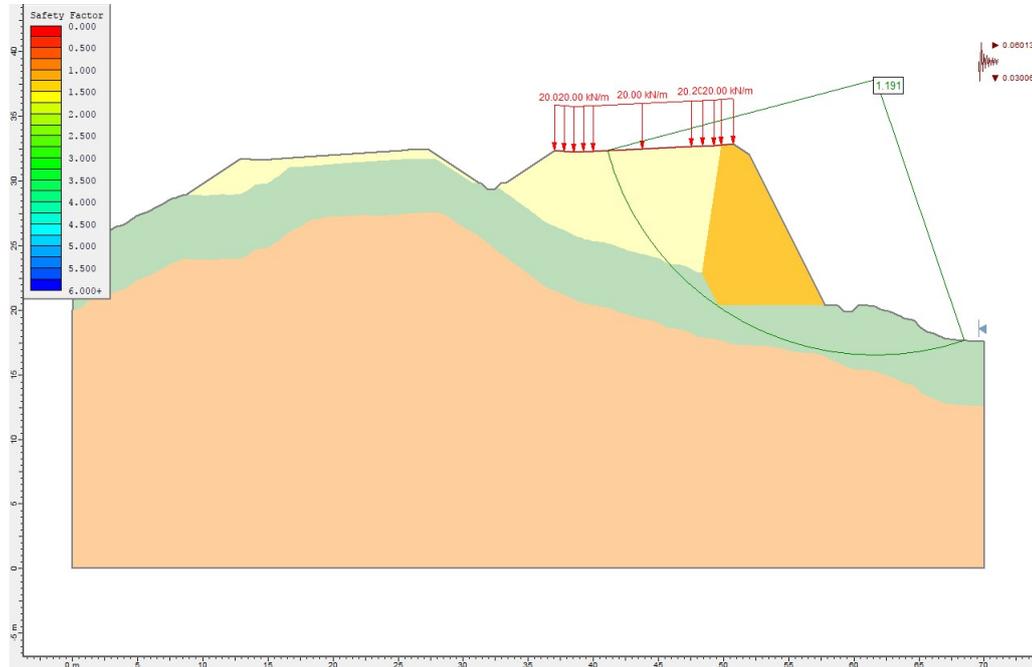


Figura 21: Sezione 36, condizioni sismiche.

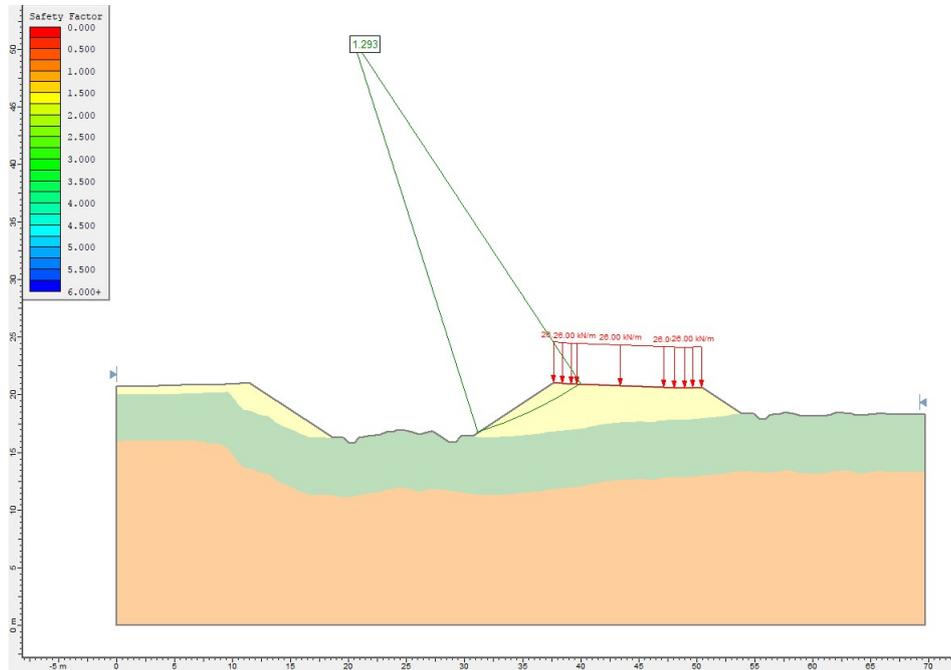


Figura 22: Sezione 44, condizioni statiche.

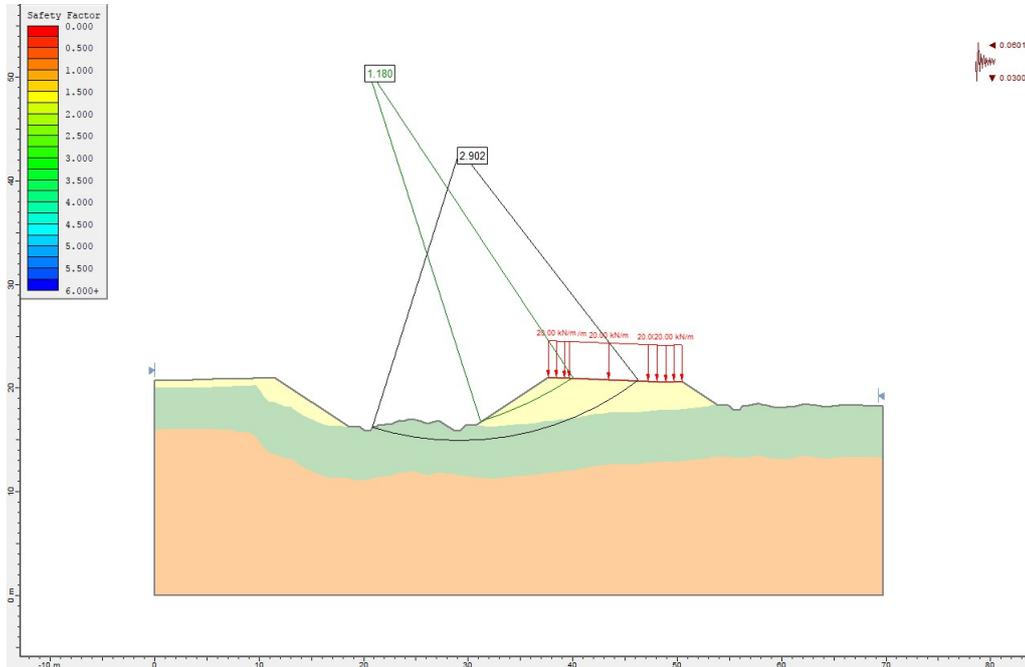


Figura 23: Sezione 44, condizioni sismiche.