



SOCIETA' ITALIANA
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



MUSINET ENGINEERING S.p.A.
 Cso Svizzera, 185
 10149 TORINO
 Tel. +39 011 5712411
 Fax. +39 011 5712426
 E-mail info@musinet.it
 PEC musinet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.I.Iva 08015410015
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.
 Cod. fis.e Reg. Imprese
 TO 08015410015
 R.E.A. Torino 939200

T4 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

INTERVENTI DI RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO E MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE IN COMUNE DI BARDONECCHIA

SITAF SpA
 per approvazione
 Il Direttore Tecnico
 (Dott. Ing. Massimo BERTI)

PROGETTO DEFINITIVO Sito Melezet

SITAF SpA
 per approvazione
 Il Direttore Tecnico
 (Dott. Ing. Bernardo MAGRI)

Relazione geotecnica, di dimensionamento e verifica del vallo

Scala -	0377_110_12_D26EG002.2_0	Gennaio 2013
---------	--------------------------	--------------

2					
1					
0	Gen 2013	Emissione	Tekne	TRI	GIO
REV	DATA	DESCRIZIONE	RED.	VER.	APP.

Attività di Supporto Specialistico TEKNE Dott. Ing. Livio Martina Dott. Geol. Mauro Bugnano	
--	--

Il Responsabile del progetto MUSINET ENGINEERING S.p.A. Dott. Arch. Corrado Giovannetti	N° ELABORATO <h1>2.2</h1>
---	------------------------------

Questo disegno e' di proprieta' riservata della MUSINET ENGINEERING S.p.A.; ne e' vietata la riproduzione anche parziale, nonche' la presentazione a terzi senza esplicita autorizzazione.L'inosservanza e' perseguibile ai termini di legge.

SITAF S.p.A.

**SOCIETA' ITALIANA
TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS**

T4: TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

**INTERVENTI DI RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO
E MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE
IN COMUNE DI BARDONECCHIA**

SITO MELEZET

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE GEOTECNICA,
DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL VALLO**

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	ASSETTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO LOCALE	6
4	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
4.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI	9
4.1.1	Stratigrafie.....	9
4.1.2	Prove SPT	9
4.1.3	Assetto idrogeologico.....	11
4.2	INDAGINI GEOFISICHE.....	12
4.2.1	Stendimento M1	13
4.2.1.1	Interpretazione geologica	14
4.2.2	Stendimento M2	15
4.2.2.1	Interpretazione geologica	17
4.3	ANALISI DI LABORATORIO	18
5	INTERPRETAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEI DATI GEOGNOSTICI....	19
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	22
6.1	TERRENO DI FONDAZIONE	22
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI UTILIZZATI PER LA COSTRUZIONE DEL VALLO PARAMASSI	23
8	MODELLO GEOTECNICO.....	24
8.1	DEFINIZIONE VALORI CARATTERISTICI	27
8.2	DEFINIZIONE DEI VALORI DI PROGETTO	28
9	AZIONE SISMICA	29
10	VERIFICHE DI STABILITA'.....	33
10.1	IMPOSTAZIONI CONCETTUALI DEL PROBLEMA E MODELLO DI CALCOLO.....	33
10.2	RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ.....	36
10.3	CALCOLO CAPACITÀ PORTATE E CEDIMENTI.....	40
11	PRESCRIZIONI IN FASE ESECUTIVA	43
12	CONCLUSIONI	46
13	ALLEGATI.....	48

13.1 ANALISI DI LABORATORIO	48
13.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	48
13.3 INDAGINI GEOFISICHE.....	48

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica si riferisce al progetto che vede la realizzazione di un vallo paramassi finalizzato alla minimizzazione delle condizioni di elevata pericolosità connessa a processi di caduta massi in loc. Melezet di Bardonecchia, sul versante sinistro del T. Dora di Melezet ai piedi della bastionata rocciosa denominata "Rocce del Rouas".

E' previsto che l'opera di protezione sia costruita mediante utilizzo de materiale di smarino derivante dallo scavo della galleria di sicurezza del tunnel del Frejus. Il dimensionamento del rilevato consegue ai risultati ottenuti nello studio di simulazione caduta massi, esplicitato nella relazione geologica di progetto.

I fenomeni di crollo sono storicamenti noti e già oggetto di approfondimenti e studi specialistici fin dagli anni '70, con interessamento della S.P. 216 e di settori circostanti dove sono presenti anche edifici turistici. In tempi molto recenti, più precisamente il 21 maggio 2010, è avvenuto un ennesimo fenomeno di crollo che ha coinvolto un volume di roccia stimato di almeno 2000 mc, i cui elementi hanno superato e travolto le opere di difesa esistenti e sono arrivati alla sede stradale della S.P. 216, danneggiando gravemente alcune infrastrutture, ponendo in serio serio rischio l'incolumità pubblica.

Per verificare le condizioni di stabilità dell'opera di protezione in progetto, così come dell'insieme opera-terreno di appoggio, sono state condotte indagini geognostiche specifiche in situ, sulla base delle quali sono poi state eseguite le necessarie analisi di tipo geotecnico così come prescritto dalla normativa vigente. Per gli approfondimenti di carattere geologico si rimanda integralmente alla allegata relazione geologica di progetto.



Parete rocciosa interessata dal fenomeno franoso del maggio 2010



Stralcio di ortofoto fornito dalla Ditta Geoworks, corrispondente al settore di pendio in studio.

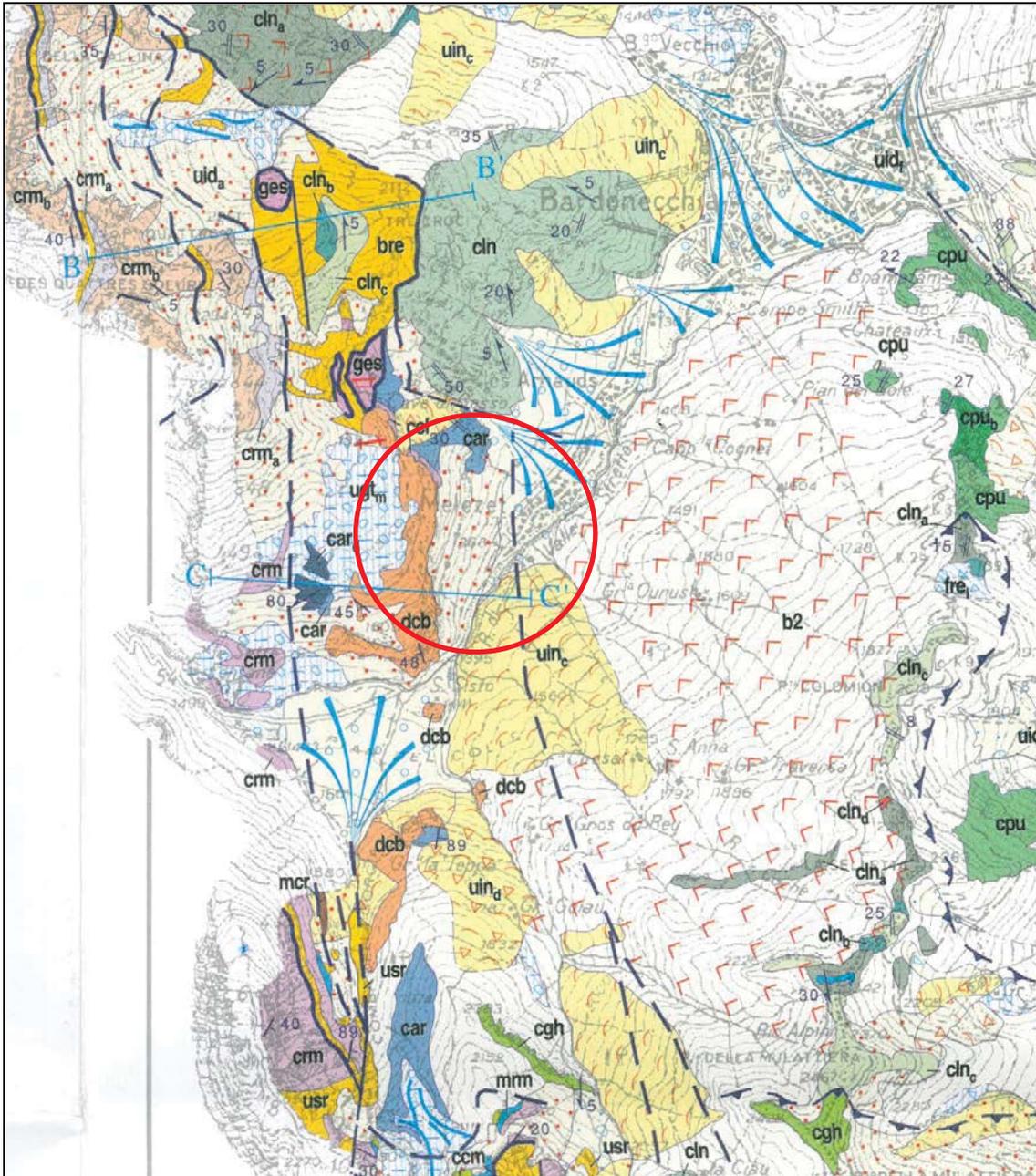
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Circolare 02/02/2009 “ Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008;
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- D.M. 14/09/2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.222 del 23 settembre 2005);
- EC7_UNI-ENV-1997 : “Progettazione geotecnica”;
- D.M. LL.PP. 11/03/1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Circ. Min. LL.PP 24/09/88 n.30483. Legge 02/02/74, n.64 art.1. D.M. 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione”.
- D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)".
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).

3 ASSETTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO LOCALE

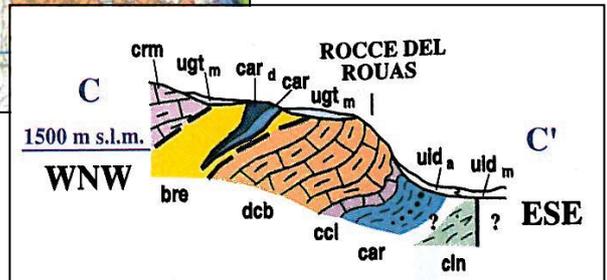
Il settore di intervento corrisponde ad una stretta fascia di fondovalle posta alla base del versante sinistro della Dora di Melezet appena a monte della località omonima, dove è presente una bastionata rocciosa in forte dissesto.

La geomorfologia di questo settore montano, originariamente tipica di un ambiente che subì in epoche passate una fase di intenso modellamento glaciale, con genesi di forme meno aspre e blandamente ondulate ancora riconoscibili sugli alti versanti, presenta in corrispondenza delle aste torrentizie i caratteri di un evidente e marcato ringiovanimento, con formazione di profonde incisioni erosionali delimitate da scarpate subverticali, soggette ad erosione e demolizione da parte degli agenti atmosferici e crionivali.



Sovrassimboli delle formazioni superficiali

a	detrito di falda	f	deposito fluviale ghiaioso	n	till di ablazione
b	detrito di falda a grossi blocchi	g	deposito fluviale sabbioso	p	deposito glaciolacustre
c	accumulo gravitativo	i	deposito lacustre e di torbiera	q	deposito travertinoso
d	accumulo gravitativo a grossi blocchi	l	till indifferenziato		
e	deposito di origine mista	m	till di alloggiamento		



Carta geologica d'Italia in scala 1:50.000 - Foglio 153 Bardonecchia

La struttura profonda del settore circostante a quello strettamente di interesse risulta rappresentata, dal punto di vista geologico, da un basamento roccioso costituito in destra orografica da litotipi afferenti al cosiddetto "Complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi", cioè da calcescisti o calcemicascisti, mentre in sinistra orografica sono invece presenti esclusivamente litotipi calcareo-dolomitici triassici, in facies Brianzonese.

In sinistra il versante esposto verso est appare estremamente scosceso ed aspro, a formare alte pareti verticali laddove la roccia calcareo-dolomitica è più competente, interessato globalmente da fenomeni di crollo e di collasso gravitativo di porzioni più o meno notevoli di roccia, svincolate dai giunti di fratturazione esistenti. Nell'attivazione di questi fenomeni uno dei fattori predisponenti è sicuramente l'azione crioclastica, per cui i momenti più pericolosi risultano essere statisticamente quelli preinvernali e primaverili, ovvero quando il ghiaccio va a sciogliersi all'interno delle fratture svincolando di fatto le "saldature" invernali.

Alla base del versante la morfologia della falda detritica si raccorda gradualmente con la fascia subpianeggiante del fondovalle alluvionale del T. Melezet, costituita da sedimenti sabbioso-ghiaioso-conglomeratici localmente rielaborati in superficie dall'attività antropica.

Il deposito alluvionale è legato a fenomeni di alluvionamento torrentizio del fondovalle con processi di trasporto di massa fino a vere e proprie lave torrentizie (debris flows), che vengono innescate in concomitanza di eventi meteorici importanti, non necessariamente eccezionali, in un contesto idrodinamico ed idrogeologico di carattere prevalentemente erosionale. Si assiste così al verificarsi di successive e molteplici pulsazioni deposizionali, con formazione di accumuli di sedimenti anche molto consistenti ben presto reincisi ed asportati dalla successiva azione erosiva dei torrenti, caratterizzati da profili di fondo in forte disequilibrio (soprattutto alla testata) e con una elevata energia.

4 CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

La caratterizzazione del terreno di appoggio dell'opera in progetto è stata effettuata attraverso l'esecuzione di 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo corredati di prove SPT.

L'ubicazione delle indagini suddette è stata fortemente condizionata dall'accessibilità dei luoghi, dalla presenza di divieti di accesso alle aree colpite dai fenomeni di crollo 2010 per ordinanza sindacali, e dalla presenza di abbondante neve.

I risultati dei due sondaggi, effettuati nei giorni 7/10 dicembre 2012, sono riportati per esteso in allegato. Si riporta di seguito una breve sintesi:

4.1.1 Stratigrafie

Sondaggio S1 - Profondità 15 m

0-2.60 m: riporto ghiaioso ciottoloso

2.60-15 m: ghiaia eterometrica con intercalazioni ghiaioso-ciottolose, da addensata a molto addensata (da segnalare livello meno addensato e con ghiaia medio-fine da -7.70 a -8.80)

quota falda: -10.50 m

Sondaggio S2 - Profondità 27 m

0-3.80 m: riporto ghiaioso-ciottoloso

3.80-4.10 m: limo debolmente sabbioso-ghiaioso

4.10-12 m: ghiaia eterometrica con intercalati livelli ghiaioso grossolani e/o ghiaioso-ciottolosi, addensata

12-14 m: limo debolmente sabbioso-ghiaioso passante a ghiaia medio-fine, da poco a moderatamente addensato

14-27 m: ghiaia eterometrica con intercalazioni ghiaioso-ciottolose, da addensata a molto addensata (da segnalare livello meno addensato e con ghiaia medio-fine da -24.80 a -26)

quota falda: -15 m

4.1.2 Prove SPT

Le prove SPT effettuate all'interno del foro dei due sondaggi hanno evidenziato nella norma valori superiori ai 30-40 colpi piede, indicando un materiale dotato generalmente di buoni parametri geotecnici e discreto addensamento. Fa eccezione solamente la prova effettuata nel sondaggio S2 alla profondità di 13.50 m (dalla quota della testa del rilevato) che ha fornito un valore inferiore (18 colpi), indicando la presenza di uno strato di origine alluvionale meno consistente (strato limoso-sabbioso con ghiaia).

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)			SONDAGGIO n. S1
	Mod. 7.5.13 rev. 00 Committente: <u>MUSINET ENGINEERING Spa</u> Cantiere: <u>Sistemazione viabilità a seguito di movimento franoso</u> Località: <u>Bardonecchia (TO) - Melezet</u> Coordinate: <u>N = 45° 03' 22.19"</u> <u>E = 06° 40' 46.01"</u>			Eseguito il 07-10/12/2012
Accettazione n. 12059 - Certificato n. 12059/02 del 14/12/2012 - Commessa n. 12059				

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	3.00	22	16	18	
2	6.00	R (7 cm)	-	-	
3	9.00	20	23	15	
4	12.00	24	25	24	
5	15.00	19	22	23	

 <p>COMPAGNIA TORINESE MONITORAGGI</p> <p>Decreto di autorizzazione n. 4965 del 04/06/2010 per esecuzione e certificazione di indagini geognostiche e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01</p>	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT (UNI EN ISO 22476-3:2005)			SONDAGGIO n. S2
	Mod. 7.5.13 rev. 00 Committente: <u>MUSINET ENGINEERING Spa</u> Cantiere: <u>Sistemazione viabilità a seguito di movimento franoso</u> Località: <u>Bardonecchia (TO) - Melezet</u> Coordinate: <u>N = 45° 03' 33.28"</u> <u>E = 06° 40' 52.10"</u>			Eseguito il 10-13/12/2012
Accettazione n. 12059 - Certificato n. 12059/04 del 14/12/2012 - Commessa n. 12059				

Prova n.	inizio prova prof. [m] da p.c.	N° colpi			note
		15 cm	30 cm	45 cm	
1	4.50	21	25	22	
2	7.50	22	22	26	
3	10.50	19	20	21	
4	13.50	10	9	9	
5	16.50	18	21	22	
6	19.50	17	23	21	
7	22.50	22	25	26	
8	27.00	23	26	23	

4.1.3 Assetto idrogeologico

Nei due fori di sondaggio sono stati installati due piezometri a tubo aperto per il monitoraggio del livello della falda acquifera.

I dati finora rilevati (-10.50 per il sondaggio S1 e -15 m per il sondaggio S2, quest'ultimo posto sul rilevato della strada provinciale, sopraelevato di circa 4 m rispetto al terreno circostante) evidenziano una soggiacenza media di questa falda freatica intorno ai 10-11 m dal p.c. naturale.

Appare evidente una assenza di connessione diretta di questa superficie piezometrica con il livello del pelo libero del torrente, che scorre pertanto in posizione idrogeologica sospesa presumibilmente per impermeabilizzazione del fondo alveo, oppure per la elevata permeabilità dei depositi alluvionali presenti, sottoalimentati rispetto agli apporti dei corsi d'acqua, almeno in questo periodo (mese di dicembre)

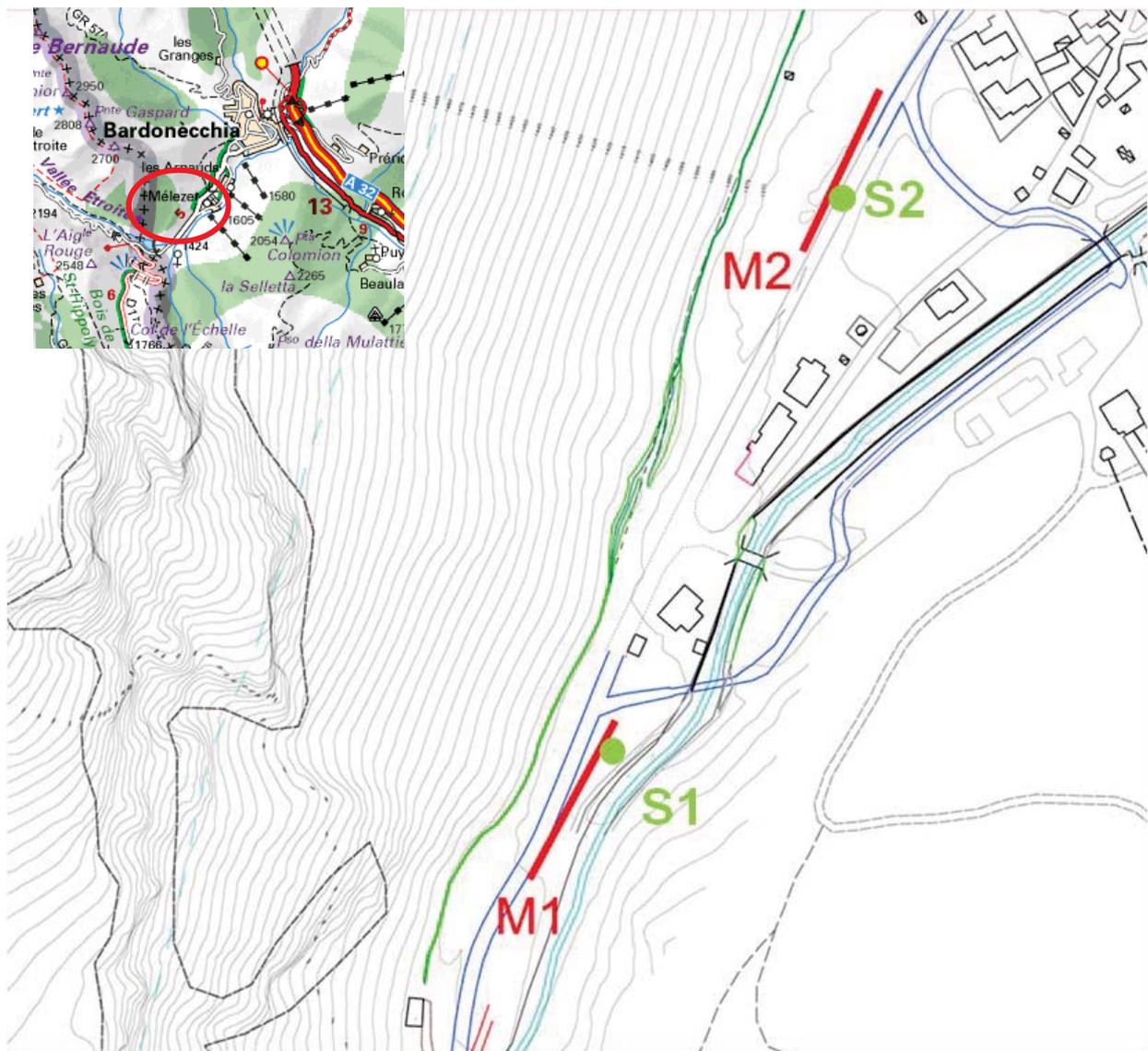


4.2 INDAGINI GEOFISICHE

La presente sezione ha la principale finalità di sintetizzare le risultanze delle prove geofisiche di caratterizzazione sismica di sito, realizzate per verificare la presenza e soggiacenza del substrato ed il comportamento dei terreni di copertura nel caso di accelerazioni sismiche a seguito di scosse telluriche.

La relativa relazione tecnica di dettaglio, allegata alla presente, è da considerarsi parte integrante del documento in oggetto.

La seguente analisi tiene in considerazione i risultati preliminari delle prove SPT realizzate nel medesimo sito durante l'esecuzione di due sondaggi a carotaggio continuo.



Ubicazione degli stendimenti geofisici (M1, M2) e dei sondaggi eseguiti per il medesimo cantiere (S1, S2). Il sito di cantiere è inquadrato geograficamente nel riquadro in alto a sinistra.

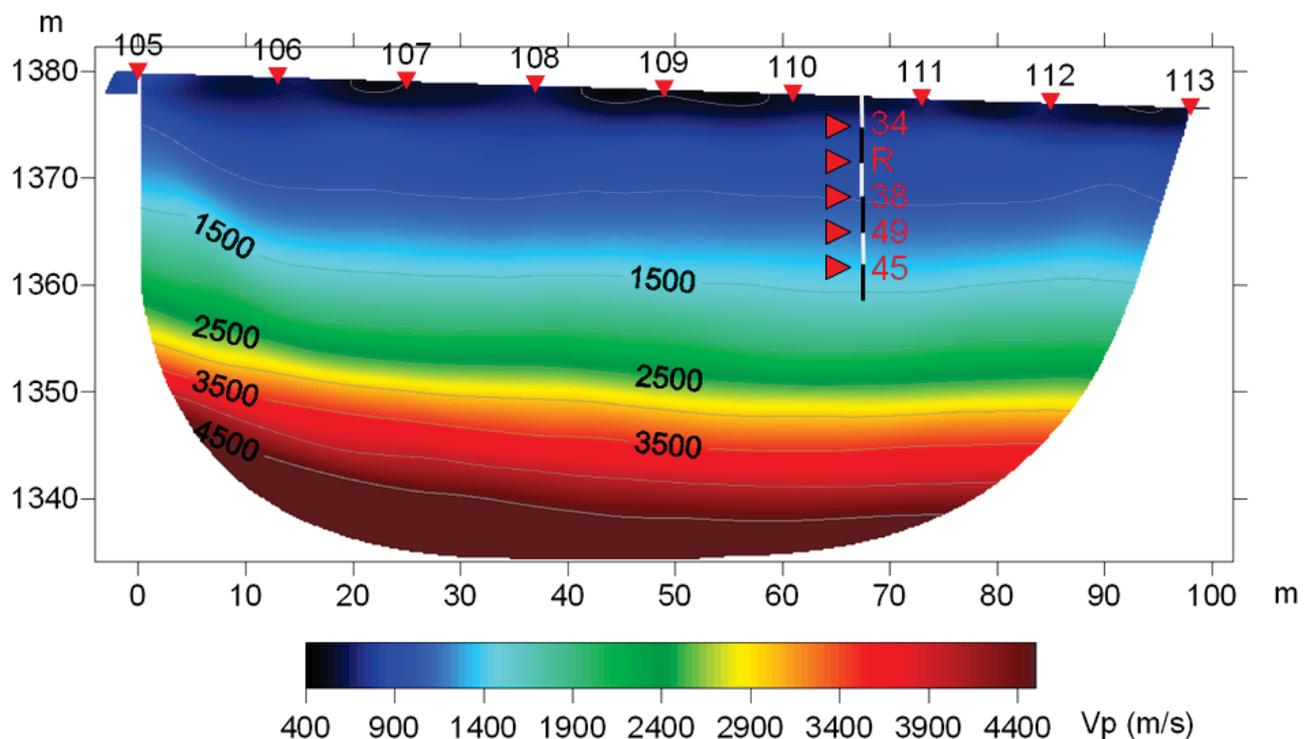
Di seguito, verranno analizzati i due stendimenti realizzati, distinguendo i risultati geofisici ottenuti e le relative interpretazioni secondo i differenti metodi impiegati, concludendo l'analisi con la conseguente interpretazione geologica dei dati presentati, che tengono conto anche delle informazioni derivanti dai sondaggi eseguiti (stratigrafie e prove SPT).

I valori ricavati grazie a quest'ultima prova (SPT) sono riportati in sovrapposizione alle sezioni tomografiche realizzate, al fine di visualizzare in maniera più immediata le eventuali correlazioni tra le diverse metodologie di indagine.

Il modello interpretativo legato alla prova sulle onde superficiali risulta molto più dettagliato rispetto alla visione di insieme fornita dalla tomografia, la quale permette però di estendere lateralmente, in maniera significativa, le informazioni sito specifiche a disposizione.

4.2.1 Stendimento M1

L'elaborazione dei dati ottenuti dalla tomografia sismica eseguita durante l'indagine geofisica svolta ha restituito la seguente immagine:



Sezione tomografica di velocità delle onde P con indicazione dei risultati della prova SPT.

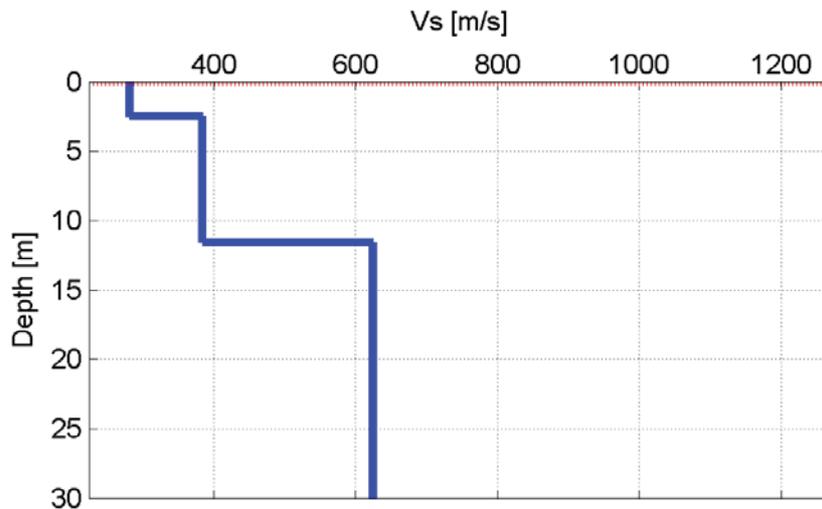
Come è possibile notare, dal punto di vista geofisico, le tomografie vedono un gradiente verticale di velocità, privo di variazioni laterali, con progressivo aumento della velocità con l'incremento della profondità. I primi 10 m hanno velocità mediamente inferiori a 1.000 m/s.

Le mappe di copertura dei raggi sismici non individuano superfici di rifrazione significative e, quindi, si esclude la presenza di substrato compatto per profondità inferiori a 30 m.

La prova per onde superficiali ha fornito un modello di riferimento composto dalla seguente stratigrafia, rappresentata sia in forma tabellare che in forma grafica.

Parametri del modello di profilo stratigrafico

Strato (n°)	Velocità (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)
1	282	2.5	0
2	384	9.0	2.5
3	625	24.8	11.5
4	1060	semispazio	36.3



Profilo stratigrafico di Vs (profondità da piano campagna)

La discretizzazione a strati ha permesso di estrarre un modello essenzialmente a tre strati: il primo esteso fino a 11-14 m, con Vs inferiori a 385 m/s, il secondo più veloce (Vs tra 400 e 640 m/s) che poggia sul substrato ipotizzato a circa 30-35 m di profondità (Vs > 1.000 m/s).

I profili di Vs mostrano un progressivo incremento di velocità con la profondità.

Il valore medio di riferimento del parametro Vs30 è quindi pari a 454 m/s.

4.2.1.1 Interpretazione geologica

Dalle indagini geofisiche effettuate, è possibile correlare gli strati rintracciati dalle diverse metodologie impiegate con quanto individuato dai sondaggi realizzati e le relative penetrometrie, al fine di caratterizzare geologicamente le informazioni ottenute.

Appare ben riconoscibile lo strato di riporto legato alla realizzazione del terrapieno e della sede stradale (da 0 a circa 2,5 metri da p.c.).

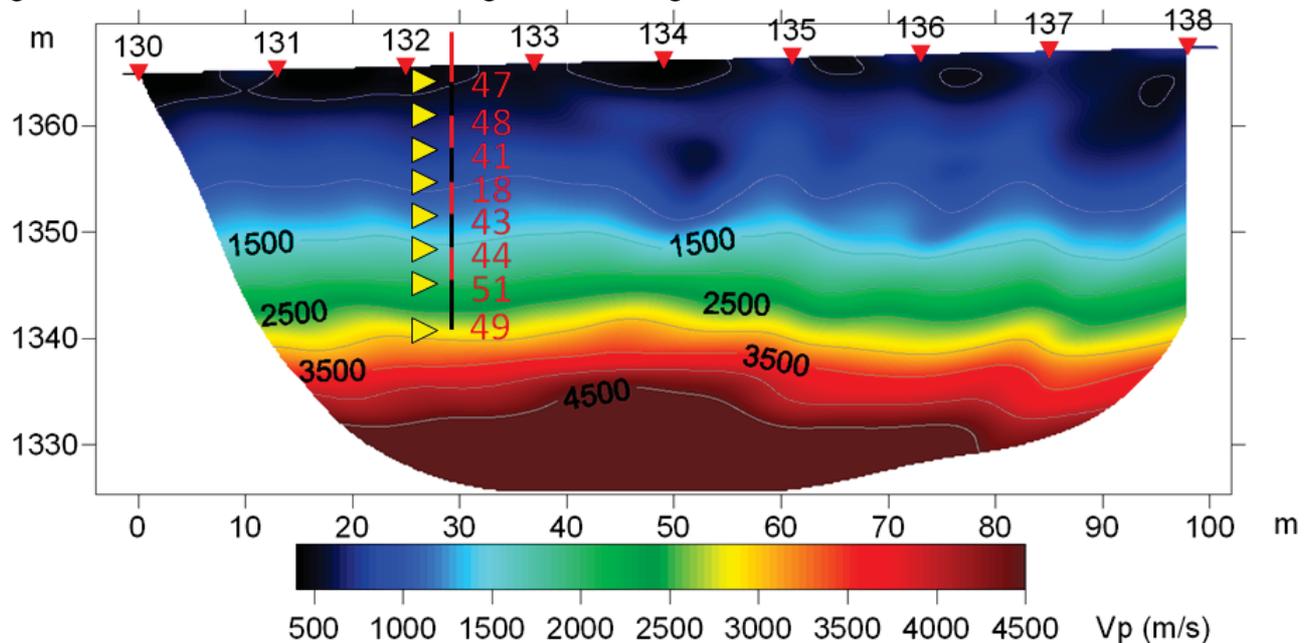
Al di sotto dello strato di riporto superficiale il grado di addensamento crescente verso il basso può giustificare l'aumento della velocità delle onde analizzate, senza però evidenziare delle evidenti differenziazioni litologiche.

L'indagine mostra valori assimilabili a quelli del substrato compatto verso i 35 metri di profondità, quota non raggiunta dai sondaggi a carotaggio continuo realizzati.

In generale, i materiali rinvenuti appaiono dotati di buoni parametri geotecnici e discreto addensamento, senza la presenza di orizzonti caratterizzati da comportamento geotecnico penalizzante.

4.2.2 Stendimento M2

L'elaborazione dei dati ottenuti dalla tomografia sismica eseguita durante l'indagine geofisica svolta ha restituito la seguente immagine:



Sezione tomografica di velocità delle onde P con indicazione dei risultati della prova SPT (quest'ultima risulta traslata verso l'alto per la differenza di quota rispetto alla tomografia).

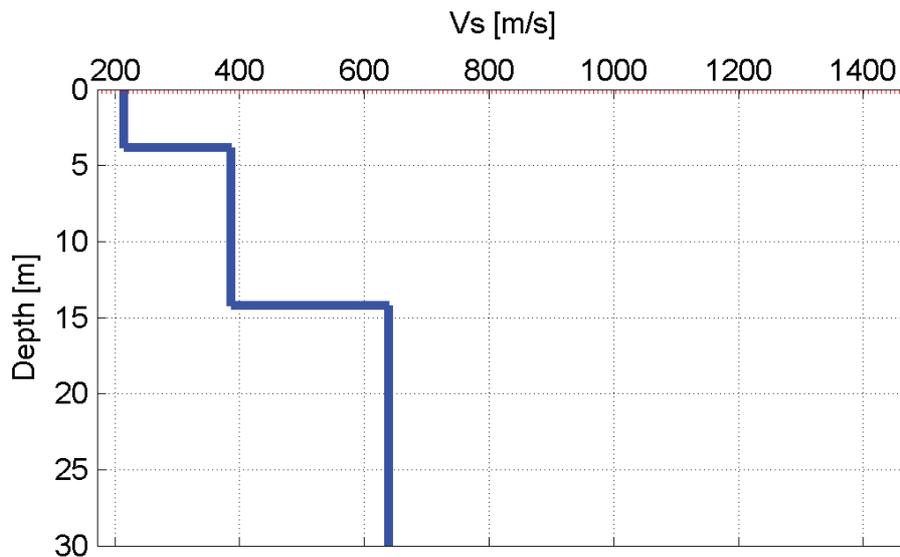
Come è possibile notare, dal punto di vista geofisico, le tomografie vedono un gradiente verticale di velocità, privo di variazioni laterali, con progressivo aumento della velocità con l'incremento della profondità. I primi 10 m hanno velocità mediamente inferiori a 1000 m/s.

Le mappe di copertura dei raggi sismici non individuano superfici di rifrazione significative e, quindi, si esclude la presenza di substrato compatto per profondità inferiori a 30 m.

La prova per onde superficiali ha fornito un modello di riferimento composto dalla seguente stratigrafia, rappresentata sia in forma tabellare che in forma grafica.

Parametri del modello di profilo stratigrafico

Strato (n°)	Velocità (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)
1	215	3.9	0
2	385	10.3	3.9
3	640	16.9	14.2
4	1230	semispazio	31.1



Profilo stratigrafico di Vs (profondità da piano campagna)

La discretizzazione a strati ha permesso di estrarre un modello essenzialmente a tre strati: il primo esteso fino a 11-14 m, con Vs inferiori a 385 m/s, il secondo più veloce (Vs tra 400 e 640 m/s) che poggia sul substrato ipotizzato a circa 30-35 m di profondità (Vs > 1.000 m/s).

I profili di Vs mostrano un progressivo incremento di velocità con la profondità.

In particolare, il set di modelli delle possibili soluzioni che descrivono il dato sperimentale in modo statisticamente equivalente evidenzia l'assenza di stratificazione evidente nei primi 30 m.

In particolare, il set di modelli delle possibili soluzioni che descrivono il dato sperimentale in modo statisticamente equivalente evidenzia l'assenza di stratificazione evidente nei primi 30 m.

Il valore medio di riferimento del parametro Vs30 è quindi pari a 431 m/s.

4.2.2.1 Interpretazione geologica

Dalle indagini geofisiche effettuate, è possibile correlare gli strati rintracciati dalle diverse metodologie impiegate con quanto individuato dai sondaggi realizzati e le relative penetrometrie, al fine di caratterizzare geologicamente le informazioni ottenute.

Nel sito di indagine n. 1 i primi metri in superficie (circa 2.50 m) sono costituiti da terreno di riporto, messo in posto per costituire in sponda sinistra del torrente una superficie topografica sufficientemente elevata da non essere coinvolgibile in eventi di piena torrentizia.

Nel sito di indagine 2 (quello nei pressi del by-pass della provinciale) lo strato di riporto (da 0 a circa 3,9 metri da p.c.) evidenziato dal sondaggio S2 non è evidenziato nella prova geofisica associata (M2), in quanto quest'ultima è stata eseguita al piede del rilevato della strada provinciale, ad una quota di circa 4 metri più in basso rispetto al piano strada su cui è stato possibile eseguire il sondaggio. A profondità superiori va sottolineato che la geofisica non evidenzia il sottile strato, dotato di inferiori caratteristiche geotecniche, evidenziato dal sondaggio S2, costituito da un orizzonte metrico di limo debolmente sabbioso-ghiaioso, da tenere in considerazione in relazione alle condizioni generali del terreno. In questo settore più settentrionale, corrispondente al margine sinistro della stretta piana alluvionale a monte del grande conoide del rio Fosse, la soggiacenza dell'orizzonte in questione è stata misurata a circa 8-10 m dal p.c.

A questo proposito, visto che per motivi logistici ed amministrativi i sondaggi non sono stati realizzati sul tracciato di progetto, si ritiene utile in fase di cantiere ripetere le indagini in asse alla futura opera, per verificare la reale consistenza laterale di questo strato, che presenta tuttavia caratteristiche non così scadenti da poter rappresentare un limite alla realizzazione dell'opera, perchè di modesto spessore, piuttosto profondo, e comunque caratterizzato da parametri modesti ma non scadenti (Spt = 18).

Ritorna, invece, molto più chiaro il collegamento tra le due tipologie di indagini in relazione agli strati più profondi di terreno: il materiale risulta possedere caratteristiche migliori di quelli più superficiali, evidenziando un elevato addensamento, senza però essere assimilabile ai valori caratteristici del substrato compatto. Quest'ultimo strato risulta con buona probabilità al di sotto dei 30 metri, profondità non raggiunta dai sondaggi a carotaggio continuo realizzati e al limite delle potenzialità delle prove geofisiche.

In generale, i materiali rinvenuti appaiono dotati di parametri geotecnici da discreti a buoni, e medio-alto grado di addensamento; preme però ricordare che le prove Spt su terreni granulari grossolani hanno valore indicativo, non essendoci dati bibliografici che individuino una correlazione tra i valori di Spt e l'angolo di attrito. I risultati delle prove geofisiche, inoltre, indicano che lo scheletro del deposito indagato è immerso in una matrice più fine (matrix supported), per cui appare ragionevole, oltrechè prudentiale, assumere angoli di attrito inferiori rispetto a quelli suggeriti dalle tipiche correlazioni per le prove Spt.

Il allegato viene riportato il rapporto completo delle indagini eseguite, a cura della Soc. AG3 di Torino

4.3 ANALISI DI LABORATORIO

Per ipotizzare le caratteristiche geotecniche del materiale che sarà utilizzato per la costruzione del nuovo vallo paramassi, rappresentato dallo smarino derivante dallo scavo della prevista galleria di sicurezza del Traforo del Frejus, che sarà realizzata mediante TBM, sono state effettuate analisi di laboratorio, a cura della Ditta Tecno Piemonte di Lenta (VC), su un campione di terreno proveniente dagli analoghi scavi già effettuati sul lato francese della galleria.

Sul materiale sciolto in oggetto sono state eseguite analisi granulometriche e prove di resistenza al taglio diretto con scatola di Casagrande.

La componente grossolana dei terreni è stata vagliata mediante setacciatura, fino al setaccio A.S.T.M. n° 200, corrispondente al diametro di 0,074 mm. Il passante al setaccio n° 200, ovvero la componente fine costituita da limo ed argilla, dopo un'opportuna preparazione, è stata analizzata per sedimentazione, in modo da poter separare la porzione limosa da quella argillosa.

La metodologia utilizzata è quella indicata nella norma UNI CEN ISO/TS 17892 - ASTM D421 - Raccomandazioni AGI.

Nel rapporto in allegato sono esposti i risultati delle prove eseguite.

Dal fuso granulometrico si evince che il terreno analizzato è essenzialmente ghiaioso-sabbioso, la componente fine (limo + argilla) è infatti inferiore al 10%.

La classificazione UNI 10006 di tale campione di terreno risulta essere A1-a., pertanto decisamente soddisfacente. La classificazione U.S.C.S da invece una classe GW-GM.

Le prove di taglio diretto indicano un valore di angolo di resistenza al taglio pari a 38° e una coesione efficace di 2 kPa. Si ritiene che il valore di resistenza al taglio sia da considerare di picco, considerando che si tratta di materiale già rimaneggiato. Sarà cura in corso d'opera procedere ad operazioni di massimo costipamento in modo da garantire che tali condizioni di laboratorio siano effettivamente riprodotte e verificate in sito.

L'assunzione di tali parametri è alla base delle scelte progettuali relative alla struttura del vallo ed alle stesse verifiche di stabilità e di portanza; pertanto la caratterizzazione dei materiali di effettivo utilizzo dovrà essere oggetto di verifica al momento della loro disponibilità, ed i parametri non potranno scendere significativamente al di sotto di quelli utilizzati nella presente analisi. In caso contrario le scelte progettuali dovranno essere riconsiderate.

In allegato si riporta il rapporto tecnico di laboratorio, a cura della Ditta Tecno Piemonte di Lenta (VC).

5 INTERPRETAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEI DATI GEOGNOSTICI

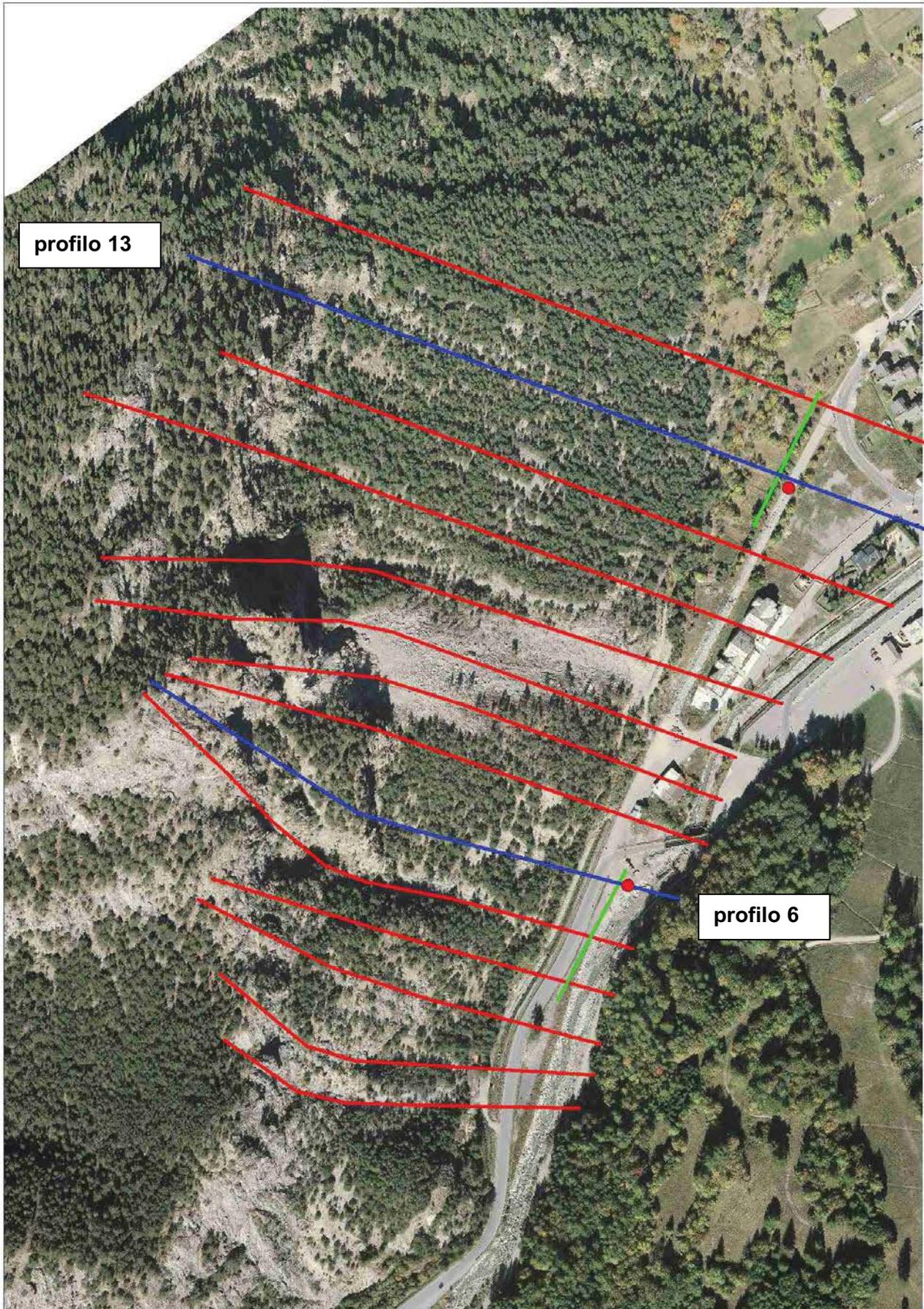
I dati precedentemente descritti relativi alle indagini eseguite sono stati utilizzati per la ricostruzione del modello geologico locale, che può essere sinteticamente rappresentato attraverso i due profili di seguito riportati.

Questi profili sono stati eseguiti in corrispondenza delle tracce 6 e 13, già utilizzate per le verifiche riportate nella relazione geologica allegata, che appaiono particolarmente significative e caratteristiche dei due settori tipo dell'intervento in progetto, e lungo le quali sono posizionate le indagini eseguite.

Come si può osservare dai disegni, i depositi detritici di falda si interdigitano alla base del pendio con i depositi alluvionali di fondovalle depositi dal T. Dora di Melezet; a monte del ponte sono presenti in posizione superficiale materiali di riporto potenti circa 2.5-3 m, mentre a valle del ponte è presente solo il rilevato stradale provinciale.

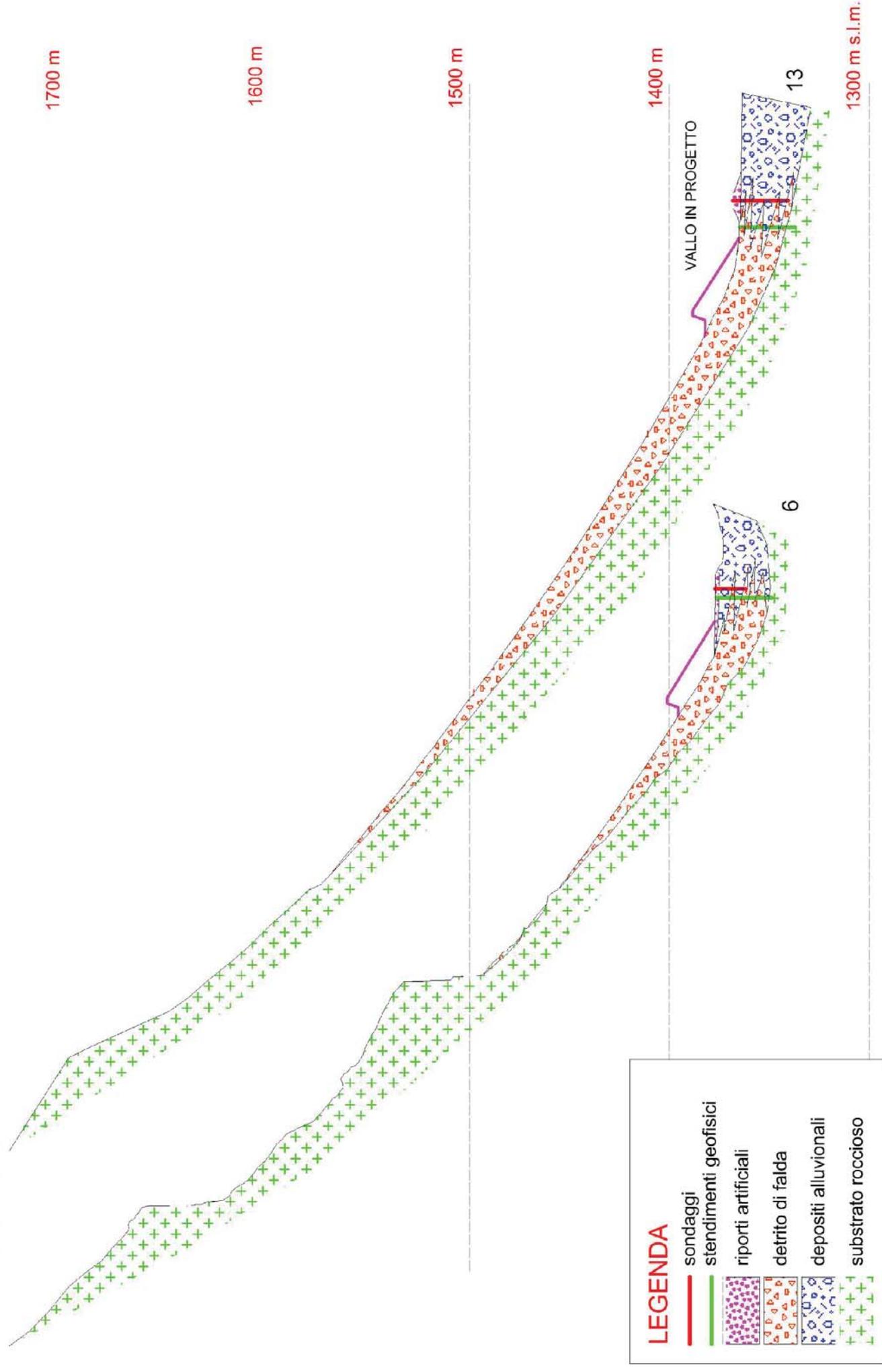
Il materasso alluvionale presenta un significativo spessore, superiore ai 30 metri nei settori indagati; l'insieme della copertura quaternaria tende comunque ad assottigliarsi procedendo verso il pendio.

Appare comunque impossibile, allo stato attuale delle conoscenze, individuare il passaggio laterale tra le facies alluvionali e quelle detritiche, anche se i sondaggi realizzati, posti come detto a valle della prevista opera, indicano la netta prevalenza di depositi alluvionali.



**PROFILI GEOLOGICI INTERPRETATIVI
TRACCE 6 - 13**

SCALA 1:2.500



LEGENDA

-  sondaggi
-  stendimenti geofisici
-  riporti artificiali
-  detrito di falda
-  depositi alluvionali
-  substrato roccioso

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

In corrispondenza del settore di intervento il fondovalle appare costituito da depositi alluvionali connessi alla dinamica torrentizia del T. Melezet, che si interdigitano lateralmente, ovvero verso il margine ovest, con i depositi detritici della falda posta alla base del pendio.

Ai fini della caratterizzazione litologico-stratigrafica, geotecnica e idrogeologica dei terreni di appoggio della nuova opera, sono stati effettuati 2 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT, in due punti ubicati in due aree significative dell'intervento laddove consentito dalle disponibilità delle aree e dalle possibilità di accesso, vista anche la presenza di neve al momento delle perforazioni.

Sono inoltre state raccolte tutte le informazioni disponibili derivanti dalla bibliografia scientifica sull'argomento o di conoscenze dirette in siti a caratteristiche geologiche analoghe.

L'esame stratigrafico del terreno messo in luce dai sondaggi ha consentito di definire che, al di sotto di terreno di riporto o di una sottile coltre di terreno agrario, si hanno depositi di materiale detritico e/o-alluvionale in netta prevalenza grossolano, ad elementi eterometrici da angolosi ad arrotondati o subarrotondati, con matrice ghiaioso-sabbiosa prevalente.

Dalle prove effettuate si evince in dettaglio la presenza di uno spessore di materiale di riporto costituente la Strada Provinciale ed il terrapieno a lato del T. Melezet.

Al disotto è presente terreno naturale in netta prevalenza di natura ghiaioso-sabbiosa con abbondanti ciottoli, dotati di buone/discrete caratteristiche geomeccaniche; nel sondaggio S2 si osserva peraltro la presenza di uno strato di circa 2 metri alla profondità di circa 8-10 dal p.c., costituito da limo debolmente sabbioso-ghiaioso, da poco a moderatamente addensato. Si ricorda a tale proposito che l'indagine S2 è posta a valle del rilevato in progetto, al passaggio con i depositi alluvionali; per questo motivo si ritiene che tale livello tenda a chiudersi verso monte, e comunque la sua presenza dovrà essere verificata a cantiere aperto.

La falda acquifera appare posizionata, come peraltro avviene frequentemente in questi contesti vallivi, a quote di soggiacenza intorno a 10-11 m dal p.c., pertanto decisamente inferiori rispetto alla quota di fondo alveo del torrente, che scorre, soprattutto rispetto al sondaggio S1, a modesta distanza.

Le prove SPT hanno evidenziato valori intorno ai 30/50 colpi/piede, indicando un materiale dotato generalmente di buoni parametri geotecnici e discreto addensamento. Preme ancora ricordare che le prove Spt su terreni granulari grossolani hanno valore indicativo, non essendoci dati bibliografici che individuino una correlazione tra i valori di Spt e l'angolo di attrito.

6.1 TERRENO DI FONDAZIONE

Si tratta di detrito di falda anche a grossi blocchi derivante dal progressivo disfacimento della parete rocciosa soprastante, interdigitato alla base del versante, con depositi

alluvionali della Dora di Melezet, come evidenziato nei profili geologici in precedenza riportati.

Sulla base di quanto sopra, per il terreno su cui poggierà il rilevato paravalanghe sono stati stimati i seguenti parametri geotecnici:

DEPOSITI DETRITICI O ALLUVIONALI:

- γ = peso di volume naturale = 20 kN/m³
- c' = coesione efficace = 0 kPa, a favore di sicurezza
- ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco (da Spt) = 40°/45°
- ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio utilizzato (a favore di sicurezza) = 35°

Nelle successive verifiche di stabilità, vista l'incertezza nella reale composizione dei terreni presenti al di sotto dell'impronta della prevista opera, non indagati direttamente viste le attuali condizioni di inaccessibilità, verrà assunto cautelativamente un valore di resistenza di taglio a volume costante di 35°.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI UTILIZZATI PER LA COSTRUZIONE DEL VALLO PARAMASSI

E' previsto che l'opera di protezione sia costruita mediante utilizzo de materiale di smarino derivante dallo scavo della prevista galleria di sicurezza del tunnel del Frejus.

Si tratta di un materiale di tipo sabbioso-ghiaioso, derivante dalla macinazione dei litotipi incontrati dalla macchina perforatrice di tipo TBM.

Per caratterizzare preliminarmente tali materiali, in assenza del materiale finale non ancora disponibile, è stato analizzato in laboratorio un campione di terreno proveniente dagli analoghi scavi già effettuati sul lato francese della galleria.

Le analisi di laboratorio, riportate negli allegati a fine testo, hanno indicato le seguenti caratteristiche:

- γ = peso di volume naturale = 18 kN/m³
- c' = coesione non drenata = 2 kPa
- ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco (da prova di laboratorio) = 38°

8 MODELLO GEOTECNICO

Le differenti unità geologiche che sono state riconosciute nell'area in esame e che saranno interessate dagli interventi in progetto vengono nel seguito definite dal punto di vista del comportamento meccanico seguendo un criterio geotecnico. È stato quindi possibile discriminare le seguenti unità geotecniche nell'area sulla base dei valori di resistenza, deformabilità e permeabilità che manifestano:

- Unità A: depositi detritico-alluvionali.
- Unità B: ammasso roccioso alterato e degradato;
- Unità C: bedrock stabile costituito da litotipi calcarei fratturati.

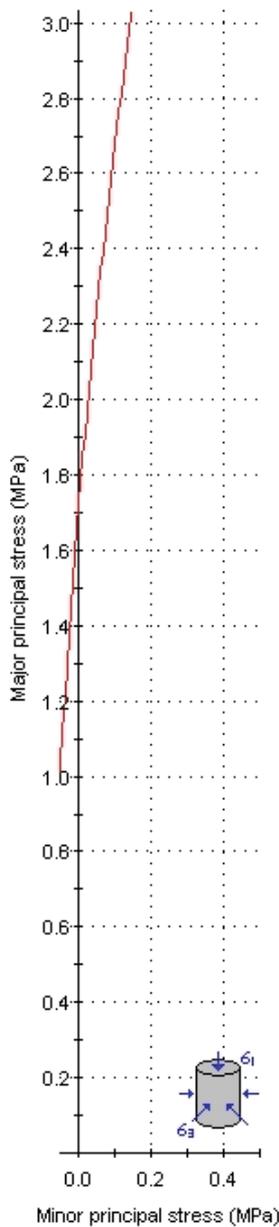
La definizione dei parametri di resistenza meccanica delle unità A è avvenuta a partire dalla ricerca bibliografica di settore. Il quadro emerso è stato ulteriormente approfondito mediante il confronto con i risultati di alcune prove in sito (penetrometrie dinamiche SPT) effettuate nell'area di studio a valle dell'opera. I valori proposti rientrano nel campo di variabilità di terreni analoghi per quanto concerne il fuso granulometrico.

Di fatto, le indagini indicano come si tratti di materiali essenzialmente granulari, con N_{spt} compreso fra 30 e 50 (qualche prova arriva anche al rifiuto) e che quindi possono essere classificati come terreni addensati, con densità relativa di circa il 60-80%, per i quali è possibile ipotizzare un angolo d'attrito intorno a 40° - 45° . Per le verifiche di stabilità, vista l'incertezza nella reale composizione dei terreni presenti al di sotto dell'impronta della prevista opera, non indagati direttamente viste le attuali condizioni di inaccessibilità, verrà assunto cautelativamente un valore di resistenza di taglio a volume costante di 35° .

L'assegnazione dei parametri geomeccanici alle unità B e C è stata effettuata attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002), ricorrendo all'utilizzo del programma Roclab della Rocscience (fig. 1 e 2). Il metodo di calcolo ha fornito i valori di angolo di attrito, coesione e modulo elastico attraverso una classificazione parametrica dell'ammasso roccioso.

Preme evidenziare che a causa dell'estesa copertura alluvionale e per la conseguente assenza di affioramenti delle unità nelle immediate vicinanze dell'area in esame, non è stato possibile effettuare rilievi geostrutturali significativi. Al proposito sono stati utilizzati i risultati di una campagna di indagine eseguita su affioramenti ubicati a poca distanza dall'area di analisi e ritenuti significativi del contesto geologico e geotecnico in esame.

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 75 MPa
 GSI = 40 m_i = 7 Disturbance factor (D) = 0.3
 intact modulus (Ei) = 20625 MPa

Hoek-Brown Criterion

m_b = 0.563 s = 0.0006 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.307 MPa friction angle = 50.29 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.081 MPa
 uniaxial compressive strength = 1.698 MPa
 global strength = 7.194 MPa
 deformation modulus = 2118.78 MPa

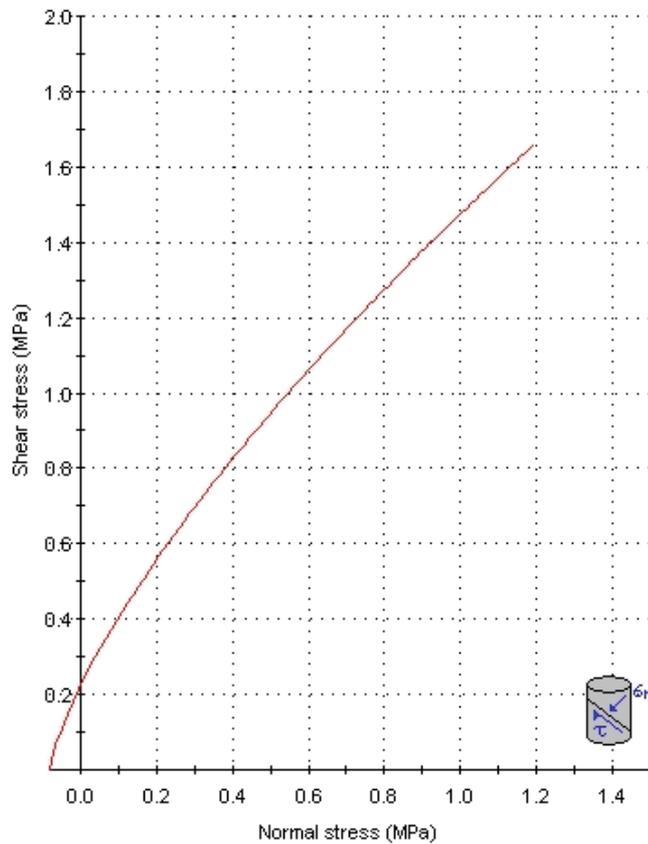
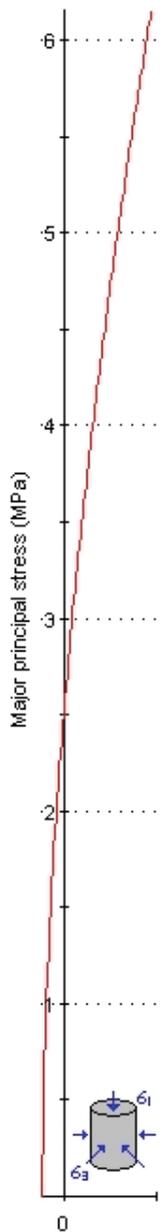


Figura 1. Interfaccia del software RocLab utilizzato per l'applicazione del criterio di Rottura di Hoek & Brown (2002) alle Unità B

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 75 MPa
 GSI = 40 m_i = 7 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (Ei) = 20625 MPa

Hoek-Brown Criterion

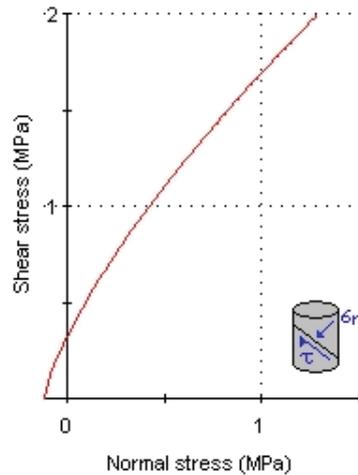
m_b = 0.821 s = 0.0013 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.399 MPa friction angle = 52.76 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.116 MPa
 uniaxial compressive strength = 2.480 MPa
 global strength = 8.788 MPa
 deformation modulus = 3292.83 MPa



Minor principal stress (MPa)

Normal stress (MPa)

Figura 2. Interfaccia del software RocLab utilizzato per l'applicazione del criterio di Rottura di Hoek & Brown (2002) alle Unità C.

Sulla base delle sopracitate considerazioni, ecco i parametri utilizzabili per le suddette unità litotecniche (tab. 1 e 2):

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITA'	Unità A
Angolo di attrito interno	φ	gradi	35
Coesione	c	kPa	0
Peso volume	γ	KNm ⁻³	20

Tabella 1. Parametri geotecnici per depositi detritici-alluvionali (unità A).

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITÀ B	UNITÀ C	NOTE
Resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta	c_i	75 MPa	75 MPa	Considera l'influenza dell'anisotropia sulla resistenza globale
Peso volume	γ	24 KNm ⁻³	25 KNm ⁻³	Valore stimato in base a dati di letteratura
Geological strenght index	GSI	40	40	
Costante del materiale	mi	7	7	Determinato in base alla mineralogia
Fattore di disturbo	D	0,3	0	Non sono previsti scavi.
Coesione (MPa)	c	0,3	0,4	Ricavato utilizzando il criterio di rottura di Hoek-Brown per uno stato tensionale modesto, compatibile con quanto si può manifestare in sito
Angolo di attrito interno	φ	50	53	
Modulo di deformazione (MPa)	E	2128	3293	

Tabella 2. Parametri geotecnici assegnati all'ammasso roccioso (unità B e C).

8.1 DEFINIZIONE VALORI CARATTERISTICI

L'Eurocodice 7 e le NTC08 introducono il concetto di valore caratteristico X_k che corrisponde ad una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il riferimento normativo per la scelta dei valori caratteristici è illustrata nel par. C6.2.2.4 della Circolare Esplicativa alle NTC08. In particolare si legge

(...Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi

ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato...)

Nel caso in esame è possibile affermare che il meccanismo di rottura sia tale da permettere la compensazione delle eterogeneità. Ne consegue che i parametri medi possono essere considerati caratteristici e, coerentemente alle indicazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, essere utilizzati per le verifiche di stabilità.

8.2 DEFINIZIONE DEI VALORI DI PROGETTO

A partire dai valori caratteristici è possibile ottenere i valori di progetto applicando i coefficienti parziali M2.

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

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

Tabella 3 - Coefficienti parziali

Parametro	UNITÀ A	UNITÀ B	UNITÀ C
φ	35	50	53
c (kPa)	0	0,3	0,4
γ (KNm-3)	20	24	25

Tabella 4. Parametri di progetto da utilizzare nelle verifiche di stabilità.

9 AZIONE SISMICA

Un quadro sufficientemente completo delle massime intensità macrosismiche raggiunte nell'area di indagine viene fornito dalla mappatura elaborata da Molin et al. (1996) per il Dipartimento della Protezione Civile e ottenuta a partire banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA. La prima banca dati è stata realizzata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) che a partire dal 1988 ha raccolto, verificato e ricompilato la grande maggioranza dei dati macrosismici disponibili per terremoti relativi al periodo 1000-1980.

Per il Comune di Bardonecchia viene indicata un'intensità massima ≤ 6 . La distribuzione delle massime intensità macrosismiche ricalca abbastanza fedelmente la classificazione dell'intero territorio nazionale operata con Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 che colloca il territorio di interesse in Zona Sismica 3. Tale classificazione è stata mantenuta anche nella D.G.R. 19/01/2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche".

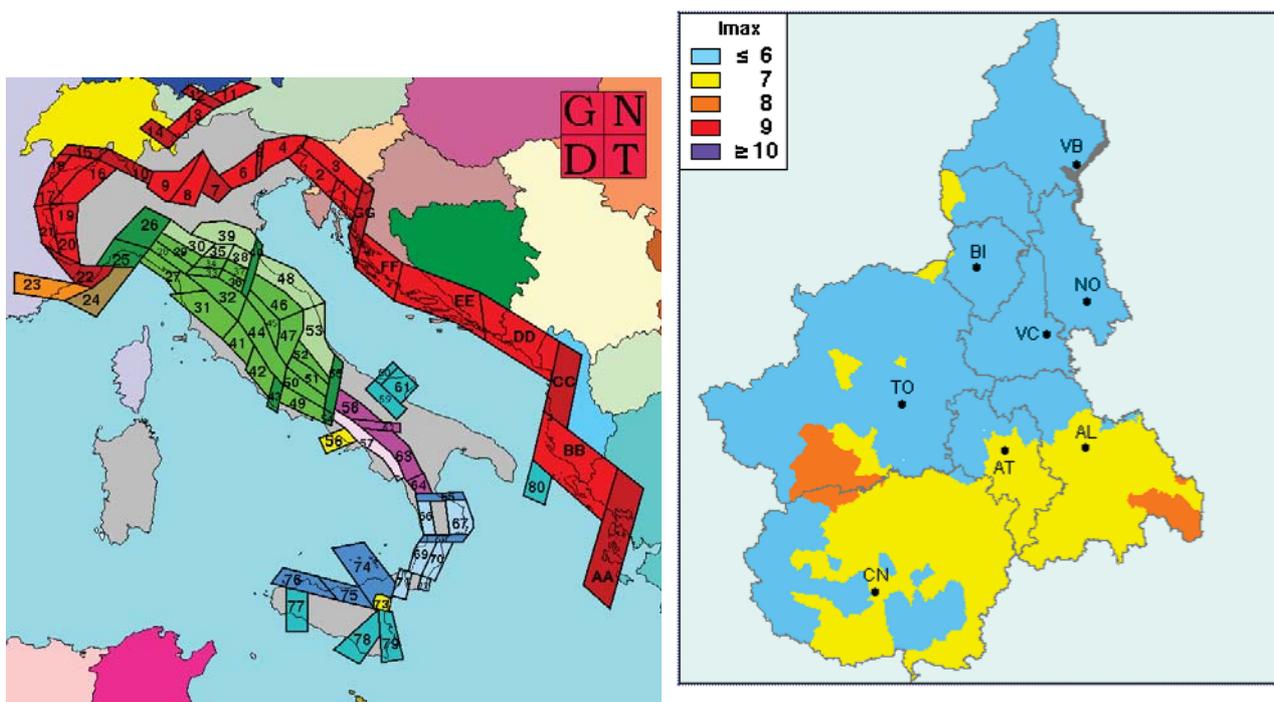


Figure 3 e 4: Mappa della Zonazione Sismogenetica (sinistra) e mappa delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani (destra).

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Tabella 5 - Zone sismiche

L'approccio introdotto dall'OPCM è "zona dipendente" e il valore di a_g/g , ossia l'accelerazione massima orizzontale su un "substrato di riferimento" ($V_{s30} < 800$ m/s), sarebbe pari a 0.15.

Con l'introduzione del DM 14.01.2008, viene superata questa procedura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni, infatti, prevedono che la pericolosità sismica venga definita mediante un approccio "sito dipendente". In sostanza l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

I valori dei parametri spettrali a_g (accelerazione espressa in $g/10$, dove g è l'accelerazione di gravità), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T^*C (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), propri del sito in esame vengono calcolati mediante la media pesata con quattro punti della griglia di accelerazioni delimitanti l'area.

Per poter effettuare questo tipo di analisi, sono disponibili fogli di calcolo messi a disposizione gratuitamente da software house o dallo stesso Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel presente lavoro è stato utilizzato il software di calcolo on-line messo a disposizione dalla GEOSTRU Software.

Il calcolo dei coefficienti sismici del sito in esame (Bardonecchia, Loc. Melezet) è stato eseguito per le seguenti coppie di coordinate:

latitudine: 45,0669649708639

longitudine: 6,69144697366459

Altri parametri necessari per definire l'azione sismica sono:

Classe d'uso dell'edificio: definita coerentemente alle definizioni del paragrafo 2.4.2 delle NTC08. In particolare l'intervento in progetto rientra nella seguente categoria di opere: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Ne consegue una classe d'uso II e un coefficiente d'uso pari a 1,0 (Tab. 2.4.II delle NTC08);

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6 - Classe d'uso

Vita nominale numero di anni di uso della struttura che, sulla base della tabella 2.4.I delle NTC, può essere maggiore o uguale a 50 anni;

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 7 - Vita nominale

Categorie di sottosuolo: per definire l'azione sismica di progetto, si valuta l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. Per il sito in esame è stata individuata una velocità del substrato di poco inferiore a 800 m/s ed è possibile collocare, a titolo prudenziale, il sottosuolo in esame all'interno della Categoria B.

Suolo	Descrizione geotecnica	V_{s30} (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360+800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180+360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	<180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	-
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	-

Tabella 8 - Categorie di sottosuolo

Coefficiente topografico St : introdotto per tener conto delle amplificazioni indotte dall'e caratteristiche morfologiche dell'area di analisi. Nei casi in esame si considera una tipologia morfologica T2 cui corrisponde un valore St pari a 1,2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 9 - Coefficiente topografico

Si evidenzia che partendo dal valore nominale di a_g (espresso in g), accelerazione orizzontale massima attesa al sito, si passa ad a_g (espresso in m/s²) moltiplicando detto valore per 9.81. L'accelerazione massima attesa al sito si ottiene poi moltiplicando il valore in m/sec² ottenuto per il coefficiente di amplificazione topografica St .

In tab. 10 sono definiti i parametri per la definizione degli stati limite riferiti all'opera in progetto, mentre in tab. 11 sono stati effettivamente calcolati in base alle caratteristiche specifiche di sito. Tali parametri saranno quelli utilizzati per le verifiche di stabilità del pendio e dell'opera nel suo complesso.

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,030	2,441	0,197
Danno (SLD)	50	0,038	2,513	0,211
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,103	2,459	0,268
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,136	2,450	0,277
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tab. 10 - Parametri per la scelta degli stati limite

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc *				
Coeff. funz categoria	1,52	1,50	1,43	1,42
St *				
Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20
<input type="checkbox"/> Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]				0,6
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,011	0,036	0,047
kv	0,004	0,006	0,018	0,023
Amax [m/s ²]	0,428	0,542	1,453	1,914
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Tab. 11 – Calcolo dei coefficienti agli stati limite

10 VERIFICHE DI STABILITA'

Dopo avere definito le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del fenomeno, aver approntato il modello geotecnico e definito l'azione sismica, si è proceduto alla verifica della stabilità del pendio nelle tre configurazioni più caratteristiche: a) rilevato con terra rinforzata lato monte e setto drenante al piede, b) idem senza setto drenante e c) sola terra rinforzata.

10.1 IMPOSTAZIONI CONCETTUALI DEL PROBLEMA E MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato messo a punto in riferimento alla Teoria dell'Equilibrio Limite in campo bidimensionale, trascurando pertanto gli effetti tridimensionali.

Definito il grado di saturazione limite, cui corrisponde l'Equilibrio Limite del versante, ovvero l'instabilità incipiente, si è proceduto a dimensionare e verificare gli interventi di consolidamento.:

In accordo alle disposizioni Normative, il livello di sicurezza di un versante è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Per pendii naturali come quello in esame le NTC08 e le Istruzioni, non fanno riferimento ad alcun approccio, contraddicendo le indicazioni postulate dalla medesima normativa per quanto riguarda le verifiche globali e dei fronti di scavo. A fronte di tale situazione normativa, si è scelto di far riferimento ai principi dell'EC7 ed eseguire la verifica secondo l'Approccio Progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

I parametri utilizzati per la quantificazione dell'azione sismica sono già stati introdotti nel paragrafo dedicato. Le analisi sono state condotte con il codice di calcolo Slide. Nel calcolo del fattore di sicurezza (FS) sono stati adottati due differenti metodi: Bishop e Janbu completo e Morgenster-Price.

Le analisi di stabilità sono state svolte facendo riferimento alla sezione trasversale cui corrisponde la sezione di massima pendenza del versante per simulare le seguenti situazioni morfologiche, geotecniche, idrogeologiche e progettuali.

In fig. 5 è riportato il modello geologico-tecnico utilizzato. Si è ipotizzato un substrato roccioso definito come indeformabile, una coltre detritica costituita dal deposito di versante, un rilevato realizzato con materiale di rinterro costipato e rinforzato sul lato di monte con terra rinforzata e verso valle drenato da un setto di materiale grossolano.

Nel dettaglio i parametri utilizzati sono elencati nella tabella 12. In particolare, in base ai dati delle indagini, il livello della falda è stato messo cautelativamente a -5 m dal p.c. (sebbene i dati del sondaggi eseguiti indichino profondità superiori a 10-11 m dal p.c.) e si sono ipotizzati i terreni sovrastanti come drenati. Per i terreni naturali sono stati utilizzati dei parametri cautelativi, in quanto non è stato possibile testarli in laboratorio, per il materiale proveniente dallo smarino ed utilizzato per il rilevato sono stati utilizzati i valori di picco, ipotizzando un addensamento massimo degli stessi ed una disposizione in strati

successivi di spessore max non superiore a 30-50 cm (tali condizioni dovranno essere adeguatamente verificate in fase esecutiva a cura della D.L.).

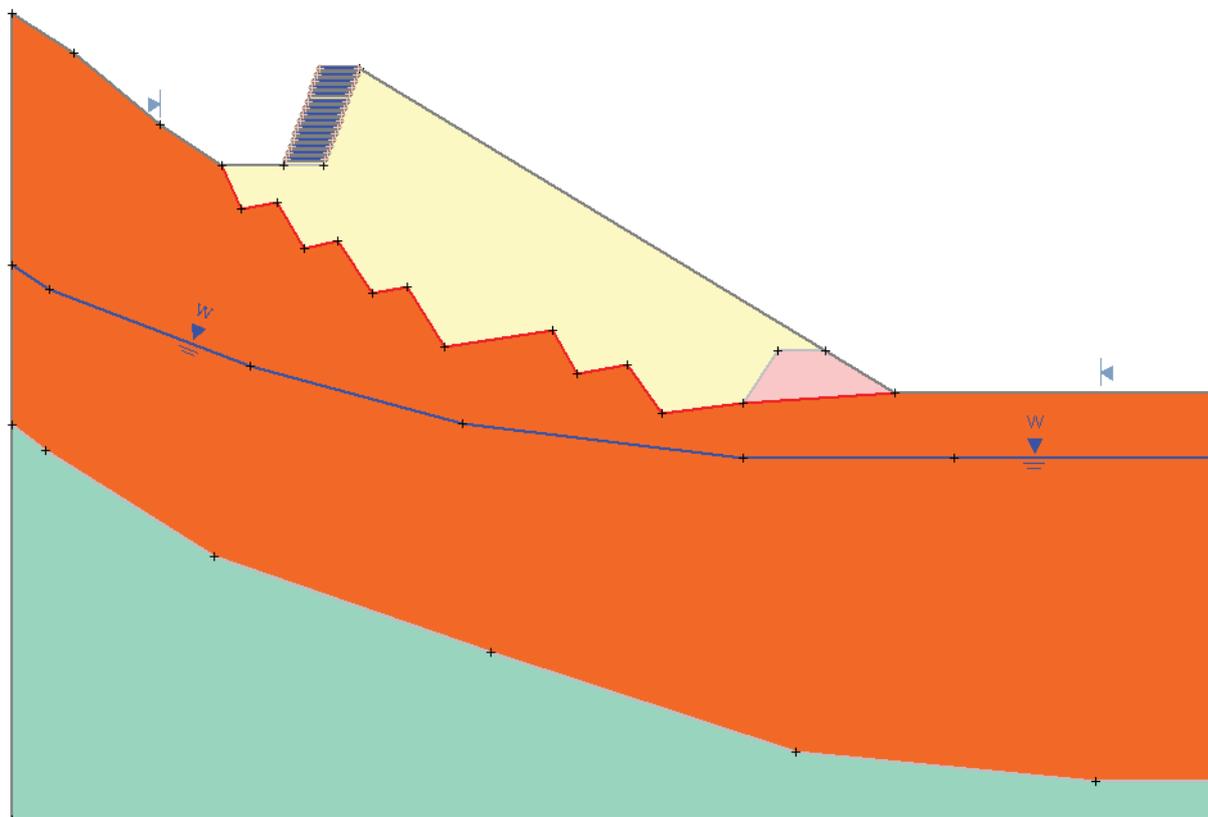


Fig. 5 - Modello concettuale utilizzato per le verifiche di stabilità. Legenda: giallo = rilevato, arancio = detrito di falda, azzurro = calcescisti, rosa = dreno, blu = terra rinforzata.

PROJECT SETTINGS		
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m ³	Groundwater Method: Water Surfaces	
ANALYSIS METHODS		
- Bishop simplified		
- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine		
- Janbu corrected		
Number of slices: 25	Tolerance: 0.005	Maximum number of iterations: 50
Surface Options		
Surface Type: Non-Circular Path Search	Number of Surfaces: 5000	
Pseudo-Random Surfaces: Enabled	Convex Surfaces Only: Disabled	
Segment Length: Auto Defined	Minimum Elevation: 1340.69	
Upper Angle: Auto Defined	Lower Angle: Auto Defined	
LOADING		
Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.103		
MATERIAL PROPERTIES		
- Material: rilevato	Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 18 kN/m ³ ; Cohesion: 2 kPa; Friction Angle: 38 degrees		
Water Surface: Water Table; Custom Hu value: 1		
- Material: detrito falda	Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 20 kN/m ³ ; Cohesion: 0 kPa; Friction Angle: 35 degrees		
Water Surface: Water Table; Custom Hu value: 1		
- Material: bedrock	Strength Type: Infinite strength	
Unit Weight: 25 kN/m ³		
- Material: drenò	Strength Type: Mohr-Coulomb	
Unit Weight: 20 kN/m ³ ; Cohesion: 0 kPa; Friction Angle: 40 degrees		
Water Surface: None		
SUPPORT PROPERTIES		
Support Type: GeoTextile		
Force Application: Passive	Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent	
Anchorage: Slope Face	Shear Strength Model: Linear	
Strip Coverage: 100 percent	Tensile Strength: 80 kN/m	
Pullout Strength Adhesion: 5 kN/m ²	Pullout Strength Friction Angle: 40 degrees	

Tab. 10 – Parametri utilizzati per le verifiche di stabilità

10.2 RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ

In progressione, sono state prima verificate le condizioni di stabilità del pendio interessato dal rilevato paramassi nella versione più completa (terra rinforzata + sperone drenante). In fig. 6 si può osservare come la stabilità è sicuramente garantita, ottenendo valori per tutti i modelli utilizzati superiori ad 1,1. Va inoltre considerato che le superfici a minore fattore di sicurezza sono generalmente superficiali, mentre superfici che potenzialmente potrebbero instabilizzare tutto il rilevato (quelle profonde) hanno fattori di sicurezza anche superiori a 2.

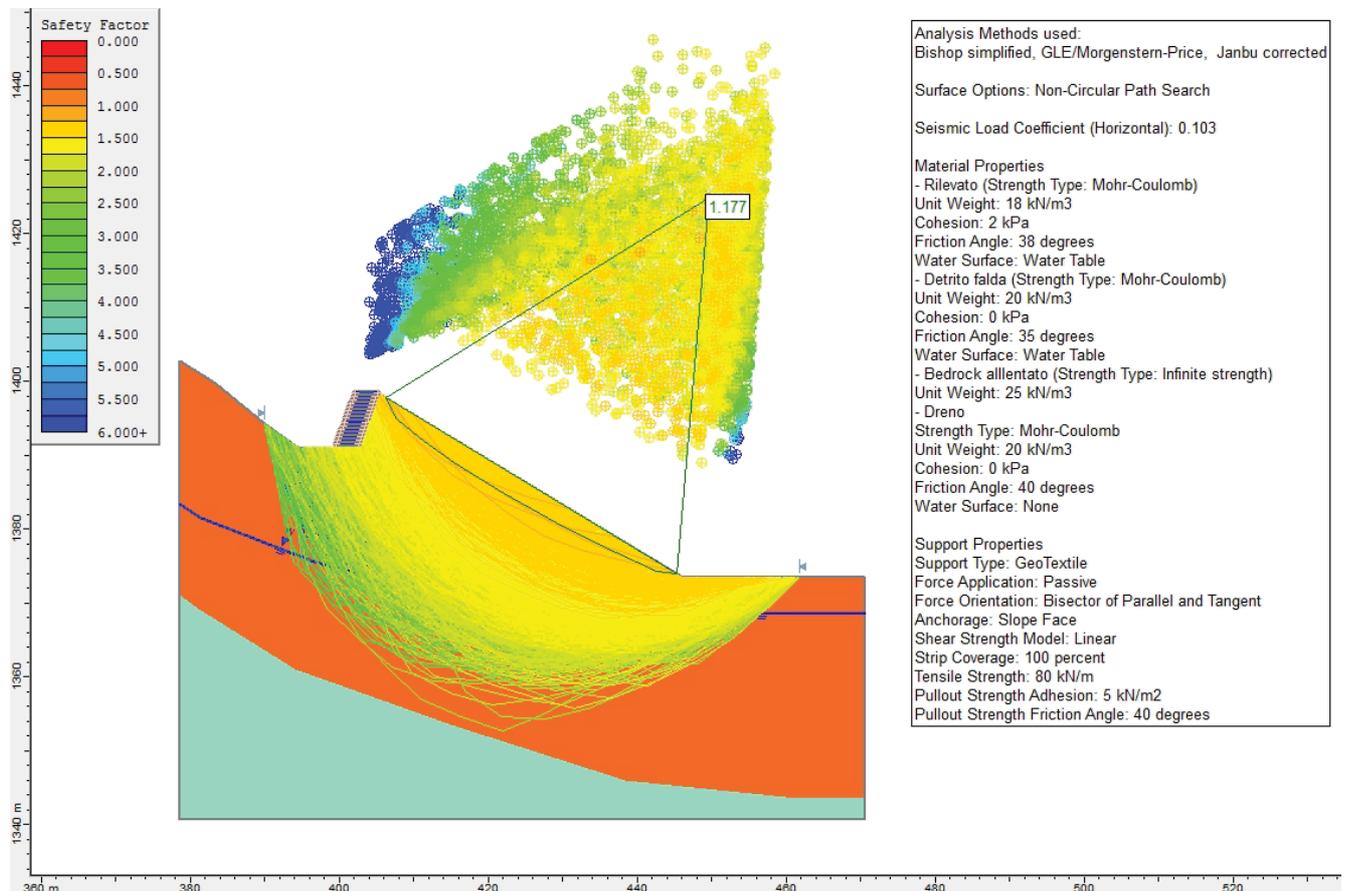


Fig. 6 - Verifiche di stabilità rilevato con sperone drenante al piede

L'assenza del setto drenante al piede del vallo (fig. 7) non modifica di fatto le condizioni di stabilità, che variano solo alla terza decimale, ma può giocare negativamente in caso di saturazioni d'acqua superficiali anche solo momentanee.

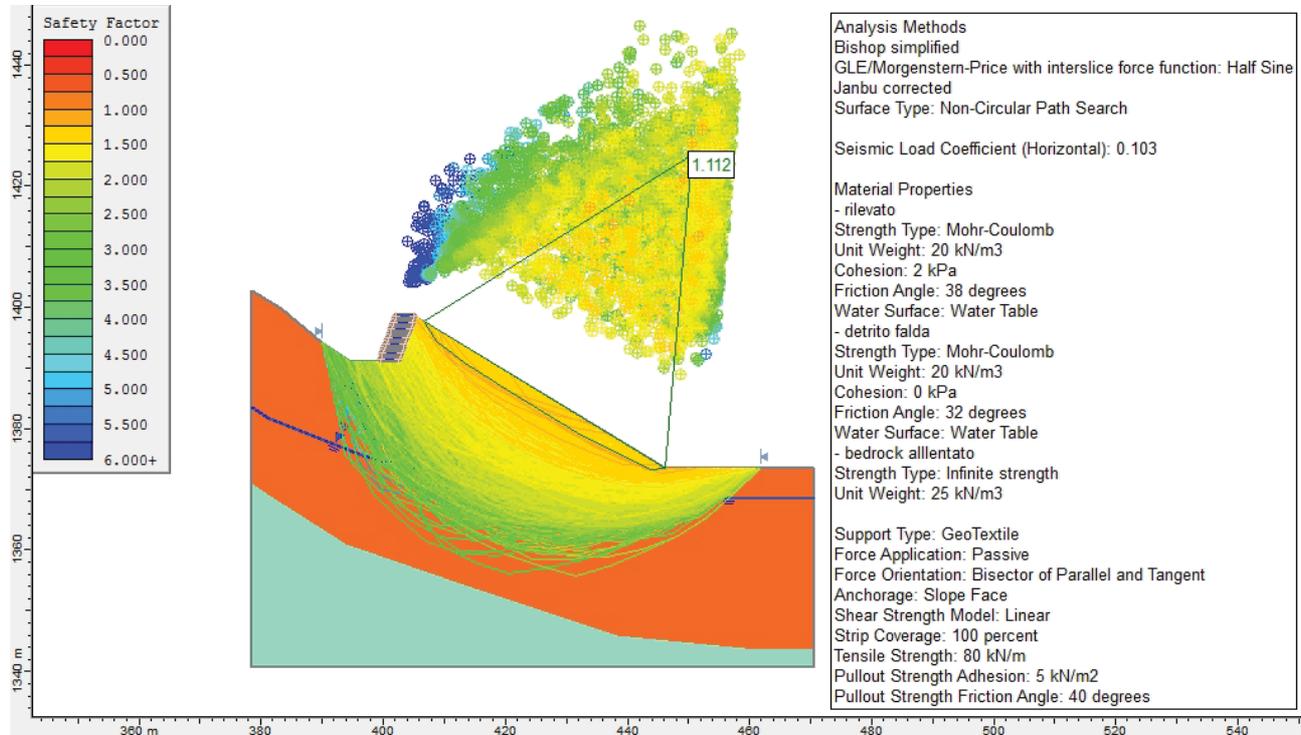


Fig. 7 - Verifiche di stabilità rilevato senza sperone drenante al piede

Come si può osservare dalle precedenti verifiche, la superficie di scivolamento più probabile, pur con coefficiente di sicurezza superiore a 1.1, è localizzata in prossimità del paramento esterno del rilevato. A questo proposito si rileva che gli interventi di recupero vegetazionale previsti, consistenti nel rinverdimento delle superfici, unitamente alla posa di un sistema di raccolta delle acque superficiali non può che garantire migliori condizioni di mantenimento nel tempo.

Dalle stesse verifiche è facilmente osservabile che le condizioni di stabilità della nuova opera sono direttamente proporzionali alle effettive qualità geotecniche del terreno di smarino, per cui il valore di angolo d'attrito deve essere obbligatoriamente uguale o molto prossimo a 38°.

In ultima analisi, si è verificata la stabilità del complesso terra rinforzata-rilevato (fig. 8), ad integrazione delle analisi eseguite solo su quest'ultime. I parametri utilizzati sono stati sempre gli stessi e le verifiche confermano la stabilità dell'opera sia nel suo complesso che nel dettaglio della terra rinforzata.

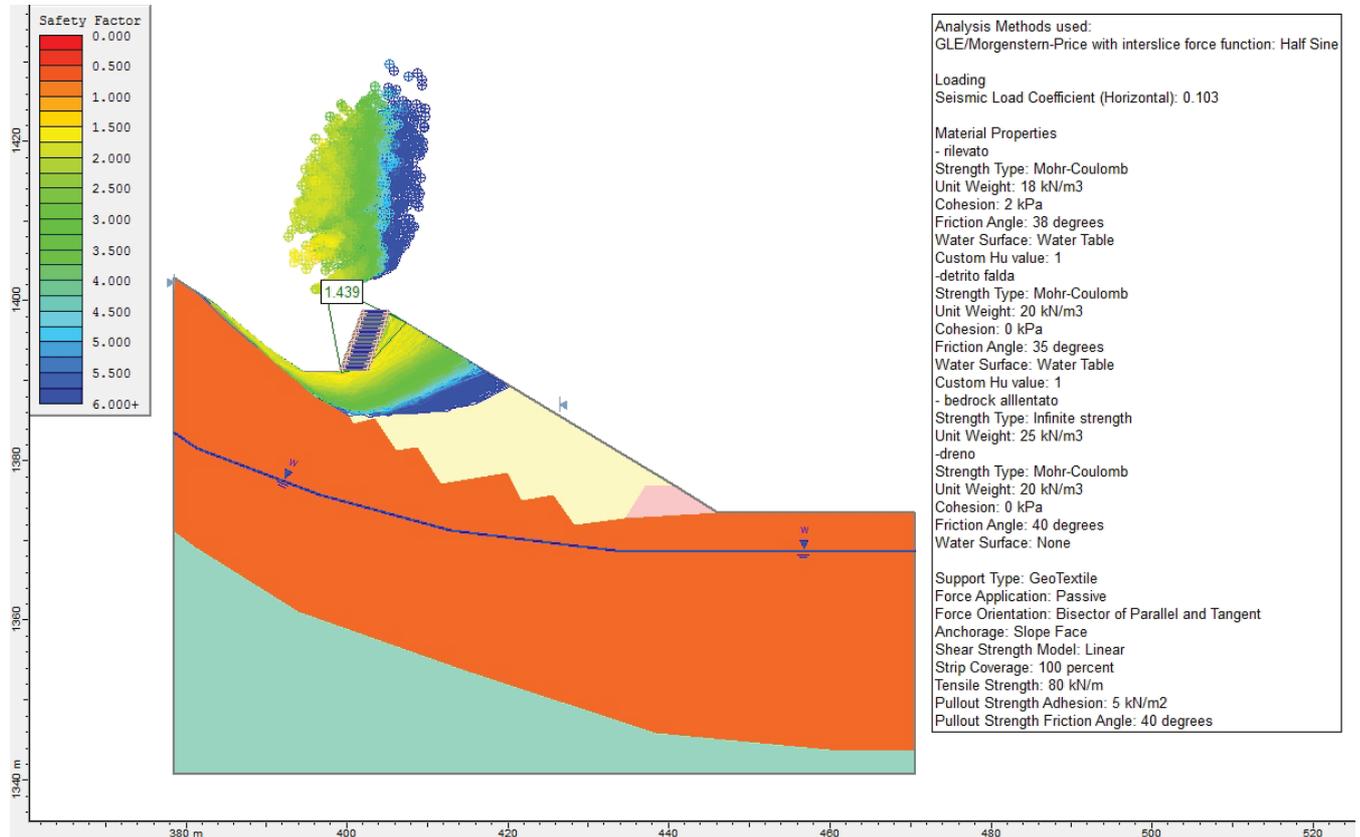


Fig. 8 - Verifiche di stabilità della terra rinforzata

Nei casi in cui il vallo è sostenuto al piede da terre rinforzate si è ritenuto non necessario procedere a verifiche in quanto l'opera di sostegno costituisce miglioramento rispetto ai casi in cui essa non è presente.

A titolo del tutto cautelativo, si è poi proceduto alla verifica dello scivolamento dell'intero rilevato sulla base di appoggio. Utilizzando sempre gli stessi parametri è stata imposta però come superficie di scivolamento proprio la base del rilevato, lungo quella che in figura 9 è evidenziata come una linea rossa. Se ne deduce che, anche in questo caso, la struttura non ha problemi a superare le verifiche con FS maggiori addirittura a 2.

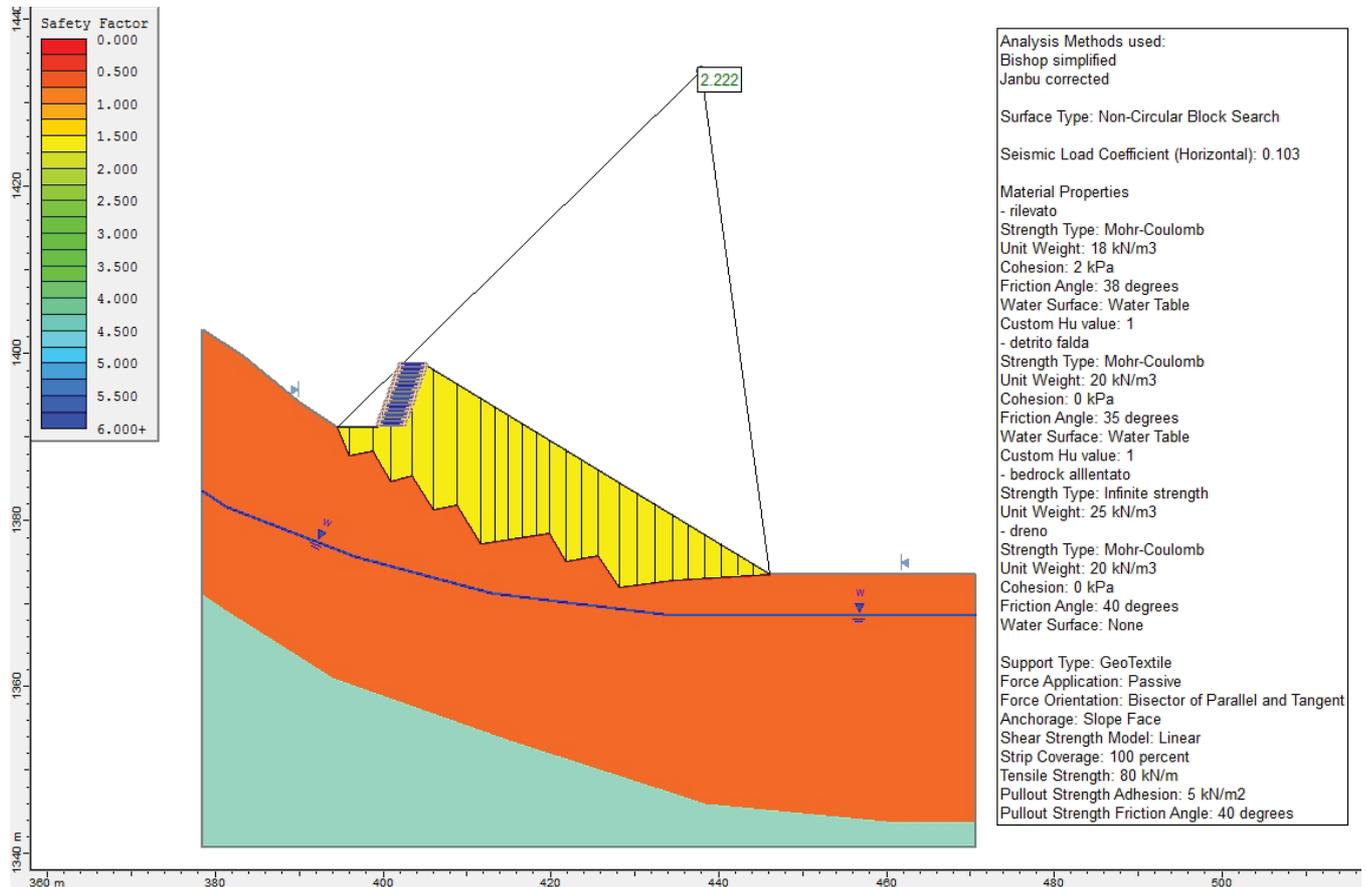


Fig. 9 – Verifica allo scivolamento del rilevato

10.3 CALCOLO CAPACITÀ PORTATE E CEDIMENTI

Sulla base dei dati a disposizione, nonostante le caratteristiche intrinseche di questi materiali non lasciano a ritenere probabili problemi di questo tipo, il rilevato è stato analizzato anche dal punto di vista della stabilità ai carichi imposti sulla superficie di base. Sono stati utilizzati due approcci: il primo utilizzando direttamente i dati delle SPT, il secondo utilizzando la tradizionale impostazione del carico ammissibile per fondazioni di tipo nastriforme.

Applicazione diretta di NSPT

Tenendo presente le limitazioni intrinseche della prova è stato naturale cercare di correlare le resistenze NSPT all'aspetto progettuale di interesse senza intermediazioni di sorta. La bibliografia suggerisce nel caso di fondazioni superficiali che

- se NSPT è alto (30÷50 colpi/30 cm) in genere non si ha necessità di indagini geotecniche più approfondite (terreno buono, poco cedevole);
- se N SPT è molto basso (1÷5 colpi/30 cm) in genere occorre passare alle fondazioni profonde o al miglioramento del terreno (terreno molto cedevole);
- nelle condizioni intermedie le correlazioni empiriche sono meno incerte se di diretta applicazione al problema in esame.

La SPT può quindi essere usata per;

- stima del cedimento delle fondazioni superficiali;
- calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali;
- valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie;
- calcolo della portata laterale e alla punta dei pali;
- previsione sulla possibilità di infissione di pali e palancole

In particolare, per la stima del cedimento delle fondazioni superficiali storicamente Terzaghi & Peck (1948) hanno fornito per primi un criterio cautelativo per la valutazione della portata ammissibile (q_a) e del cedimento (S) per fondazioni superficiali:

$$q_a = 10 \cdot \text{NSPT} \quad \text{quindi} \quad q_a = 10 \cdot 40 = 400 \text{ kPa}$$

$$S = 2 \cdot (q_a / \text{NSPT}) \quad S = 2 \cdot 400 / 40 = 20 \text{ mm}$$

dove: q_a è misurati in kPa; S è espresso in mm.

In queste formule non sono presenti le dimensioni del plinto che influenzano l'entità del cedimento.

Calcolo della capacità portante del terreno

Se applichiamo invece il dimensionamento proposto ad esempio da Terzaghi attraverso la classica equazione (con B = lunghezza fondazione nastriforme e D = profondità):

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

dove q in assenza di sovraccarichi esterni alla fondazione può essere considerato pari a $\gamma \cdot D$

si ottiene:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot 18 \cdot 64.5 \cdot 100 + 0 + 0 = 58.050 \text{ kN/m}^2 \text{ o kPa}$$

Carichi trasmessi dal rilevato e confronto con i carichi ammissibili

Il calcolo è stato eseguito sulla sezione più impegnativa (la n. 9), ponendosi quindi nella situazione più cautelativa. Innanzitutto è stato calcolato il peso del rilevato, utilizzando i valori desunti dalle verifiche allo scivolamento. Dai dati della tabella 11 si ottiene un peso di 9.245 kN altrimenti espresso in 942.760 kg.

Ipotesizzando che il carico si trasferisca al sottofondo come una fondazione di tipo nastriforme con una superficie di base pari alla lunghezza dell'interfaccia terreno/rilevato, si ottiene una superficie di 64.5 m che porta da un carico trasmesso alla fondazione di 143 kN/m² (1,46 kg/cm²).

In conclusione, il carico imposto dal manufatto (143 kPa) è di molto inferiore sia al valore empirico proposto da Peck (400 kPa) che al valore molto superiore ottenuto applicando l'equazione di Terzaghi.

Senza quindi ulteriori analisi è pertanto possibile affermare che il rilevato risulta verificato anche in termini di cedimenti (2 cm su un'opera in terra sono insignificanti) che di carico ammissibile.

N. concio	Peso concio [kN]	Peso concio [kg]
1,00	43,97	4.484,18
2,00	151,29	15.427,69
3,00	229,96	23.449,39
4,00	588,20	59.979,49
5,00	729,09	74.346,58
6,00	765,77	78.086,49
7,00	816,81	83.291,83
8,00	501,28	51.116,43
9,00	463,33	47.245,99
10,00	425,37	43.375,46
11,00	387,41	39.505,02
12,00	349,46	35.634,59
13,00	415,01	42.319,64
14,00	431,65	44.015,63
15,00	380,13	38.762,57
16,00	542,13	55.281,46
17,00	439,40	44.806,52
18,00	381,66	38.918,79
19,00	323,92	33.030,95
20,00	256,95	26.201,50
21,00	219,84	22.417,84
22,00	174,31	17.774,47
23,00	126,81	12.931,22
24,00	76,17	7.767,28
25,00	25,39	2.589,09
tot	9.245,32	942.760,08

Tab. 11 –Peso dei vari conchi per il calcolo del peso del rilevato

11 PRESCRIZIONI IN FASE ESECUTIVA

I parametri geotecnici utilizzati nel presente studio dovranno essere oggetto di verifica in fase esecutiva ed a cantiere aperto. A questo scopo ad inizio lavori sarà possibile investigare adeguatamente il terreno di appoggio della nuova opera direttamente in corrispondenza dell'asse del manufatto, una volta che sarà presente una pista di cantiere nelle fasi di preparazione della superficie di contatto del rilevato con il terreno di fondazione.

Ultimata la preparazione del piano di posa dei rilevati dovranno eseguirsi almeno 3 carotaggi in corrispondenza dell'asse del rilevato, di profondità compresa tra 10 e 20 mt e possibilmente fino al raggiungimento del substrato, e si dovranno eseguire delle prove STP in foro o altro tipo di prove ritenute più adatte per avere conferma dei dati geotecnici assunti nel progetto.

Azione assolutamente indispensabile sarà volta ad accertare nel modo più accurato le effettive caratteristiche geotecniche del materiale di smarino che sarà utilizzato per la costruzione del rilevato, al momento solo ipotizzate sulla base di una sola analisi di laboratorio effettuata su campione di terreno prelevato sul lato francese del tunnel già in corso di realizzazione, derivante dalla stessa metodologia di scavo tramite TBM. I parametri non potranno scendere significativamente al di sotto di quelli utilizzati nella presente analisi.

Allo scopo dovrà essere implementato un sistema di caratterizzazione e controllo iniziale e periodico, da effettuarsi sul materiale progressivamente scavato e temporaneamente stoccato nell'area di cantiere, al fine di verificare in itinere la permanenza delle condizioni di accettabilità dello stesso, sotto la supervisione della D.L. Tutti i monitoraggi avverranno in conformità a quanto previsto dal progetto esecutivo approvato.

La caratterizzazione geotecnica in corso d'opera del materiale già disponibile e di quello successivamente proveniente dallo scavo della galleria sarà effettuato al fine di accertare:

- la litologia onde evitare la messa in rilevato di litotipi non idonei (es. caratterizzati da curve granulometriche significativamente differenti e percentuale di fino superiore a quella caratteristica del campione di laboratorio preventivo analizzato);
- la presenza delle condizioni di accettabilità secondo la normativa vigente.

Si ricorda che questo materiale andrà classificato come terre e rocce da scavo e come tale dovrà essere trattato. In caso di presenza di serpentiniti potenzialmente asbestifere si dovrà procedere al campionamento e rilevamento dei parametri sul campo, alla preparazione dei campioni per i laboratori, alla analisi secondo la vigente normativa, al monitoraggio delle fibre aerodisperse.

I parametri geotecnici derivanti dai controlli (il prelievo sarà effettuato su accumuli di circa 5000mc separati ed utilizzabili solo dopo gli accertamenti) permetteranno di effettuare in continuo un controllo delle verifiche di stabilità effettuate inizialmente sul progetto esecutivo del rilevato.

I rilevati saranno oggetto di monitoraggio strumentale periodico sia durante la loro realizzazione sia successivamente attraverso la messa in opera di caposaldi per misure

topografiche di precisione, ed esecuzione di verticali inclinometriche nonché la posa in opera di estensimetri e forme di monitoraggio dei rilevati che consentiranno di verificare:

- il normale assestamento per compattazione del materiale riportato in rapporto al progressivo accrescimento del rilevato;
- il suo esaurirsi nel tempo a lavori ultimati;
- la eventuale deformazione del rilevato rispetto alla geometria iniziale.

Prima dell'inizio della preparazione del piano di appoggio si prescrive innanzitutto di procedere ad una scoticatura del terreno superficiale, in particolare laddove costituito da terreno di riporto o di tipo vegetale poco consistente (quest'ultimo da accantonare ed utilizzare per il rinverdimento finale). A tale operazione seguirà una gradonatura della superficie di appoggio del rilevato, con pedate in leggera contropendenza (almeno 1/2 gradi) ed alzate non superiori a 1.5/2 m.

Lo stendimento del materiale di riporto dovrà avvenire in strati di spessore massimo 40/50 cm, con idonea rullatura al fine di ottenere la massima compattazione ottenibile; si dovrà comunque porre la massima attenzione nel non eccedere con la rullatura per non peggiorare le caratteristiche del materiale detritico disponibile, a composizione prevalente di tipo calcareo, conseguente a frantumazione dello scheletro in elementi più minuti.

Al fine di verificare la ottimale compattazione del materiale sarà necessario prevedere prove di tipo Proctor; tali prove serviranno per caratterizzare il materiale iniziale, per valutare in particolare le condizioni di umidità ideali ed il numero di rullate ottimale necessario, e dovranno essere ripetute, secondo le indicazioni della Direzione Lavori, ogni qualvolta venga osservata una variazione significativa delle caratteristiche fisiche del materiale di smarino, attraverso le necessarie periodiche prove di tipo granulometrico.

Nella preparazione della gradonatura di appoggio, su terreno naturale, ma anche nella disposizione degli strati di materiale di smarino successivi si prescrive l'esecuzione di prove su piastra. Queste analisi andranno effettuate a campione sull'intera lunghezza del rilevato in progetto, concentrando in particolare l'azione di prova nelle fasi iniziali della messa in posto; esse dovranno essere effettuate ogni 4 passate di materiale di riporto, e non potranno essere in numero inferiore a 6 ogni ciclo di 4 strati, sull'intera lunghezza del vallo (ovvero circa 1 ogni 100 m). I valori di prova minimi accettabili per queste prove dovranno fare riferimento alla normativa vigente.

Un completo sistema di raccolta e di drenaggio delle acque superficiali meteoriche impedirà che le stesse possano infiltrarsi e peggiorare il comportamento geotecnico dei terreni naturali di appoggio e degli stessi di riporto. Il progetto prevede la realizzazione di una trincea drenante a monte del vallo, un canale di scolo a valle dell'opera e una serie di canalette di raccolta sulla superficie esterna del rilevato. Dovrà inoltre essere garantito lo smaltimento delle acque così convogliate verso il corso d'acqua, superando lo sbarramento rappresentato dalla sede della viabilità provinciale e comunale, e garantita un'azione di continua manutenzione del sistema nel tempo.

Per implementare ulteriormente tale sistema, prima di iniziare la costruzione del rilevato paramassi si procederà alla costruzione al piede di un filtro rovescio per evacuare eventuali acque d'infiltrazione che si dovessero raccogliere al piede. Il filtro rovescio sarà dotato al piede di un drenaggio realizzato in trincea con un tubo drenante $\phi 315$ mm immerso in ghiaia vagliata e protetto da un geotessile.

Alla fine delle operazioni di costruzione del vallo sarà effettuato il rivestimento dell'opera per garantire idonea rivegetazione e protezione nei confronti dei fenomeni erosivi superficiali connessi agli agenti meteorici.

12 CONCLUSIONI

Riassumendo quanto sopra esposto, alla luce delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame e delle considerazioni esposte nella presente relazione in merito alla situazione di rischio connesso ai fenomeni di caduta massi, la realizzazione dell'opera di contenimento rappresentata da un vallo paramassi di grandi dimensioni appare essere una delle soluzioni migliori nel tentativo di ridurre in modo accettabile la pericolosità ed il rischio esistente.

I terreni di fondazione della futura opera appaiono mediamente caratterizzati da buoni parametri geotecnici, pertanto sono in grado di sostenere i carichi di progetto senza dare origine a cedimenti significativi in quanto di natura detritico-alluvionale grossolana.

Tenendo conto poi che l'opera è in grado di subire in modo accettabile fenomeni di progressiva compattazione dei depositi, mantenendo intatta la sua funzionalità, le verifiche di capacità portante effettuate suggeriscono la sussistenza di condizioni di sicurezza pur con l'utilizzo di parametri piuttosto cautelativi.

Dai sopralluoghi effettuati e sulla base delle condizioni geologiche e morfologiche, non è stata rilevata e non è prevedibile la presenza di acque di ruscellamento superficiale, così come non risultano presenti venute d'acqua dal sottosuolo. La falda acquifera è stata rinvenuta a profondità di circa 10-11 m dal p.c., almeno al momento dei rilievi effettuati nel mese di dicembre; nelle verifiche effettuate è stata comunque posta cautelativamente a -5 m dal p.c..

Il sistema di raccolta e di drenaggio delle acque superficiali meteoriche previsto nel progetto, acque la cui presenza è prevedibile in particolare in concomitanza del periodo primaverile ed autunnale, risulta idoneo ad impedire che le stesse possano infiltrarsi e peggiorare il comportamento geotecnico dei terreni naturali di appoggio e degli stessi di riporto.

L'assenza d'acqua nel terreno di appoggio, così come nello stesso rilevato, appare comunque cruciale per la stabilità dei riporti di terreno e delle scarpate, per cui deve essere il più possibile raccolta ed allontanata. Il progetto prevede peraltro la costruzione di una trincea drenante in corrispondenza dell'intero sviluppo del vallo, oltre a canalette di scolo sulla superficie del paramento esterno del rilevato.

Le verifiche di stabilità eseguite ai sensi della recente normativa sismica danno dei valori del fattore di sicurezza sempre superiori all'unità e pertanto possono essere definite come verificate, così come avviene per le opere in terra rinforzata.

Preliminarmente alla posa del nuovo rilevato si dovrà procedere all'asportazione del terreno vegetale superficiale, che verrà dapprima raccolto a parte e potrà essere successivamente ridistribuito per il recupero vegetazionale.

Particolare cura dovrà essere posta alla compattazione del materiale utilizzato per il terrapieno proveniente dalla smarino della galleria del Frejus.

Le verifiche effettuate con il presente studio geotecnico fanno riferimento a parametri relativi ad un'unica analisi geotecnica di laboratorio di materiali assimilabili provenienti dal lato francese dello scavo del tunnel.

L'assunzione di tali parametri è alla base delle scelte progettuali relative alla struttura del vallo; pertanto la caratterizzazione dei materiali di utilizzo e la loro corrispondenza con quelli assunti nel presente studio dovrà essere verificata al momento in cui sarà effettivamente disponibile il materiale proveniente dallo scavo della galleria lato Italia; le sue caratteristiche dovranno essere certificate tramite prelievo ed analisi di laboratorio su campioni di terreno da effettuare ogni 5.000 mc (come minimo) di smarino trasportato nel sito di cantiere. Il particolare il valore di resistenza al taglio non potrà essere inferiore a quello utilizzato per le presenti verifiche. Il valore di coesione dovrà essere a sua volta garantito con le operazioni di messa in posto e compattazione.

13 ALLEGATI

13.1 ANALISI DI LABORATORIO

13.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

13.3 INDAGINI GEOFISICHE