

# LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne  
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese  
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE  
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO  
CUP C11J05000030001

## APPROFONDIMENTI PROGETTUALI

APPROFONDIMENTI PER OSSERVAZIONI REGIONE PIEMONTE  
Riscontro Osservazioni nn. 8 e 11 (rif. lettera prot. n. CTVA-2014-0812 del 06/03/2014)

## TUNNEL DE BASE - TUNNEL DI BASE

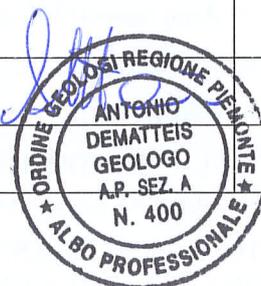
TUNNEL DI BASE -TRATTA MOMPANTERO  
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA

Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	23/05/2014	Première diffusion / Prima emissione	G. AIROLDI D. GRANDIS (SEA)	A. DEMATTEIS. V. GRISOGLIO	L.CHANTRON C. OGNIBENE
A	10/06/2014	Révision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	G. AIROLDI D. GRANDIS (SEA)	A. DEMATTEIS V. GRISOGLIO	L. CHANTRON C. OGNIBENE

  
**Tecnimont  
Civil Construction**  
Dott. Ing. Carlo Ognibene  
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 8366 T

  
**Tecnimont  
Civil Construction**  
Dott. Ing. Francesco Magnorfi  
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 8231 J



CODE DOC	<b>P</b>	<b>D</b>	<b>2</b>	<b>C</b>	<b>3</b>	<b>B</b>	<b>T</b>	<b>S</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>0</b>	<b>A</b>
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		

<b>A</b>	<b>P</b>	<b>N</b>	<b>O</b>	<b>T</b>
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	<b>C3B</b>	<b>//</b>	<b>//</b>	<b>26</b>	<b>70</b>	<b>94</b>	<b>10</b>	<b>01</b>
------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA



LTF sas - 1091 Avenue de la Boisse - BP 80631 - F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)  
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 - Fax : +33 (0)4.79.68.56.75  
RCS Chambéry 439 556 952 - TVA FR 03439556952  
Propriété LTF Tous droits réservés - Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

Ce projet  
est cofinancé par  
l'Union européenne  
(DG-TREN)



Questo progetto  
è cofinanziato  
dall'Unione europea  
(TEN-T)

## SOMMAIRE / INDICE

RESUME/RIASSUNTO .....	3
1. INTRODUZIONE .....	5
2. CONTESTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO .....	7
2.1 Depositi quaternari.....	7
2.1.1 Depositi detritici di versante .....	7
2.1.2 Depositi di conoide di origine mista .....	7
2.1.3 Depositi fluvio-torrentizi .....	8
2.2 Substrato prequaternario .....	8
2.2.1 Caratterizzazione geomeccanica del substrato prequaternario .....	11
3. RISCHI NATURALI.....	13
3.1 Attività di versante – area dell’imbocco .....	14
3.1.1 Verifica di caduta massi con barriere paramassi.....	21
3.2 Attività di versante –caduta massi area Urbiano .....	25
3.3 Attività di versante - valanghe .....	44
3.4 Attività fluvio-torrentizia – Fiume Dora Riparia.....	45
3.5 Attività fluvio-torrentizia – Rii tributari .....	46
3.6 Considerazioni conclusive e prescrizioni .....	50
3.6.1 Sintesi opere di difesa e interventi proposti.....	51
4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI E DEL SUBSTRATO ROCCIOSO E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	52
4.1 Caratterizzazione sismica del suolo .....	52
4.1.1 Aree suscettibili a liquefazione .....	52
5. IDROGEOLOGIA.....	55
6. BIBLIOGRAFIA .....	56
ALLEGATO 1 – STENDIMENTI STRUTTURALI REALIZZATI NELL’AREA DELL’IMBOCCO LATO ITALIA DEL TUNNEL DI BASE.....	57
ALLEGATO 2 – SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI DEPOSITI DI FONDOVALLE (PD2_GEX_SIT_0001) .....	58

## RESUME/RIASSUNTO

La zone du portail E du Tunnel de Base est situé le long du versant gauche du Val de Susa, en correspondance d'un affleurement étendu du substrat pré-Quaternaire avec un recouvrement discontinu de dépôts détritiques.

La transition entre le versant, subvertical, et la vallée alluviale est nette et se caractérise par des plaques de dépôts gravitaires et de cônes mixtes.

Les roches affleurantes appartiennent à la Zone ou Unité Piemontese, et sont constituées par des ophiolites (prasinites et serpentinites) qui se réfèrent à l'unité de calcschistes avec des roches vertes. Les lithologies contiennent potentiellement minéraux d'amiante, comme a été confirmé par des études de DST / Politecnico di Torino et l'étude pétrographique effectuée récemment par LTF (2009).

En correspondance de la zone du portail, une vaste zone constitué par dépôts détritiques est présente au pied de la paroi subverticale. La vallée alluviale est définie dans les alluvions de la Dora Riparia. Deux cônes de dépôts alluviaux mixtes caractérisent les portions au pied du versant à gauche et à droite du site du portail.

Du point de vue géomorphologique, le site se caractérise un risque lié aux phénomènes des chutes de blocs et écoulements rapides. Il est prévu l'installation de filets métalliques en amont de la zone de tête du tunnel. Il est également prévu de drainer les eaux qui s'infiltrent (recolte des eaux, enherbements, etc.) dans les dépôts détritiques en-dessus du portail afin d'éviter le déclenchement des écoulements. La stabilisation de la paroi en roche sera réalisée par clouage et installation des filets de protection adhérentes au versant.

En ce qui concerne l'activité fluviale, la zone de l'entrée est externe aux zones tampons du PAI en vigueur en Italie.

L'area dell'imbocco E del Tunnel di Base, ubicata lungo il versante sinistro della Val di Susa, è caratterizzata da un substrato pre-quaternario subaffiorante e ricoperto localmente da lenti detritiche più o meno estese. Il passaggio tra il versante subverticale e il fondovalle alluvionale pianeggiante è piuttosto netto e caratterizzato da lembi di depositi gravitativi. Conoidi misti detritico-alluvionali fiancheggiano l'area d'imbocco.

Le rocce presenti nell'area dell'imbocco Mompantero appartengono alla Zona o Unità Piemontese, e sono costituite da una scaglia di ophioliti (prasinites e serpentinites) riferibile all'Unità dei Calcschisti con Pietre Verdi. I litotipi sono potenzialmente amiantiferi, come confermato dagli studi specifici DST / Politecnico di Torino e dal recente studio petrografico realizzato da LTF (2009).

In corrispondenza della zona di imbocco al piede della parete subverticale è presente un'area estesa costituita da detrito di falda. Il fondovalle alluvionale è impostato nei depositi di pertinenza della Dora Riparia. Ai lati dell'imbocco sono presenti due conoidi di origine mista alluvionale detritica.

Dal punto di vista geomorfologico, sono possibili fenomeni di caduta massi e colamenti veloci nell'area dell'imbocco. A monte dell'area d'imbocco sarà necessario posizionare delle reti paramassi di protezione. L'area in detrito di falda al di sopra dell'imbocco dovrà essere oggetto di interventi (regimazione delle acque, inerbimenti, etc) per evitare l'insacco di colamenti veloci. Le pareti rocciose dovranno essere stabilizzate mediante apposite chiodature e reti aderenti in seguito agli sbancamenti.

Per quanto riguarda l'attività fluviale, l'area dell'imbocco è al di fuori delle fasce fluviali vigenti del PAI.

**AVVERTENZA:** In rosso sono riportate le modifiche apportate al documento consegnato in fase di progettazione definitiva (PD2\_C3B\_TS3\_0123: Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio), adottate per rispondere alle osservazioni nn. 8 e 11 della Regione Piemonte (rif. lettera prot. n. CTVA-2014-0812 del 06/03/2014):

**oss. 8:** *"La classificazione dei suoli dal punto di vista della risposta sismica deve essere basata sui dati delle prove sismiche alte a determinare direttamente il parametro  $V_{s30}$ , come previsto dal D.M. 14.1.2008, anziché sui dati delle prove penetrometriche standard; per le valutazioni di carattere geotecnico, vista la rilevanza dell'opera, si chiede di prendere in considerazione anche i valori caratteristici, anziché considerare i soli valori nominali desunti dalle prove geotecniche."*

**oss. 11:** *"Stabilità nei confronti della liquefazione. Si ricorda che ai sensi del par. 7.11.3.4 delle NTC deve sempre essere verificata la stabilità dei siti nei confronti della liquefazione. Nel caso specifico, con riferimento alle valutazioni espresse al par. 6.3.4 della Relazione del rischio sismico (PD2-C3B-TS3-0051 B), si segnala l'opportunità che per la determinazione del valore di Magnitudo ( $M$ ) venga utilizzato l'approccio cautelativo indicato al punta 2.8 degli ICMS (Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica, 2008), che prevede l'uso del valore di  $MWMAX$  attesa per la corrispondente zona sismogenetica: nello specifico, per la zona di riferimento ZS 908 il valore  $MWMAX$  risulta di 6.14. Pertanto, devono essere riconsiderati i criteri di esclusione della verifica a liquefazione, provvedendo, nei casi eventualmente necessari, alla determinazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione secondo i criteri individuali al par. 7.11.3.4.3 delle NTC."*

I paragrafi interessati dalle modifiche sono:

- cap. 1 Introduzione: inclusa la *Figura 1*;
- cap. 4 Caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni e del substrato roccioso e caratterizzazione sismica;
- § 4.1 Caratterizzazione sismica del suolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;
- § 4.4.1 Aree suscettibili a liquefazione;
- allegato 2



Altre indagini, necessarie per una più precisa caratterizzazione geomeccanica e sismica dell'area e per aumentare l'affidabilità del modello geologico-geotecnico, saranno realizzate nella fase progettuale successiva (progetto esecutivo).

Tuttavia, come anche enunciato nel Dossier di sintesi del progetto, consegna CIG n° 73 - volume B (PD2 C30 TS3 0045), l'affidabilità del modello geologico raggiunta in questa fase di studio è comunque più elevata rispetto alla fase di Progetto Preliminare grazie all'acquisizione di dati di terreno durante le campagne di rilevamento geologico e strutturale di superficie e alla realizzazione delle indagini sismiche complementari.

Gli elementi geologici descritti in questa relazione sono rappresentati negli elaborati grafici seguenti:

Titolo	scala	codice elaborato
Carta geologica di dettaglio	1:1000	PD2_C3B_0068_26-70-01_30-01
Carta geomorfologica di dettaglio	1:1000	PD2_C3B_0069_26-70-01_30-02
Profilo geologico di dettaglio	1:1000	PD2_C3B_0124_26-70-01_40-02
Sezioni trasversali	1:500	PD2_C3B_0070_26-70-01_40-01

## 2. Contesto geologico-geomorfologico

L'area dell'imbocco del Tunnel di Base è caratterizzata da un esteso affioramento di substrato pre-quaternario, ricoperto localmente da più o meno estesi lembi di detrito di falda e di coltre detritico-colluviale. Il passaggio tra il versante, subverticale, e il fondovalle alluvionale pianeggiante è piuttosto netto ed è caratterizzato da lembi di depositi gravitativi e da conoidi di origine mista detritico-alluvionale.

L'area di studio ricade all'interno del dominio Pennidico delle Alpi Occidentali: sono presenti le unità di copertura generalmente attribuite alla Zona Piemontese.

### 2.1 Depositi quaternari

#### 2.1.1 Depositi detritici di versante

I depositi detritici di versante costituiscono la fascia di raccordo tra la parete sub-verticale e la piana di fondovalle. Essi sono costituiti da ciottoli e blocchi spigolosi immersi in matrice ghiaioso-sabbioso-limosa presente in percentuale variabile. Nella parte inferiore, in corrispondenza del passaggio con la parte di fondovalle, i depositi sono stati rimaneggiati e terrazzati artificialmente. L'area è occupata da vegetazione arborea ed arbustiva in evoluzione (*Figura 2*).



*Figura 2 – Fotografia della parete dell'imbocco: al piede dell'affioramento roccioso si osserva il deposito costituito da detrito di falda, coperto da vegetazione arborea ed erbustiva in evoluzione, terrazzato artificialmente.*

#### 2.1.2 Depositi di conoide di origine mista

Ai lati della parete in cui si trova l'imbocco sono presenti due apparati di conoide, poco marcati, costituiti da depositi di origine mista (torrentizia e detritica).

L'assenza di affioramenti ha impedito l'osservazione diretta dei depositi: per analogia con altri depositi simili essi sono presumibilmente costituiti da clasti spigolosi ciottoloso-ghiaiosi in matrice sabbioso-limosa presente in percentuale variabile.

### **2.1.3 Depositi fluvio-torrentizi**

Il fondovalle ubicato ai piedi del versante dell'imbocco è costituito dai depositi alluvionali del Fiume Dora Riparia. In base all'esame delle stratigrafie dei sondaggi e dei rari affioramenti si possono distinguere due complessi principali alternati: un complesso ghiaioso e ghiaioso-sabbioso, ed un complesso più marcatamente sabbioso e sabbioso – limoso.

Il complesso più grossolano, che trova una distribuzione più generalizzata e dominante, è costituito da ghiaie e ghiaie ciottolose sabbioso-ghiaiose clast-supported, mal stratificate, passanti a sabbie ghiaiose con stratificazione planare; il complesso limoso-sabbioso compare solo localmente, ed è costituito da sabbie limose, con uno spessore medio di 1 - 2 metri.

Lo spessore totale dei depositi alluvionali è probabilmente superiore al centinaio di metri, sebbene possano essere presenti variazioni anche considerevoli per la probabile presenza di forre e di dossi sepolti.

## **2.2 Substrato prequaternario**

Le rocce presenti nell'area dell'imbocco Mompantero appartengono alla Zona o Unità Piemontese, che si colloca in posizione strutturalmente superiore rispetto sia al Massiccio Dora Maira sia a quello d'Ambin.

La sequenza litostratigrafica del settore d'interesse è descritta nella legenda della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50,000, foglio n°154 - Susa e comprende unità oceaniche e di fossa (Zona Piemontese auct., costituita dall'Unità di Puy-Venaus e dall'Unità dei Calcescisti con Pietre Verdi). Nel settore di Mompantero si osserva una scaglia di ofioliti riferibile all'Unità dei Calcescisti con Pietre Verdi, costituita essenzialmente da prasiniti e serpentiniti, che separa l'unità Puy-Venaus dalla sottostante Unità Dora Maira.

Talilitotipi sono potenzialmente amiantiferi, come confermato dagli studi specifici DST / Politecnico di Torino e dal recente studio petrografico realizzato da LTF (2009).

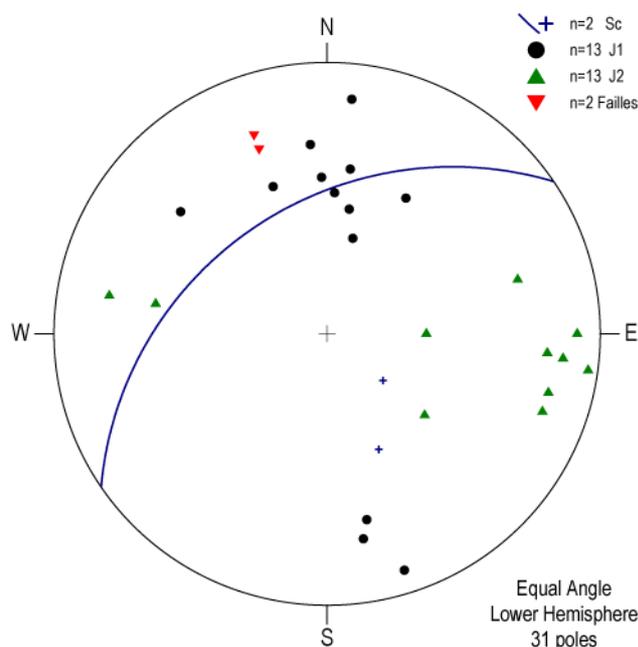
Nell'area dell'imbocco il substrato affiora costituendo pareti rocciose sub-verticali localmente fratturate, alte circa 50 m. In questo settore sono stati realizzati due rilievi strutturali, SG045 e SG046 (Figura 3, Figura 4) riportati nella carta geologica di dettaglio (PD2\_C3B\_0068\_26-70-01\_30-01).

Nell'ammasso è possibile riconoscere sia una deformazione di tipo duttile, con sviluppo di pieghe con geometrie per lo più chiuse, che una deformazione fragile sottolineata dalla presenza di sistemi di fratture e piani di faglia minori. La scistosità assume in molti casi carattere pervasivo con immersione generalmente verso NNW e valori di inclinazione compresi tra 50° e 75°, ma localmente intorno ai 30°.

Lungo il tratto analizzato, oltre alla scistosità, si riconoscono due ricorrenti sistemi principali di giunti:

- un sistema di giunti J1, più pervasivo, ben osservabile nella maggior parte degli affioramenti, è orientato E-W, ha immersione generalmente verso Sud e inclinazione variabile da 60 a 70°.
- un sistema di giunti J2 ha orientazione N - S, immerge generalmente verso ovest e presenta valori di inclinazione di circa 80°.

Entrambi i sistemi di fratture hanno persistenze e spaziature medie plurimetriche e sono generalmente caratterizzati da superfici planari ondulate, da scabre a irregolari.



**Figura 3** - Proiezione stereografica dei piani di scistosità (poli di due piani misurati e ciclografica della loro direzione media), di faglia e dei sistemi di frattura J1 e J2, misurati in affioramento sul versante prossimo all'imbocco est del Tunnel di Base (rilievi strutturali SG045 e SG046, come da sintesi nella tabella a destra).

set	inclin.	imm.	spaz.	Pers. Lung.
(n°)	(°)	(°)	(m)	(m)
Sc	30	330	0.05 - 0.5	> 3
J1	55-72	N-S	< 1	1 - 3
J2	70	E-W	1 - 3	1 - 3
F	74	160	> 3	1 - 3

**Tabella 1** - Valori medi di orientazione, spaziatura e persistenza dei piani e dei sistemi di giunti misurati nel corso degli stendimenti strutturali SG045 e SG046 (grafico a sinistra).

Sono presenti piani di faglia minori con persistenza < 10 m; la roccia di faglia associata è principalmente brecciata e cataclasata, con rara presenza di gouge. La roccia di faglia interessa generalmente fasce di spessore inferiore a 50 cm. In base alle limitate persistenze laterali, tali strutture non dovrebbero interferire alla quota di scavo con la galleria. In termini generali gli affioramenti esaminati evidenziano quindi un ammasso roccioso da mediamente fratturato a massivo.

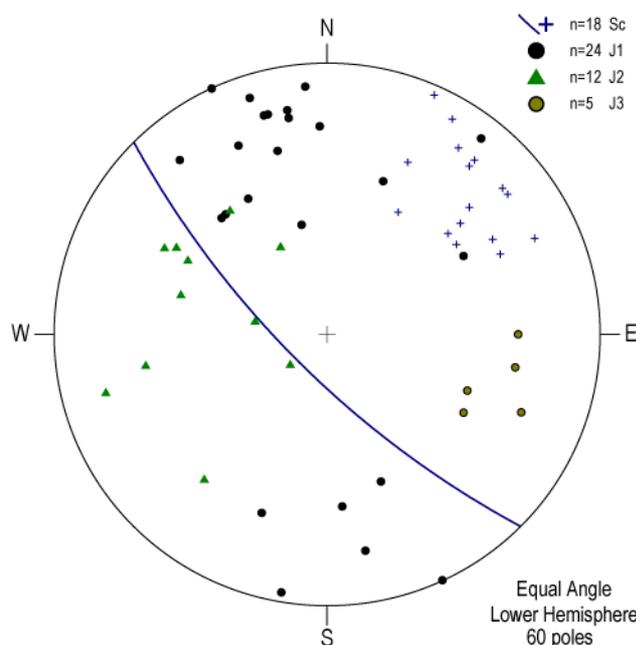
A circa 400 m dall'imbocco, procedendo in direzione dello scavo verso ovest, le rocce ofiolitiche presenti nella zona dell'imbocco si trovano adiacenti, in contatto tettonico, all'unità di Puy-Venaus. Quest'ultima unità è costituita da alternanze da decametriche a ettometriche di calcescisti filladici (GCC) con intercalazioni di calcescisti (GCCK) e/o gneiss albato-cloritici biancastri (Gneiss di Charbonnelauct., GCK). In corrispondenza dell'abitato di Urbiano l'area prossima al contatto con le metabasiti è caratterizzata da calcescisti e scisti filladici prevalenti.

Questi litotipi sono stati esaminati nel dettaglio mediante rilievi di terreno e la realizzazione degli stendimenti strutturali SG011, SG047 e SG048, allegati a fine testo.

Il contatto tra le ofioliti e calcescisti/scisti filladici è ripetuto più volte attraverso l'interposizione di strutture fragili, ognuna di potenza metrica.

Nei due litotipi la risposta alla deformazione tettonica è generalmente differente: la risposta fragile alla deformazione tettonica determina un aumento progressivo della fratturazione nei calcescisti prossimi al contatto, mentre le serpentiniti al contatto con le rocce dell'unità Puy-Venaus sono da intensamente a finemente laminate, con strutture tipiche da shear-zone.

Lungo il contatto, l'orientazione principale dei piani di taglio ha direzione NW-SE, immersione dei piani generalmente verso SW e valori di inclinazione variabili da 50 a 60°.



set	inclin.	imm.	spaz.	Pers. Lung.
(n°)	(°)	(°)	(m)	(m)
<b>Sc/J</b>	74	225	0 - 1	3
<b>J1</b>	73	177	0.05 - 0.5	3 - 10
<b>J2</b>	54	107	0.1 - 1	< 1
<b>J3</b>	66	287	-	

**Figura 4** - Proiezione stereografica dei piani di scistosità (poli dei piani misurati e ciclografica della loro direzione media), di faglia e dei sistemi di frattura J1, J2 e J3, misurati in affioramento lungo il corso del R. Giandula, NE di Mompantero (rilievi strutturali SG047 e SG048, come da sintesi nella tabella a destra).

**Tabella 2** - Valori medi di orientazione, spaziatura e persistenza dei piani e dei sistemi di giunti misurati nel corso degli stendimenti strutturali SG047 e SG048 (grafico a sinistra).

### 2.2.1 Caratterizzazione geomeccanica del substrato prequaternario

Per la caratterizzazione geomeccanica della del substrato è stata analizzata ed utilizzata la Relazione Geomeccanica redatta in fase di APR/PD (Relazione Geomeccanica per le opere in sotterraneo – APR B2 TS2 0055C AP PLA): tale relazione espone uno studio approfondito delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi previsti lungo il tracciato e rappresenta il punto di partenza e il riferimento principale per lo studio esposto nel seguito. Rispetto alla Relazione Geomeccanica redatta in fase di APR/PD il tracciato di progetto è stato modificato e quindi le opere previste e relativi litotipi attesi lungo il tracciato sono almeno in parte differenti;

Va peraltro segnalato che, in mancanza di indagini dirette (sondaggi) e indirette (geofisica) integrative e di ulteriori prove di laboratorio e/o in situ in corrispondenza dei settori in cui il tracciato è variato rispetto alle fasi di progettazione precedente, le conoscenze geologiche e geomeccaniche sono state implementate tramite rilievi di superficie dei caratteri geologico-strutturali dell'ammasso roccioso (stendimenti strutturali su affioramenti rocciosi rappresentativi) soprattutto in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie.

Durante i rilievi di terreno è stata quindi effettuata una prima analisi delle condizioni dell'ammasso roccioso, riportata nelle schede allegate a fine testo e brevemente sintetizzata nella tabella seguente.

Giacitura del fronte di misura	[°°]	180	50			
Giacitura generale del pendio	[°°]	180	25			
Dimensioni dell'area di rilievo geomeccanico	[m x m]	11	5.0			
Volume roccioso unitario medio	[dimensioni] [forma]	[m x m x m] [-]	1*1.5*1			
Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia	[MPa]	69				
Numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso - $J_v$	[n°/m <sup>3</sup> ]	5	1			
Geologicstrengthindex (stimato)		80				
Grado di alterazione dell'ammasso		non alterato	debolm. alterato	moder. alterato	molto alterato	decomposto
Condizioni di umidità dell'ammasso		asciutto	umido	bagnato	stillicidio	flusso
		X				

**Tabella 3** – Dati rilevati sul terreno (orientazione e dimensione dell'affioramento misurato e giacitura pendio) e prime stime dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, stendimento strutturale SG045.

Per quanto riguarda l'intero Tunnel di Base, i parametri geomeccanici ottenuti dai dati di fasi di studio pregresse, integrati ai risultati di sondaggi, test e rilievi di nuova acquisizione (novembre 2012), han contribuito alla definizione di 11 unità geomeccaniche (UG) proposte in questa fase progettuale (PD2). I calcemicascisti e le rocce prasnitiche afferenti la Zona Piemontese che verranno interessati dall'imbocco del Tunnel di Base sono classificati, rispettivamente, nelle unità UG D e UG G e caratterizzati dai parametri principali esposti nella seguente tabella.

Unité géomécanique / Unità geomeccanica		Lithologie / Litologie	UCS (MPa)	GSI	h (m)	RMR	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_i$ (GPa) *	$E_{rm}$ (GPa) *	C (MPa) *	$\Phi$ (°) *	Rt (MPa)	mi *
			REF	REF	moy / med	REF	REF	REF	REF	REF	REF	REF	
D	2	GCC schistes carbonatés / scistocarbonatici *	50	55	280	54	27	14	7	2	43	10	7 - 10
	3	GCK gneiss albitiques / gneiss albitici											
G	4	OMB prasinites / prasiniti; cl-b metabasites / metabasiti	55	56	75	52	28	47	25	1	51	7	10
J	23	Roche de faille et cagneules / roccia di faglia e carnirole	12	25	865	20	25	-	-	-	-	-	7

**Tabella 4** - Valori di riferimento (REF) e/o medi (moy / med) dei parametri geomeccanici principali per i litotipi dell'area in studio; UCS-uniaxialcompressionstrength, GSI-geologicalstrengthindex, RQD-rock qualitydesignatation, h-copertura,  $\gamma$ -peso di volume,  $E_i$ - modulo d'elasticità per la roccia intatta,  $E_{rm}$ - modulo di deformazione, Rt-resistenza a trazione. Il simbolo\* indica valori provenienti da dati di letteratura.

Le caratteristiche complessive dell'ammasso roccioso sono discrete: tutte le tre litologie interessate rientrano nella classe III di Beniawsky. Si noti che i valori riportati in **Tabella 4** sono valori medi e/o di riferimento: per ogni litologia son infatti da considerare i range di variabilità relativi a ciascun parametro. Se si confronta per esempio il valore di resistenza a compressione monoassiale riportato nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (stendimento strutturale SG045) con quello di riferimento dei GCC riportato nella **Tabella 4** si nota che i due valori differiscono: il valore di UCS stimato in affioramento rientra infatti nella porzione superiore del range calcolato nella parametrizzazione geomeccanica di Progetto Definitivo (14-88.5 Mpa, si veda la relazione geomeccanica, PD2 C3B TS3 0102 0 PA NOT).

In base all'orientazione media dei giunti non si esclude la possibilità che in fase di scavo si verifichino fenomeni di distacco di cunei instabili di roccia. Subordinatamente e secondo l'orientazione della scistosità rispetto all'asse del tunnel, in corrispondenza dei calcescisti e degli gneiss si possono verificare fenomeni di splaccaggio.

In corrispondenza di piani di faglia localizzati sono invece possibili fenomeni di squeezing.

Infine, per le simulazioni di caduta massi, è stata determinata la volumetria dei blocchi potenzialmente instabili, utilizzando la relazione di Hudson e Priest (1979), come riportato nel paragrafo 3.1.

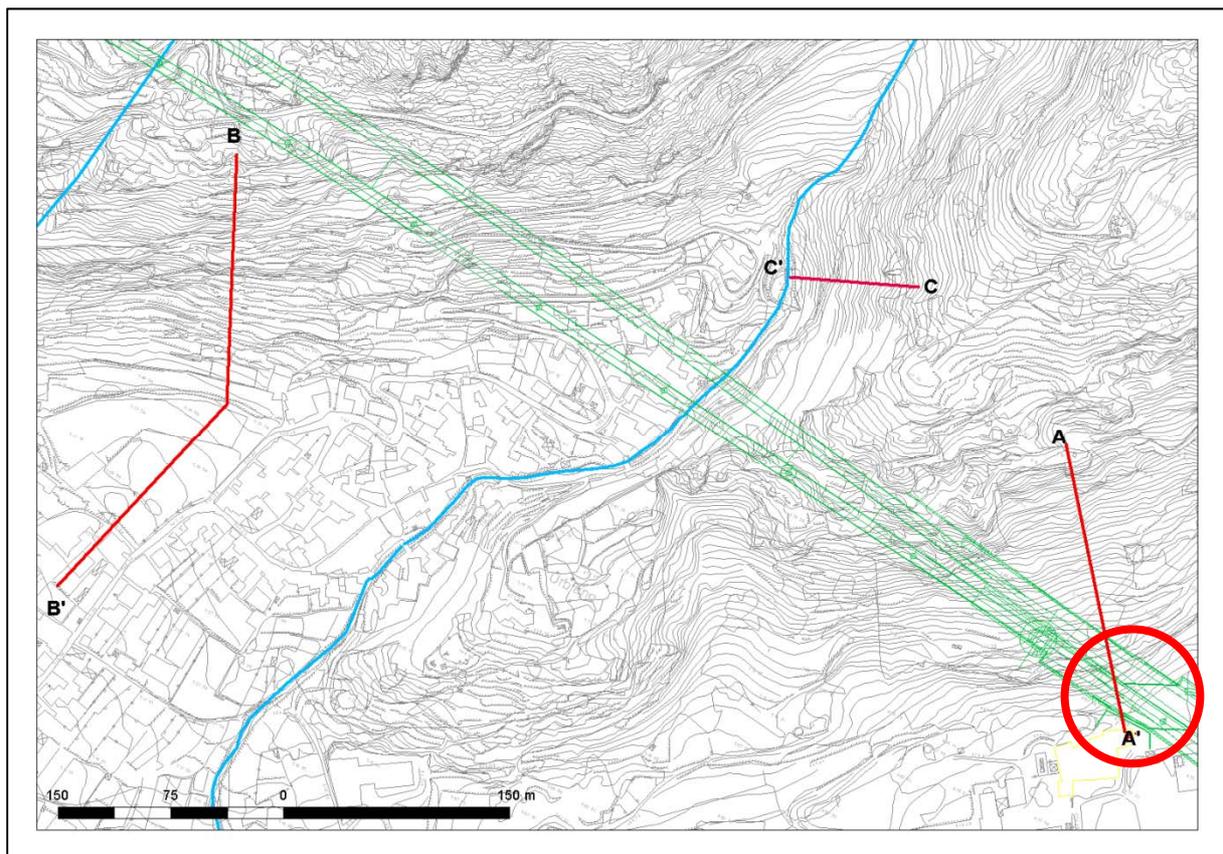
### 3. Rischi naturali

I rischi naturali connessi con l'opera in questione sono stati valutati a partire dalle indagini di terreno e dalla consultazione delle banche dati disponibili (PAI - Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico, IFFI/SIFRAP - Sistema informativo dei fenomeni franosi in Piemonte e RERCOMF – Rete regionale controllo movimenti franosi, SIVA - Sistema informativo valanghe). Questi dati, già riportati sugli elaborati del Progetto Preliminare, sono stati integrati da rilievi di terreno volti a migliorarne il grado di dettaglio e a quantificarne l'influenza sull'opera in progetto.

I rischi naturali riscontrati sono riconducibili a:

- Fenomeni legati a attività di versante;
- Fenomeni legati a attività torrentizia: fiume Dora Riparia e reticolo minore.

Per quanto concerne i fenomeni legati all'attività di versante sono state investigate tre aree distinte ed in ognuna di esse sono state eseguite delle simulazioni di caduta massi. Le aree rappresentate in *Figura 5* comprendono: l'area dell'imbocco con simulazione lungo la traccia A-A'; l'area a monte dell'abitato di Urbiano sul versante sinistro del Rio Giandula con simulazione lungo la traccia C-C'; e l'area del versante destro del Rio Giandula con simulazione lungo la traccia B-B'.

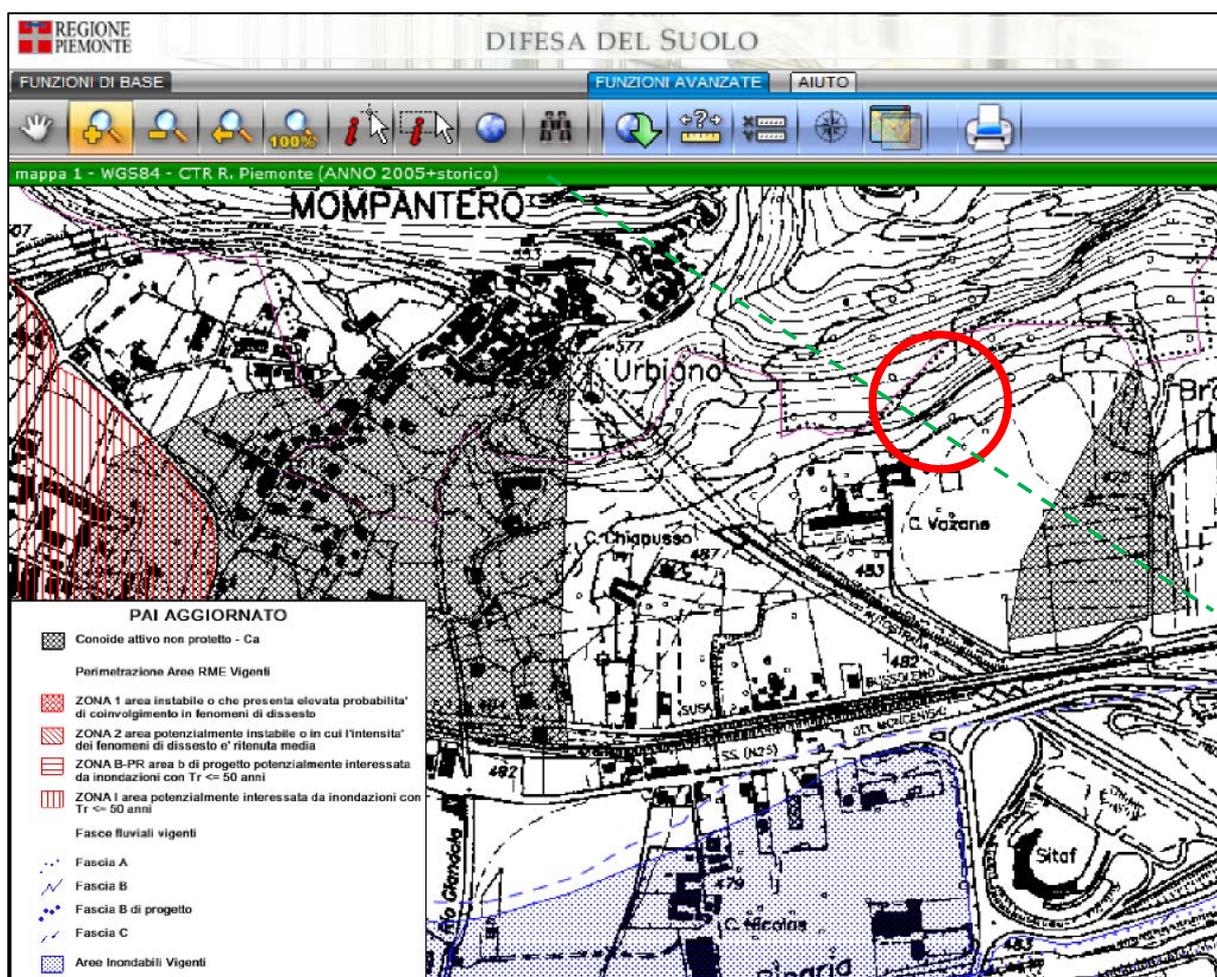


**Figura 5** – Stralcio con rappresentate le tracce delle simulazioni di caduta massi effettuate. Il cerchio rosso indica l'area dell'imbocco. La linea blu in centro indica il Rio Giandula. In verde è rappresentato il tracciato del tunnel di base.

### 3.1 Attività di versante – area dell’imbocco

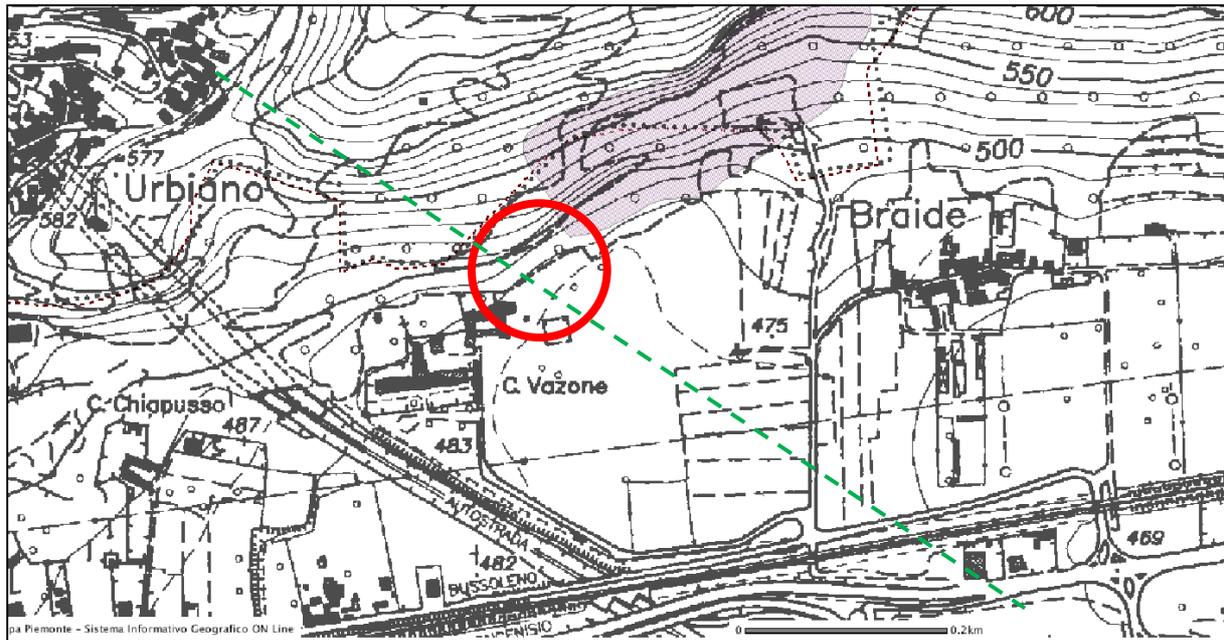
Per quanto riguarda la dinamica di versante, l’imbocco è situato al piede di un versante esposto a sud che insiste direttamente sul fondovalle pianeggiante. Nell’area dell’imbocco il versante è costituito da una parete rocciosa sub-verticale di altezza circa 40 m. La fascia di raccordo con il fondovalle principale pianeggiante, costituita da detrito di falda e sede di vegetazione arborea, si presenta terrazzata (muretti in pietra).

Dall’analisi dei dati disponibili consultati non sono stati individuati fenomeni franosi che insistano sull’area dell’imbocco. Il PAI, consultato sul sito web <http://www.regione.piemonte.it/disuw/main.php> nel mese di settembre 2012 non riporta fenomeni franosi in tale area (Figura 6).



**Figura 6** – Stralcio carta dei dissesti e pericolosità geomorfologica del PAI. Fonte: sito web <http://www.regione.piemonte.it/disuw/main.php>. Il cerchio rosso indica l’area dell’imbocco. In verde è tratteggiato l’asse del tunnel di base.

Le carte del progetto IFFI/SIFRAP - Sistema informativo dei fenomeni franosi in Piemonte e RERCOMF – Rete regionale controllo movimenti franosi, consultato al sito web [http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_iffi/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_iffi/viewer.htm) in agosto 2012 riportano immediatamente ad est dell’imbocco un’area soggetta a frane superficiali diffuse (Figura 7).



**Figura 7** – Stralcio IFFI/SIFRAP, l'area in violetto è classificata come "area soggetta a frane superficiali diffuse". Fonte sito web [http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_iffi/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_iffi/viewer.htm). Il cerchio rosso indica l'area dell'imbocco. In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.

Durante i sopralluoghi effettuati nell'ambito della presente progettazione, l'area riportata dal progetto IFFI/SIFRAP è stata ripерimetrata e classificata come area di innesco e di deposito di "fenomeni di crollo di singoli massi o di porzioni più ampie dell'ammasso roccioso", in quanto ubicata sulla parete rocciosa costituita da prasiniti al cui piede è presente detrito di falda.

L'ammasso roccioso che forma la parete sub-verticale si presenta mediamente fratturato, ed in esso sono evidenti nicchie di distacco pregresse (Figura 8). Nel detrito di falda non sono stati osservati blocchi caduti di recente né indizi di impatti, anche se la fitta vegetazione ne limita il riconoscimento.

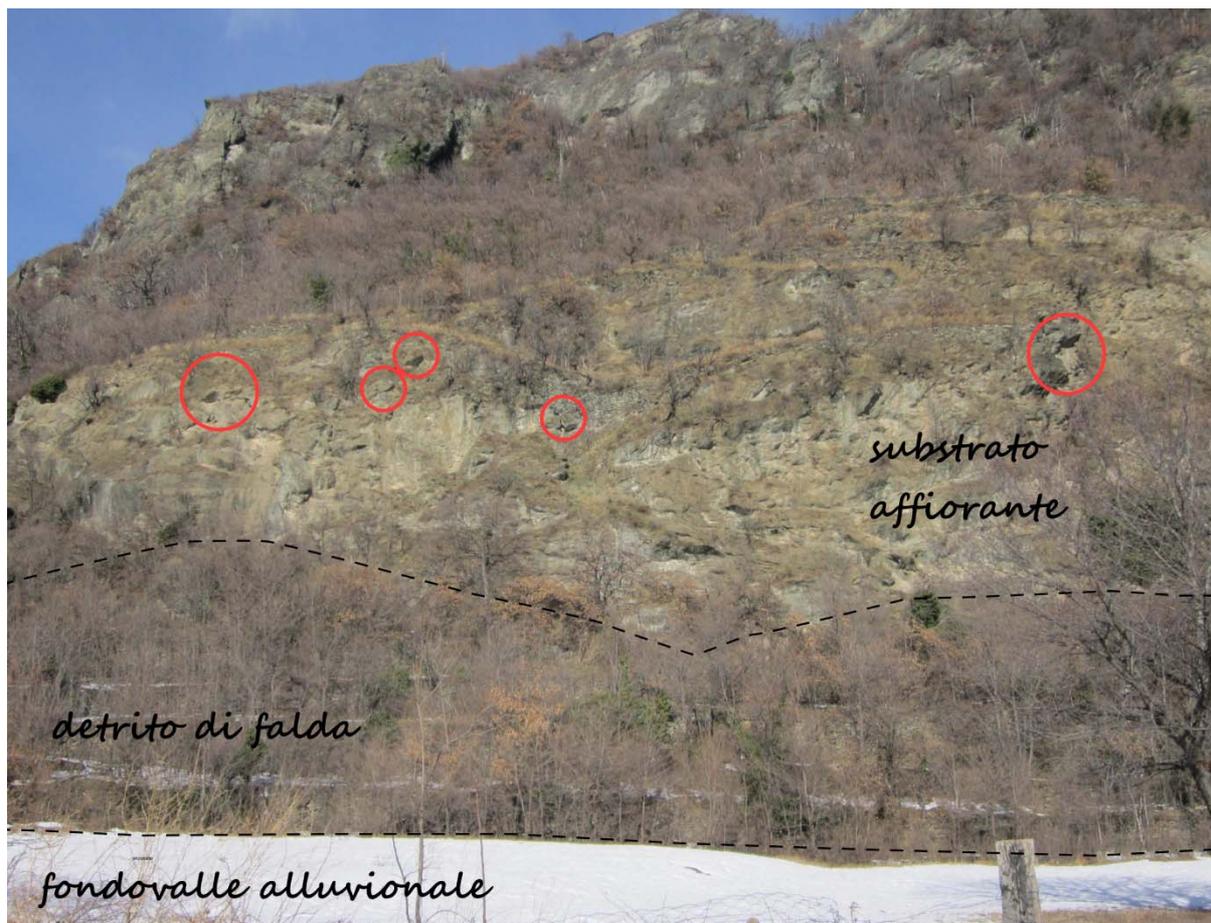
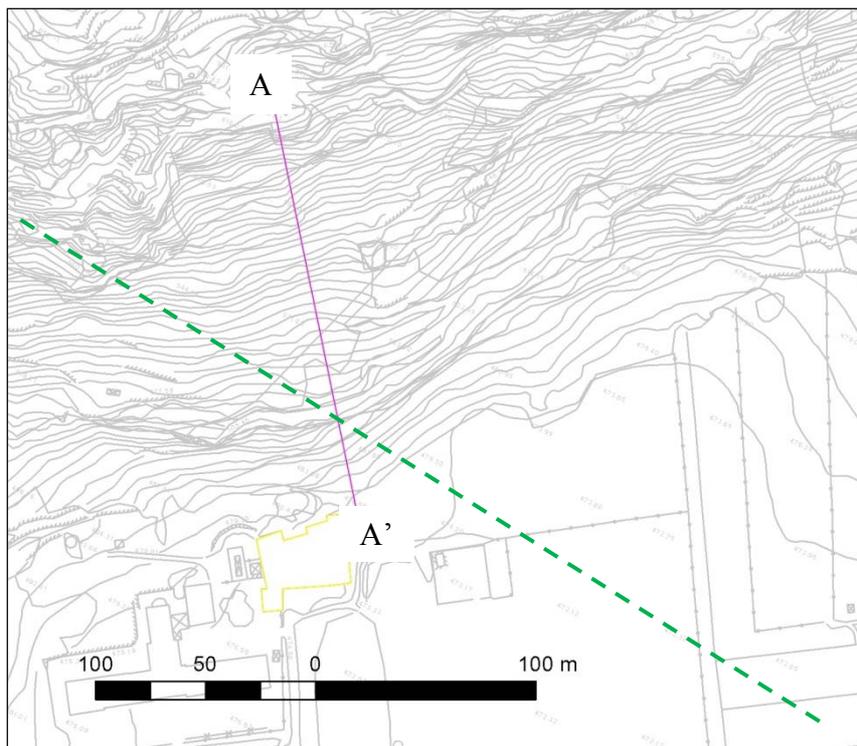


Figura 8 – Area dell’imbocco Mompantero. In rosso sono evidenziate le nicchie di distacco pregresse.

Sia per l’assenza di blocchi al piede del versante, sia per le caratteristiche poco fratturate dell’ammasso roccioso, il grado di attività del detrito di falda può essere considerato basso.

Il progetto per la realizzazione dell’imbocco prevede lo sbancamento di depositi quaternari e la realizzazione di tagli in roccia con pareti di altezza variabile fino a 15 m circa. I tratti di scarpate in roccia dovranno essere stabilizzati mediante idonee chiodature, la cui spaziatura e profondità dovrà essere determinata sulla base dei risultati dei rilievi strutturali riportati a fine testo, e dalla posa di reti paramassi aderenti. Gli eventuali tratti di scarpata in depositi quaternari dovranno essere stabilizzati mediante realizzazione di appositi sistemi di sostegno. La geometria delle scarpate dovrà essere verificata mediante specifiche verifiche di stabilità. Sono inoltre da prevedere interventi di raccolta delle acque di ruscellamento (canalette superficiali) finalizzate ad allontanare le acque di ruscellamento dal ciglio delle scarpate e di limitare l’infiltrazione sul versante a tergo delle stesse. Si consiglia anche di prevedere drenaggi nell’ammasso roccioso nel tratto basale delle scarpate.

Al fine di valutare la pericolosità legata a fenomeni di crollo e rotolamento massi nell’area dell’imbocco, è stata condotta una simulazione numerica di caduta massi mediante il software Masco v.2 lungo la sezione A-A’ (Figura 9), avendo precedentemente determinato le aree di potenziale distacco.



**Figura 9**– Stralcio planimetrico con rappresentata la sezione A-A' utilizzata nelle verifiche di rotolamento massi. In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.

Come accennato in precedenza il progetto prevede la realizzazione di uno sbancamento con la realizzazione di pareti subverticali di circa 15 m di altezza: per la simulazione della caduta massi sono state considerate come aree di distacco le pareti rocciose ubicate ad una quota compresa tra 571 m e 609 m, e raffigurate sullo sfondo in Figura 8, in quanto ubicate a monte degli sbancamenti in progetto.

La simulazione è finalizzata a quantificare il fenomeno di caduta massi a monte del ciglio delle scarpate in progetto, per determinare le caratteristiche delle opere di contenimento da realizzare.

La volumetria media dei blocchi è stata inizialmente definita durante i rilevamenti di terreno, come riportato nelle schede di rilevamento strutturale (allegato 1). Inoltre, è stata anche utilizzata la relazione di Hudson e Priest (1979) che definisce l'indice di dimensione dei blocchi  $I_b$ :

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

con  $S_1, S_2, S_3$  = spazature medie delle tre famiglie principali di discontinuità.

I valori delle spazature medie delle principali famiglie di discontinuità sono stati determinati utilizzando i dati provenienti da tre stendimenti geomeccanici effettuati tra il 2009 e il 2011 su affioramenti lungo il versante a monte dell'area di imbocco. I dati utilizzati sono riassunti in Tabella 5. Si precisa tuttavia che alcune volumetrie individuate con questo metodo, ad esempio quelli relative allo stendimento SG0046, appaiono falsate dalla presenza di sistemi di fratturazione con spazature molto elevate e definiscono dimensioni di blocchi ritenute altamente improbabili sulla base delle osservazioni di terreno.

Rilievo geomeccanico	Discontinuità	spaziatura media	lb (m)	Vmedio (m <sup>3</sup> )
SG045	J1	0.5	0.93	0.79
	J2	2		
	Sc	0.275		
SG046	F	6.5	2.93	25.03
	J1	0.275		
	J2	2		
SG010	K2	0.49	0.55	0.17
	K2b	0.96		
	K4	0.2		

**Tabella 5** – Principali dati di rilievi geomeccanici ubicati a monte dell'imbocco Mompantero, e indicazione delle volumetrie medie di blocchi instabili.

I blocchi presenti nel detrito di falda ubicato nel versante non raggiungono le dimensioni massime probabilmente in quanto, a seguito dell'impatto al suolo, tali blocchi si rompono. Si assumono blocchi di progetto con volumi di 1 m<sup>3</sup>, 2 m<sup>3</sup> e 5 m<sup>3</sup>.

Nel modello il moto è supposto bidimensionale lungo il piano  $x,z$  e il pendio è discretizzato in una serie di segmenti retti. Il masso è supposto di volume pari a 1 m<sup>3</sup>, con peso specifico di 27,4kN/m<sup>3</sup> e puntiforme (lumped-mass), considerando solo il moto del suo baricentro. Sono considerate le azioni sismiche ( $\sigma_h=0,032$ ;  $\sigma_v=0,016$ ), mentre non sono stati supposti fenomeni di frantumazione dei blocchi (a favore di sicurezza). Inoltre, come dato di ingresso, a fini cautelativi, è stata attribuita al masso una velocità iniziale di 1 m/s lungo gli assi  $x$  e  $y$ . I calcoli sono eseguiti sulla base delle equazioni proposte da Piteau e Clayton (1977) e da Bassato et al. (1985).

I parametri che definiscono l'interazione tra il blocco roccioso e il versante sono descritti dal coefficiente di restituzione ( $E$ ) e dall'angolo d'attrito masso-versante ( $\phi$ ). I coefficienti sono principalmente funzione della litologia, della copertura vegetale del versante e delle asperità del terreno in relazione alle dimensioni del masso.

Il coefficiente di restituzione ( $E$ ) è definito come il rapporto fra la velocità prima e dopo l'impatto del masso con il terreno ( $V_1/V_0$  dove  $V_1$  è la velocità dopo l'urto,  $V_0$  prima dell'urto) (Broili, 1979; Mazzalai, Vuillermin, 1995).

L'angolo d'attrito masso-versante descrive la perdita d'energia cinetica nei tratti di pendio in cui il masso si muove rotolando o scivolando.

Il modello permette di ricavare  $E$  e  $\phi$  eseguendo una calibrazione in *back analysis*; tali parametri sono risultati confrontabili con i valori dei medesimi parametri provenienti da dati di letteratura (Broili, 1979; Mazzalai, Vuillermin, 1995). Si riporta di seguito una sintesi dei parametri utilizzati nelle simulazioni (Tabella 6).

Tipo substrato	Coefficiente di restituzione $E$ (-)	Angolo d'attrito masso-versante $\phi$ (°)
roccia affiorante integra	0.5	21
copertura detritica con vegetazione folta	0.5	22

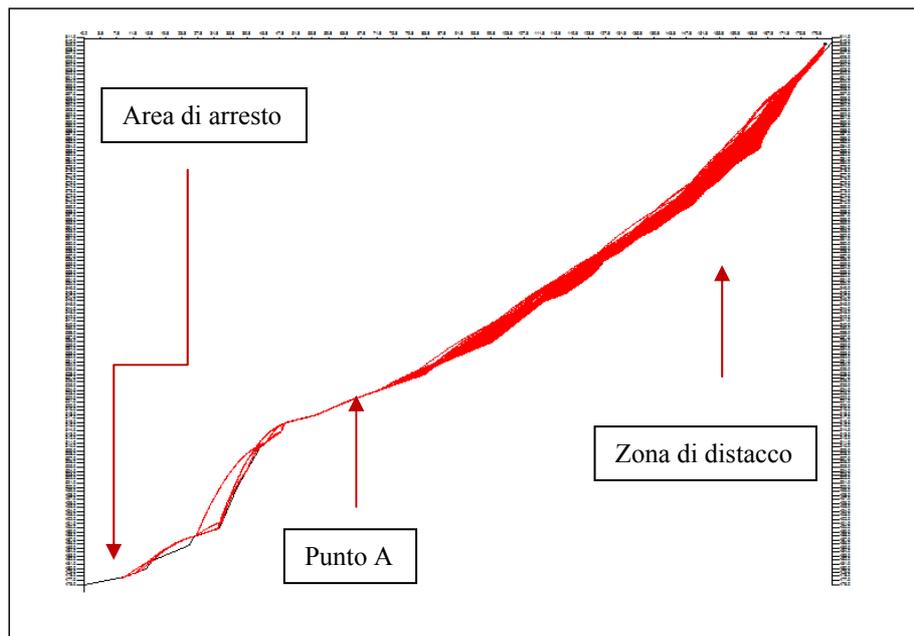
**Tabella 6** – Coefficienti di restituzione e angolo di attrito masso – terreno ricavati mediante back-analysis.

L'incertezza insita nella scelta dei parametri  $E$  (coeff. di restituzione),  $\phi$  (angolo d'attrito masso-versante), e  $V$  (volume 3 in caduta) consiglia un approccio di tipo probabilistico al problema (metodo Montecarlo) che si basa sulla generazione di numeri casuali, scelti in

determinati intervalli, che godano nel complesso di proprietà statistiche. Si associa ad ogni valore numerico casuale della serie un valore di  $E$ ,  $\phi$  e  $V$ , rispettando la curva di distribuzione delle probabilità di queste grandezze (ricavata dalla curva gaussiana di probabilità del parametro stesso) e si trasforma la serie di numeri casuali generati in terne di valori di  $E$ ,  $\phi$  e  $V$ , utilizzate nella simulazione. L'andamento delle traiettorie di caduta collegata ad ogni terna di  $E$ ,  $\phi$  e  $V$  consente di valutare l'influenza della dispersione dei valori di questi parametri sui percorsi di caduta. Normalmente per ottenere distribuzioni stabili delle traiettorie sono necessarie alcune centinaia di verifiche.

Le simulazioni sono state effettuate lungo il Profilo A-A' (Figura 10) con i seguenti parametri di ingresso:

- litologia
  - zona di distacco: affioramenti rocciosi mediamente fratturati, peso specifico  $27,4 \text{ kN/m}^3$ ;
  - zona inferiore: depositi di versante ricoperti da fitta vegetazione arbustiva.
- volume dei blocchi:  $1 \text{ m}^3$ ;
- quota zona di distacco: da 571 m a 609 m;
- numero simulazioni: 500.



**Figura 10** – Profilo con le traiettorie più probabili con zona di distacco tra 609 m e 571 m.

Le altezze di passaggio dei blocchi nel punto A (quota 520 m circa, a monte del ciglio della scarpata in progetto lungo la traccia della sezione esaminata) sono inferiori a 1 m (Figura 11); le velocità a questa quota sono comprese tra 5,5 e 0,5 m/s, con valore medio 3,3 m/s (Figura 12); le energie sono inferiori a 850 kJ (Figura 13). Si specifica che in tale punto arrivano 110 massi su 500.

Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio

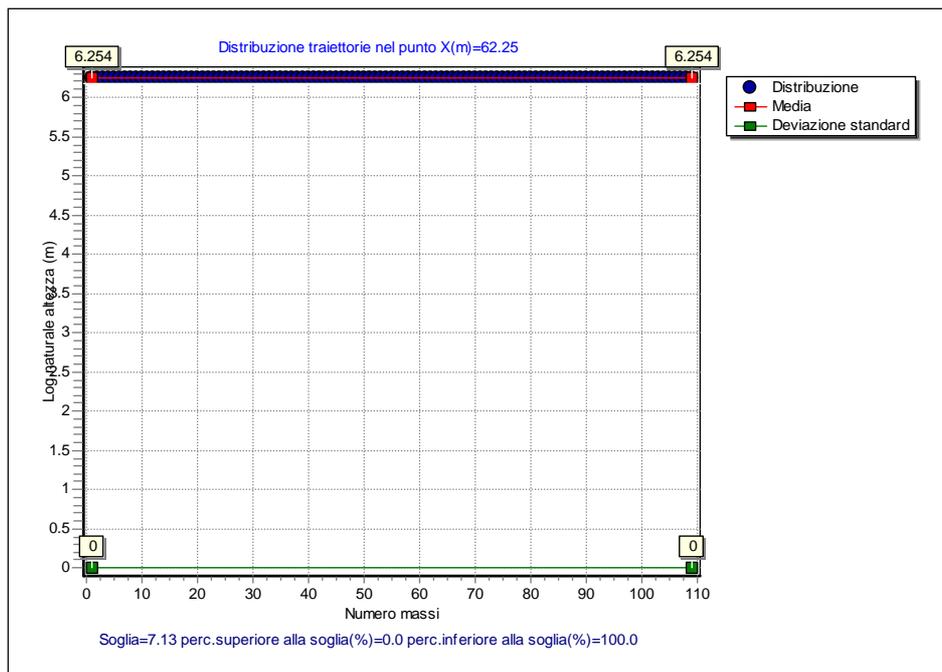


Figura 11 – Grafico in scala logaritmica della quota assoluta (in m s.l.m.) dei rimbalzi, a quota 1160 m circa (Punto A).

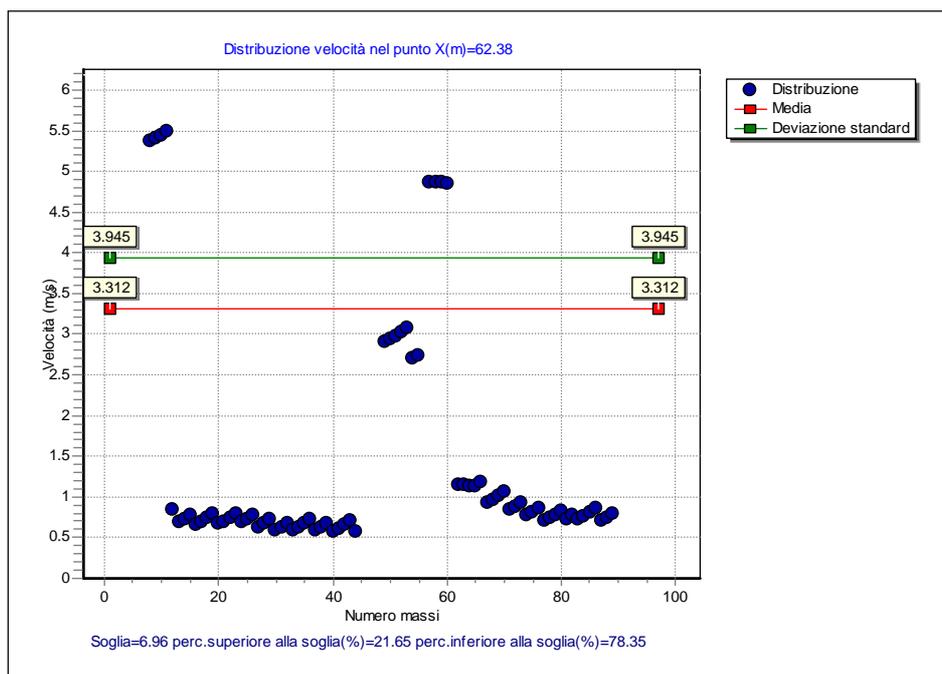


Figura 12 – Grafico delle velocità a quota 1160 m circa (Punto A).

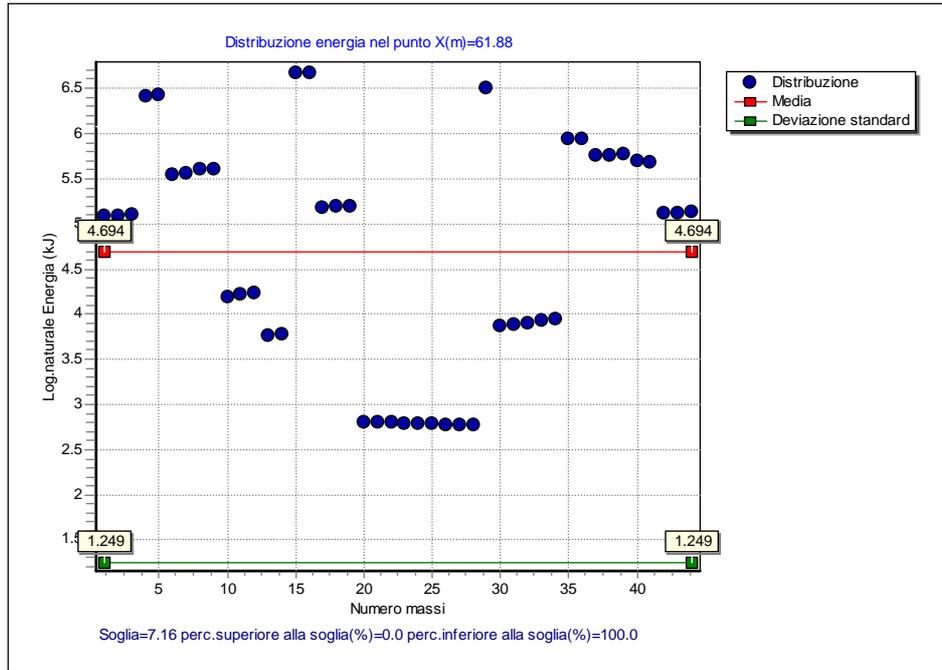


Figura 13 – Grafico in scala logaritmica dell’energia cinetica a quota 1160 m circa (Punto A).

### 3.1.1 Verifica di caduta massi con barriere paramassi

Le altezze dei rimbalzi sono compatibili con le altezze delle reti disponibili in commercio; la loro capacità di assorbimento dipende dalle volumetrie dei blocchi.

Assumendo una dimensione dei blocchi di circa  $1 \text{ m}^3$ , come verificata dall’osservazione dei blocchi presenti nel detrito di falda, è sufficiente una barriera paramassi con altezza di 3 m ed energia assorbibile di 1000 kJ ubicata ad una quota di 520 m circa, essendo l’energia cinetica nel punto A inferiore a 850 kJ (Figura 14; Figura 15).

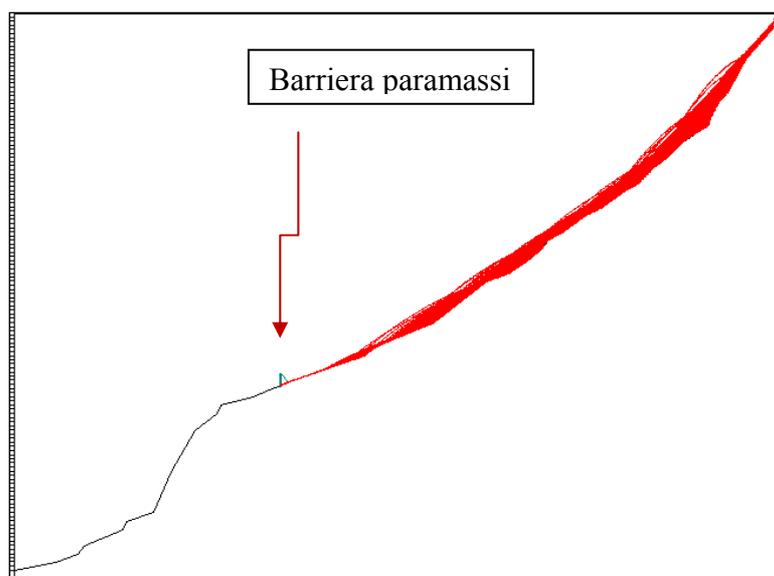
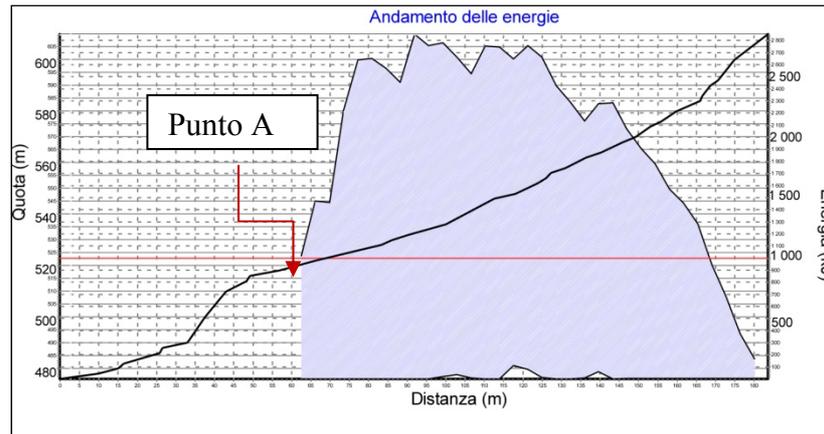
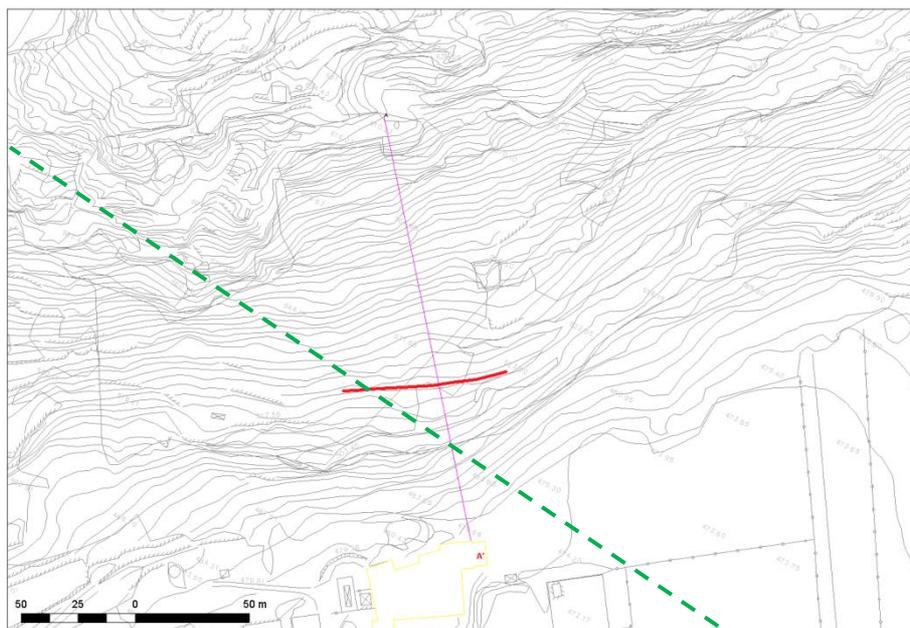


Figura 14 – Profilo con barriera paramassi a 520 m di quota circa.



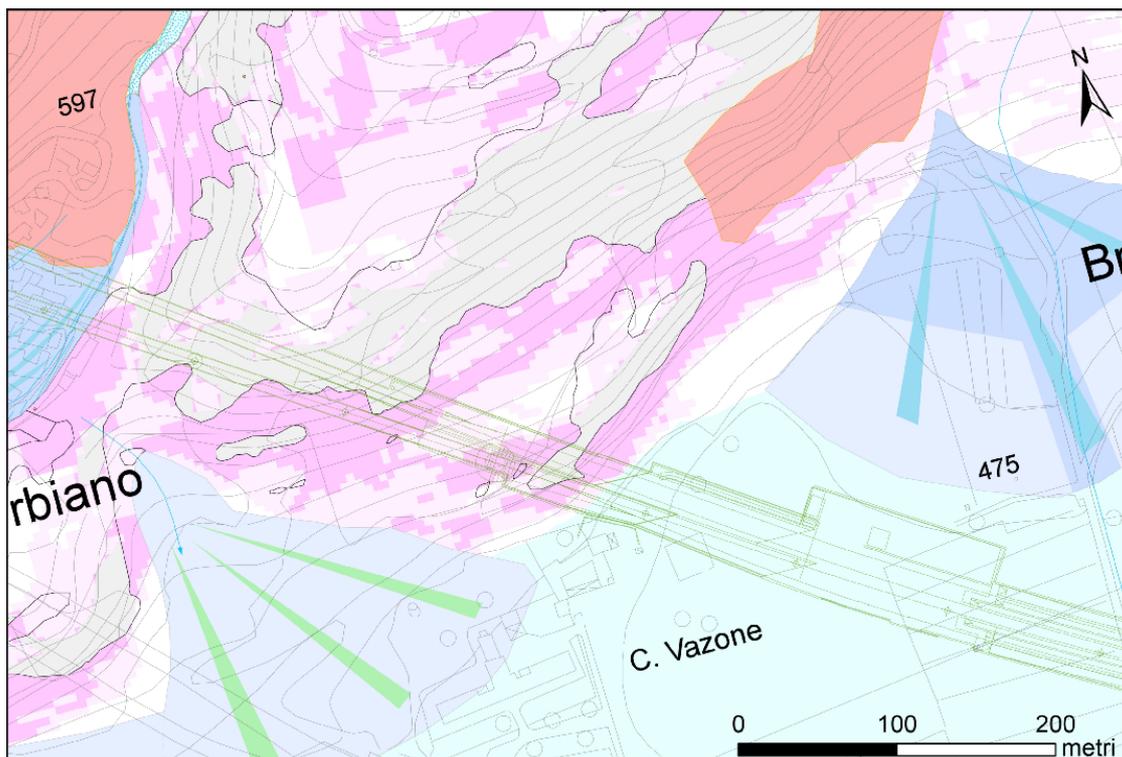
**Figura 15** – Distribuzione dell'energia cinetica lungo il profilo per un masso di 1 m<sup>3</sup>.

Per un blocco di dimensioni di 2 m<sup>3</sup> sarà sufficiente una barriera di altezza pari a 3 m ed energia assorbibile di 2000 kJ in quanto per un blocco di tali dimensioni l'energia cinetica nel punto A sarà inferiore ai 1700 kJ. Nel caso limite, poco probabile, del distacco di blocchi di 5 m<sup>3</sup>, l'energia attesa nel punto A è pari a 4250 kJ: saranno quindi necessarie ad esempio 2 barriere paramassi con energia assorbibile 2500 kJ ognuna, e altezza 3 m. Le barriere devono essere posizionate ad una quota di circa 520 m s.l.m. (Figura 16).



**Figura 16** – Posizione indicativa della barriera paramassi da installare ad una quota di 520 m s.l.m. lungo il versante. In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.

Inoltre, il tratto di versante compreso tra le pareti rocciose a quota 570-610 m circa è caratterizzato dalla presenza di detrito di falda in aree a pendenza elevata (aree rosa in Figura 17). Tali areali sono quindi suscettibili di innesco di fenomeni franosi per colamento veloce: la pericolosità –intesa come probabilità di innesco di questi fenomeni - associata alle aree con pendenza superiore a 35° è da considerarsi molto elevata, mentre è elevata nel caso di pendenze comprese tra 25° e 35°.



**Figura 17** – Stralcio della carta geomorfologica di sintesi (PD2-C3B-TS3-0003\_00-05-03\_30\_01). In rosa le aree a pericolosità da media a molto elevata per innesco di frane per colamento veloce. Le linee verdi indicano il tracciato dell'opera in progetto. Si rimanda alla carta per la legenda completa.

Lungo la stessa sezione su cui è stata fatta la simulazione della caduta massi, sono state eseguite verifiche di stabilità con il software GeoTec B per definire la stabilità del detrito di falda. Sono state ipotizzate diverse superfici di rottura circolari all'interno del detrito di falda e all'interfaccia tra questo e il substrato. Le verifiche sono state condotte senza considerare carichi esterni ed eventuali spinte sismiche, utilizzando il metodo di Janbu. I parametri geotecnici utilizzati sono riportati in **Figura 18**. Tali parametri, in assenza di dati diretti alle formazioni coinvolte, sono stati desunti sulla base delle caratteristiche di terreni analoghi come descritto al §4.

Le verifiche evidenziano che in condizioni di assenza di falda le parti più acclivi del detrito sono stabili, mentre in presenza di falda la sicurezza non è verificata.

Pertanto nei tratti ad elevata pendenza (superiore a  $25^\circ$ ) a monte degli interventi in progetto risulta necessario tenere conto di questa criticità, al fine di mettere in sicurezza l'area sia in fase di cantiere che di esercizio: dovranno quindi essere realizzati interventi di regimazione delle acque di ruscellamento lungo tutto il versante ad elevata pendenza; si consigliano inoltre interventi di stabilizzazione della coltre di alterazione, mediante ad esempio posa di copertura vegetale idonea (inerbimenti, vegetazione arbustiva, etc).

Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio

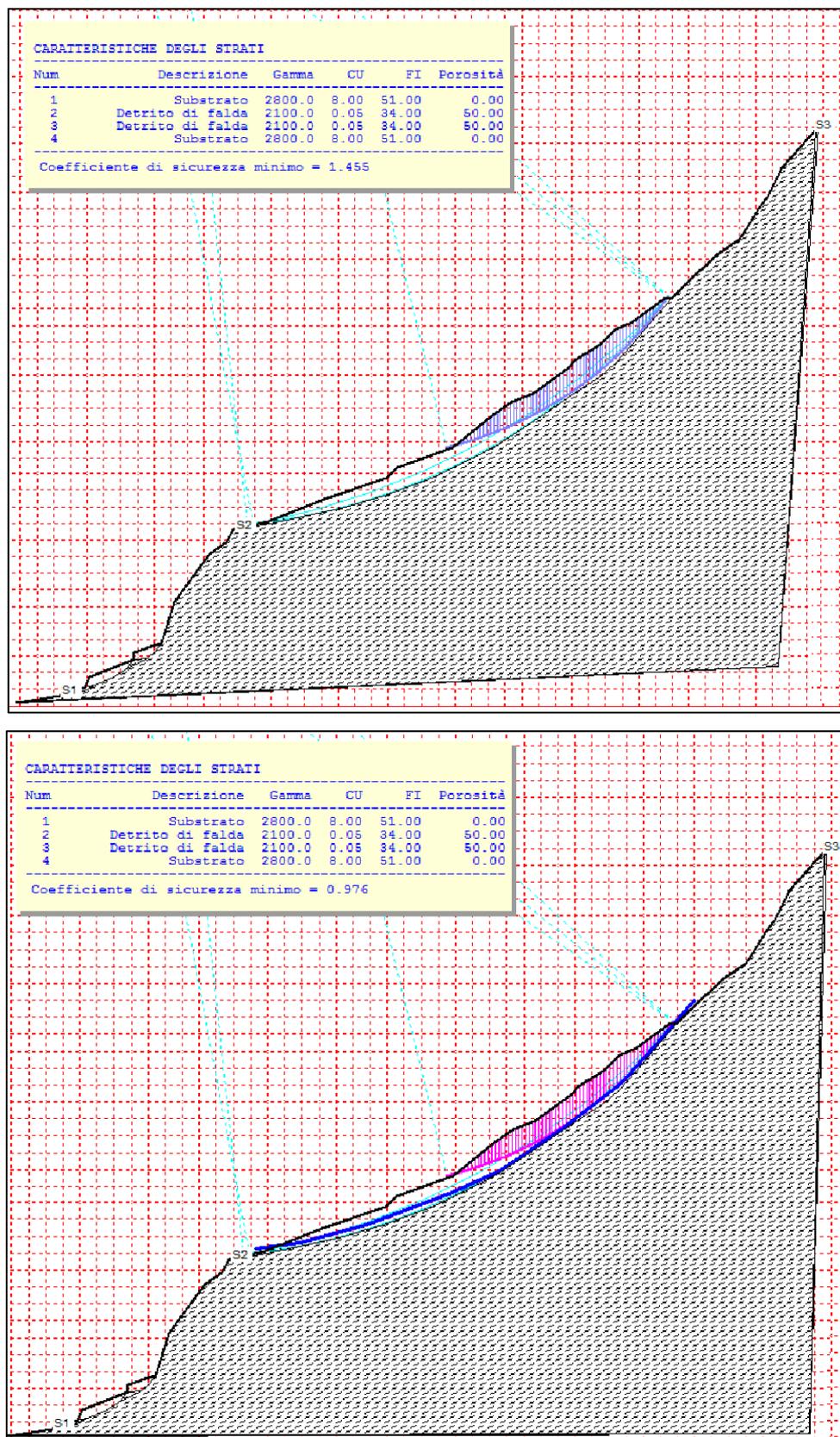


Figura 18 – Verifica di stabilità del pendio a monte dell'imbocco Mompantero, in assenza (in alto) e in presenza di falda (in basso).

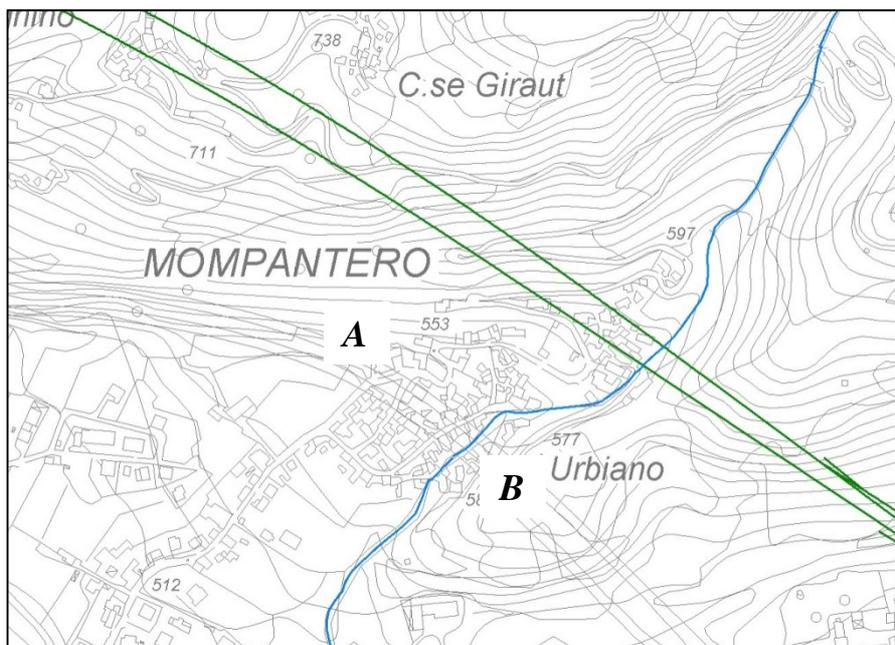
In sintesi, nell'area dell'imbocco sono da prevedere:

- installazione di barriere paramassi a monte degli sbancamenti che verranno realizzati e dell'area dell'imbocco, capaci di assorbire energia pari a 4250 kJ; si precisa che le barriere paramassi dovranno essere installate lungo tutto il ciglio delle scarpate in maniera tale da essere in ogni punto trasversali alla direzione di massima pendenza;
- chiodature e installazione di reti aderenti e/o ogni altro sistema idoneo a stabilizzare le scarpate in progetto;
- interventi di raccolta delle acque di ruscellamento (canalette superficiali) finalizzate ad allontanare le acque di ruscellamento dal ciglio delle scarpate e di limitare l'infiltrazione sul versante a tergo delle stesse;
- drenaggi nell'ammasso roccioso nel tratto basale delle scarpate;
- nei tratti di versante ad elevata pendenza costituiti da detrito di falda dovranno essere realizzati interventi di regimazione delle acque di precipitazione e di ruscellamento, al fine di impedire la formazione di falde ancorchè temporanee nel detrito.

### 3.2 Attività di versante –caduta massi area Urbiano

In fase di progettazione preliminare era stato evidenziato un potenziale rischio di innesco di crolli dalle pareti rocciose ubicate a monte dell'abitato di Urbiano, per effetto delle vibrazioni indotte dallo scavo della galleria con metodi tradizionali. L'attuale progetto prevede l'utilizzo del martello pesante come metodologia di scavo per i primi 400 m circa partendo dall'imbocco, all'interno delle metabasiti.

Secondo uno studio specifico (PD2 C3A 0044 26-70-10 10-02 Vibrazioni imbocco est TdB 0), questa metodologia di scavo nell'area dell'abitato di Urbiano, dove si raggiunge il valore minimo di spessore della copertura del tunnel in quest'area (circa 85 m), induce un vettore velocità di vibrazione dell'ordine di 0.03 cm/s, pari a circa 1/200 del valore di soglia per danneggiamento degli edifici. Le aree di versante in cui sono presenti le pareti rocciose oggetto di crolli sono caratterizzate da coperture maggiori e, pertanto, interessate da vibrazioni inferiori. Tale studio evidenzia dunque che in linea teorica le vibrazioni prodotte dallo scavo del tunnel non sono tali da indurre fenomeni di crollo sui versanti soprastanti. Dal punto di vista geomorfologico il versante che presenta maggiori criticità dal punto di vista delle frane per crollo è quello esposto a sud (versante destro del Torrente Giandula, indicato con A nella Figura 19), costituito da rocce dell'unità di Puy – Venaus: in questo tratto si prevede che il tunnel non verrà più scavato con il martello pesante, e pertanto le vibrazioni trasmesse dallo scavo sulle pareti rocciose instabili sono attese di minori intensità rispetto a quelle trasmesse alle pareti rocciose del versante esposto a nord-ovest (B in Figura 19).



**Figura 19** – Stralcio cartografico con indicazione dei versanti che insistono sull'abitato di Urbiano. A: versante destro (esposto a sud), al di sotto del quale lo scavo avverrà con TBM; B: versante sinistro (esposto a nord-ovest), al di sotto del quale lo scavo sarà realizzato con martello pesante. In verde è indicato il tracciato dell'opera in progetto. In azzurro il Torrente Giandula.

Tuttavia, cautelativamente si è scelto di non escludere la possibilità che le vibrazioni indotte dallo scavo possano innescare fenomeni di crollo. Tale assunzione appare giustificata da considerazioni di tipo qualitativo che considerano la possibile amplificazione delle vibrazioni a causa di fattori topografici locali (guglie, speroni, etc) presenti nelle pareti rocciose. A seguito di questa considerazione è stato effettuato uno studio sui versanti che insistono sull'abitato di Urbiano e più prossimi al tracciato dell'opera in progetto, per verificare se eventuali cadute di massi possano coinvolgere le aree abitate. In questi versanti sono stati osservati interventi di sistemazione già installati, e sono stati analizzati con maggior dettaglio gli areali in cui non sono presenti opere di protezione.

La parete rocciosa orientata sud-est che sormonta l'abitato di Urbiano, costituita da scisti carbonatici filladici dell'unità di Puys-Venaus, è storicamente sede di frane per crollo e di distacchi di singoli massi.

Lungo la strada che da Urbiano sale verso le frazioni Seghino e Mompantero Vecchio sono presenti diversi interventi realizzati per la messa in sicurezza della strada. Si riconoscono numerose barriere paramassi installate negli anni '90 del secolo scorso da SITAF S.p.A. (Figura 20), di cui non si conosce con esattezza la capacità di assorbimento (stimata in circa 1000 kJ), presumibilmente ridotta a causa dell'età delle opere.



**Figura 20** – Strada per Seghino sopra Urbiano, a quota 630 m circa.  
Le barriere paramassi installate circa 30 anni fa sono visibili a monte della strada.

Tra il 1998 e il 2008 sono stati più volte eseguiti interventi di disaggio di singoli massi e di installazione di reti aderenti alle pareti, nelle aree caratterizzate da porzioni di ammasso più fratturato (Figura 21).



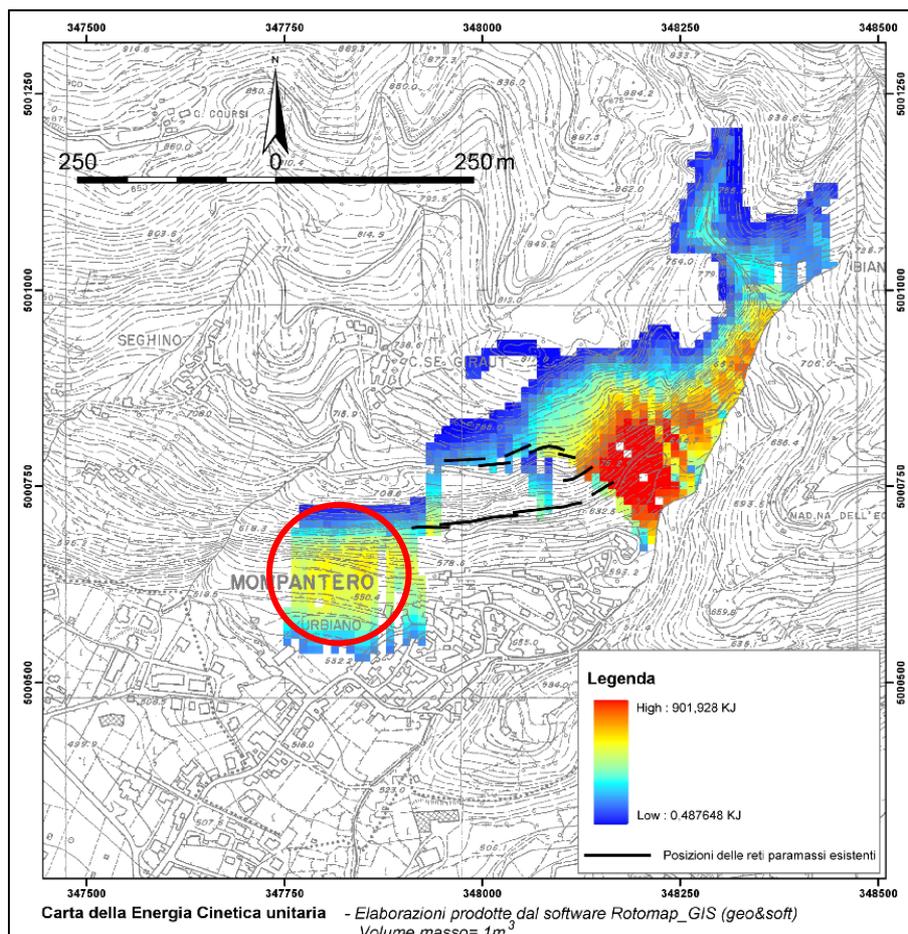
**Figura 21** – Reti aderenti sulle pareti rocciose a monte della strada per Seghino (quota 640 m circa)

Inoltre, nel 2012, nel periodo della stesura della presente relazione, erano in corso i lavori di installazione di nuove barriere paramassi lungo la strada comunale per la frazione Seghino (Figura 22), realizzate a seguito di un progetto commissionato dal Comune alla società SERTEC. Il dimensionamento delle barriere, capaci di assorbire energia pari a 2000 kJ, è stato fatto a seguito di realizzazione di una simulazione di caduta massi che considera come diametro massimo 1,5 m (massi pari a circa 2 m<sup>3</sup>).



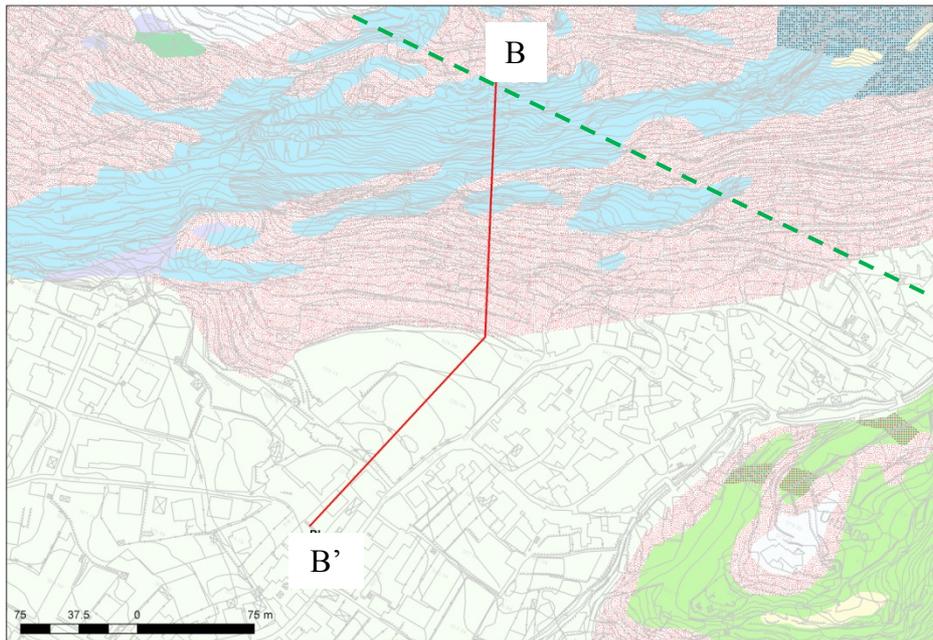
**Figura 22** – Barriere paramassi installate nel 2012 lungo la strada per Seghino (quota 660 m circa).

Di seguito si riportano i risultati della simulazione delle traiettorie di crolli di singoli massi effettuati nell'ambito degli studi geologici del PRGC di Mompantero (rif. Relazione geologica e Tav. 7 dello studio geologico), finalizzati a verificare l'efficacia delle opere di difesa passiva esistenti al momento della redazione del PRGC (barriere paramassi installate negli anni '90). Lo studio, condotto utilizzando il programma ROTOMAP GIS (Scioldo, 1991), ha simulato dei distacchi di massi con volumi 1m<sup>3</sup> da due zone di potenziale distacco (Figura 23). Le simulazioni numeriche evidenziano che le barriere paramassi prese in considerazione riescono a trattenere massi con volumetria massima di circa 1 m<sup>3</sup> (energie di circa 900 kJ).



**Figura 23** – Stralcio della carta allegata al PRGC di Mompantero (Tavola 7): carta della energia cinetica unitaria. Il cerchio rosso, aggiunto in questa relazione, indica l'area descritta nel testo.

Al momento della stesura della presente relazione, l'area ubicata ad ovest del concentrico (cerchio rosso in figura) rappresenta il tratto di versante in cui si possono verificare fenomeni di caduta massi che insistono su aree parzialmente antropizzate (strade e campi) non oggetto di interventi di sistemazione. Nell'ambito di questo lavoro è quindi stata condotta una simulazione numerica di caduta massi in quest'area, utilizzando il software Masco v.2, lungo la sezione B-B' (Figura 24).



**Figura 24** – Stralcio della carta geologica con rappresentata la sezione B-B' utilizzata nelle verifiche di rotolamento massi. In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.

Le aree di distacco sono state ipotizzate in corrispondenza delle pareti rocciose ubicate ad una quota compresa tra 613 m e 692 m e tra 587 m e 607 m.

La volumetria dei blocchi potenzialmente instabili è stata determinata mediante rilievi di terreno che hanno evidenziato la presenza di blocchi mediamente di  $1 \text{ m}^3$ ; sono stati osservati localmente massi instabili di dimensione fino a circa  $5 \text{ m}^3$  (Figura 25), che tuttavia si presentano fratturati e pertanto, in caso di crollo, si separerebbero in massi di dimensione minore.

Per la valutazione della volumetria è stata inoltre utilizzata la relazione di Hudson e Priest (1979) che definisce l'indice della dimensione dei blocchi  $I_b$ :

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

con  $S_1, S_2, S_3$  = spazature medie delle tre famiglie principali di discontinuità.

Le volumetrie massime ottenute utilizzando i dati dei rilievi strutturali (allegato 1) eseguiti a monte di Urbiano sono riassunte in Tabella 7. Si precisa che i rilievi strutturali sono stati realizzati all'interno dei calcescisti filladici in prossimità del contatto tettonico con le rocce prasnitiche, e pertanto in corrispondenza di affioramenti molto fratturati: pertanto le volumetrie che risultano dal calcolo sono inferiori a quelle osservate sul terreno.

Rilievo geomeccanico	Discontinuità	spaziatura media	lb (m)	Vmedio (m <sup>3</sup> )
SG011	K2	0.35	0.58	0.20
	K2b	0.84		
	K3b	0.56		
SG047	Sc	0.5	0.50	0.13
	J1	0.5		
	J2	0.5		
SG048	J1	0.55	0.46	0.10
	J2	0.275		
	J3	0.55		

**Tabella 7** – Principali dati di rilievi geomeccanici ubicati a monte di Urbiano con volumetrie medie di blocchi instabili.



**Figura 25** – Massi instabili fratturati sopra la stradastrada per Seghino (quota 660 m circa).

Dalle evidenze di terreno e dall'analisi dei dati strutturali le volumetrie dei blocchi sono comprese tra 1 e 2 m<sup>3</sup>. Si assumono blocchi di progetto con volumi di 1 m<sup>3</sup>, 5 m<sup>3</sup> e 8 m<sup>3</sup>.

Si riporta di seguito una sintesi dei parametri utilizzati (Tabella 8) e dei risultati delle simulazioni.

Tipo substrato	Coefficiente di restituzione $E$ (-)	Angolo d'attrito masso-versante $\Phi$ (°)
roccia affiorante integra	0.4	19
copertura detritica	0.2	22

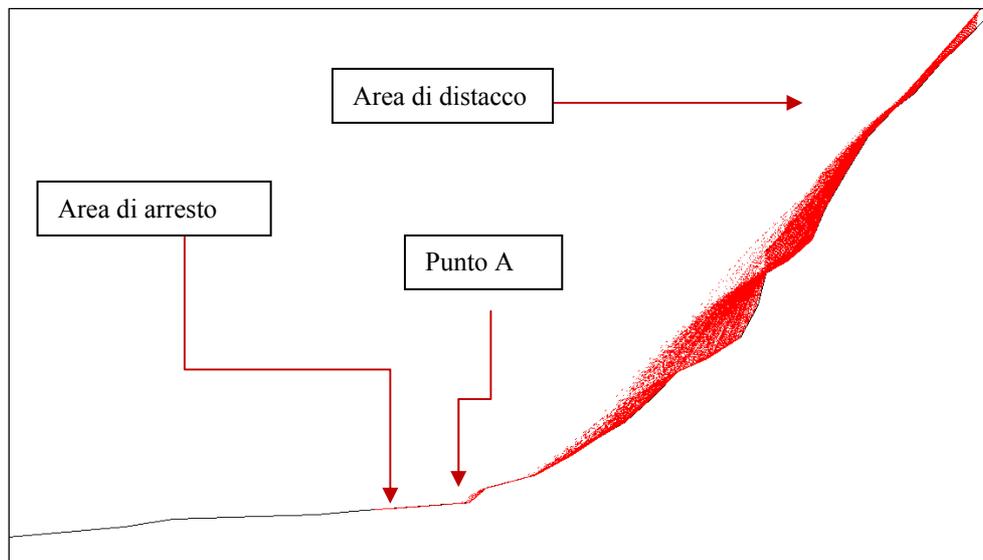
**Tabella 8** – Coefficienti di restituzione e angolo di attrito masso – terreno ricavati mediante back-analysis.

Le simulazioni sono state effettuate per due differenti zone di distacco, poste a quote differenti, entrambe lungo il Profilo B-B' (Figura 24).

I parametri di ingresso possono essere riassunti nel modo seguente:

- litologia
  - zona di distacco: affioramenti rocciosi mediamente fratturati, peso specifico 25,5 kN/m<sup>3</sup>;
  - zona inferiore: depositi di versante.
- volume dei blocchi: 1 m<sup>3</sup>;
- quota zona di distacco:
  - da 613 m a 692 m (Figura 26);
  - da 587 m a 607 m (Figura 30);
- numero simulazioni: 500.

**Zona di distacco da 613 m a 692 m.**



**Figura 26** – Profilo con le traiettorie più probabili con zona di distacco tra 613 m e 692 m.

Le altezze di passaggio dei blocchi nel punto A alla base del versante (531 m circa) sono inferiori a 0.7 m (Figura 27); le velocità osservate a questa quota sono comprese tra 7 e i 3 m/s, con un valore medio di 5.3 m/s (Figura 28); le energie sono inferiori a 400 kJ (Figura 29). Si specifica che in tale punto arrivano 20 massi su 500.

Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio

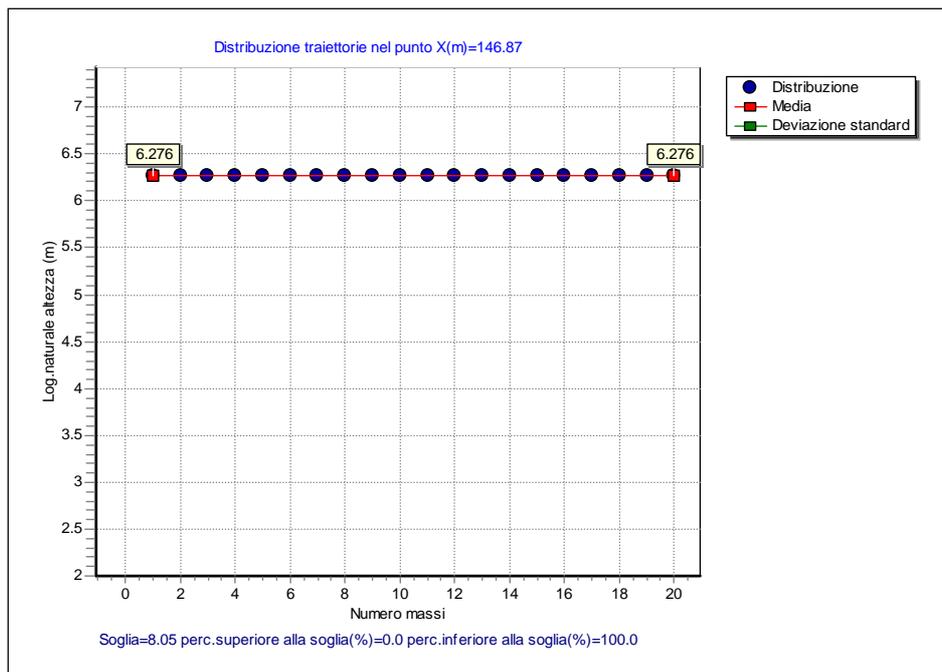


Figura 27 – Grafico in scala logaritmica indicante la quota assoluta (in m s.l.m.) dei rimbalzi a quota 531 m circa (Punto A).

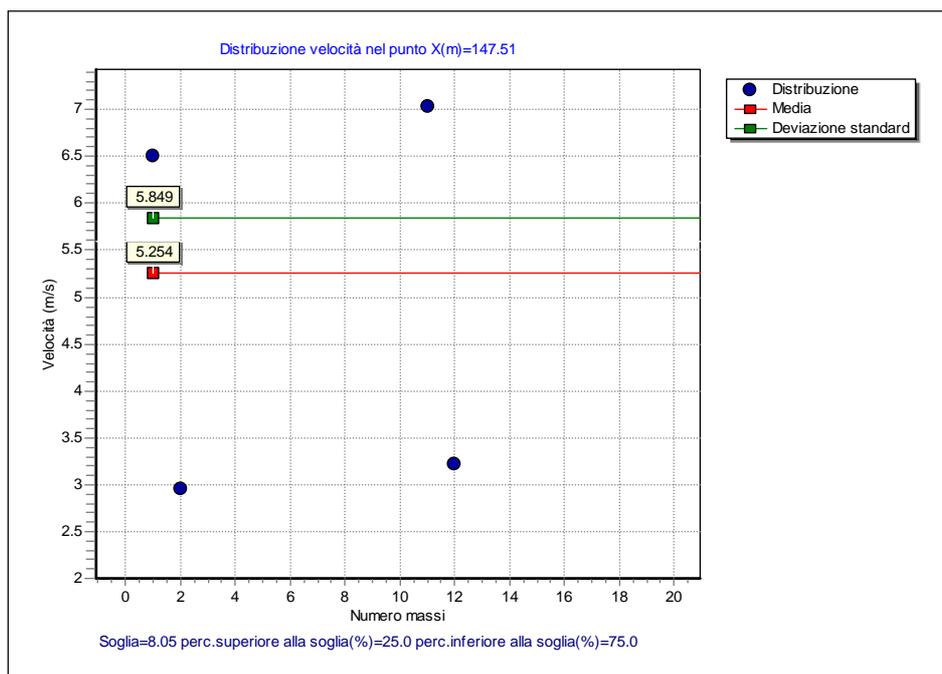


Figura 28 – Grafico delle velocità a quota 531 m circa (Punto A).

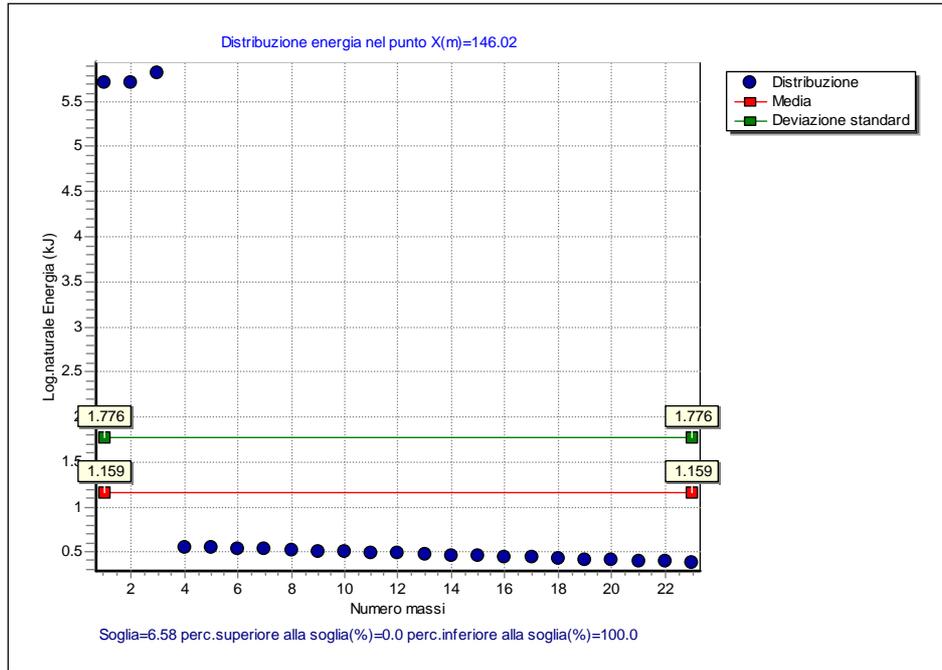


Figura 29 – Grafico in scala logaritmica dell'energia cinetica a quota 531 m circa (Punto A).

### Zona di distacco da 587 m a 607 m.

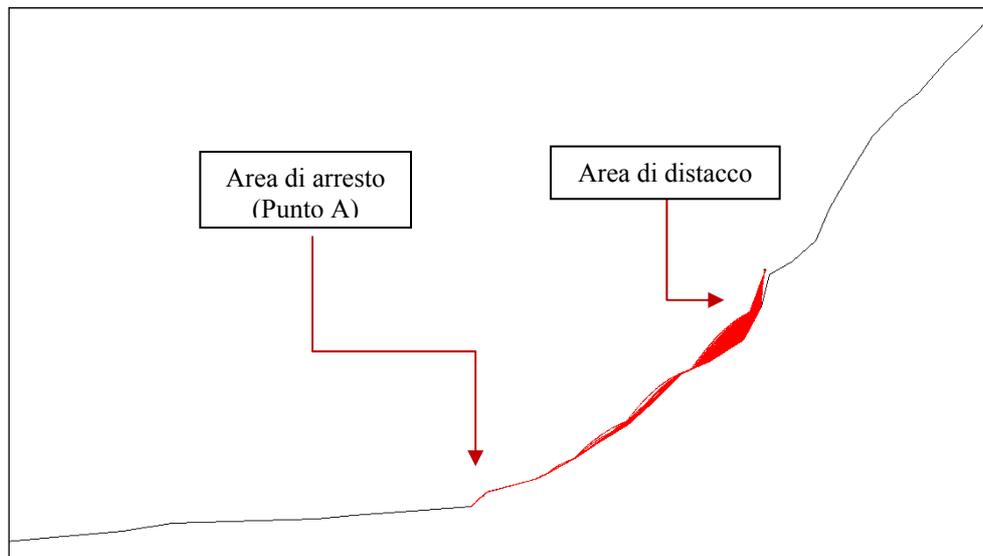


Figura 30 – Profilo con le traiettorie più probabili con zona di distacco tra 587 m e 607 m.

Le altezze di passaggio dei blocchi nel punto A (531 m circa) sono inferiori a 0.7 m (Figura 31); le velocità osservate a questa quota sono inferiori a 5.5 m/s (Figura 32); le energie sono inferiori a 50 kJ (Figura 33). Si specifica che in tale punto arrivano 5 massi su 500.

Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e geotecnica di dettaglio

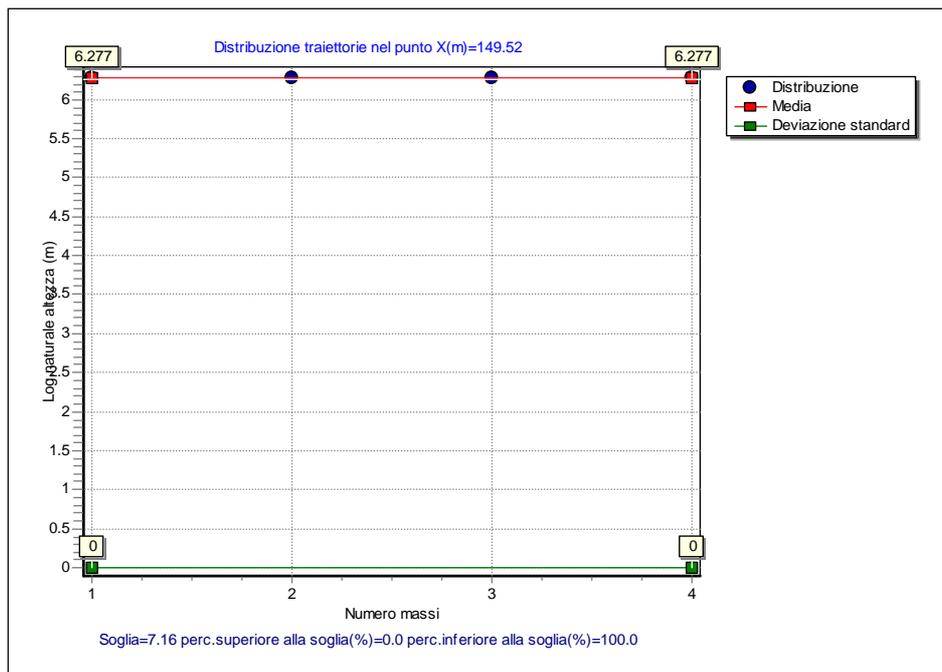


Figura 31 – Grafico in scala logaritmica indicante la quota assoluta (in m s.l.m.) dei rimbalzi a quota 531 m circa (Punto A).

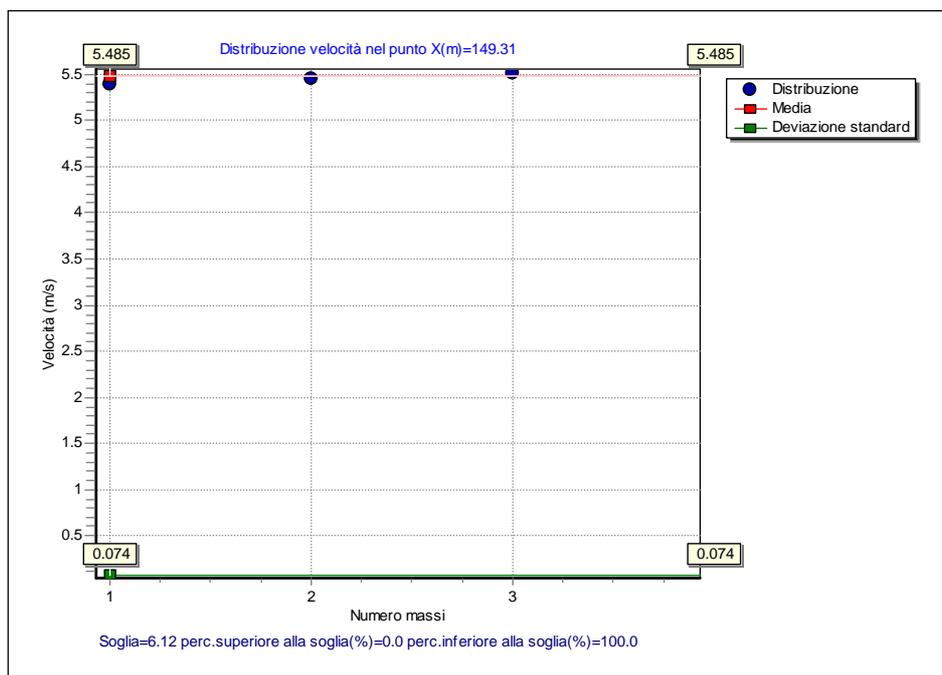


Figura 32 – Grafico delle velocità a quota 531 m circa (Punto A).

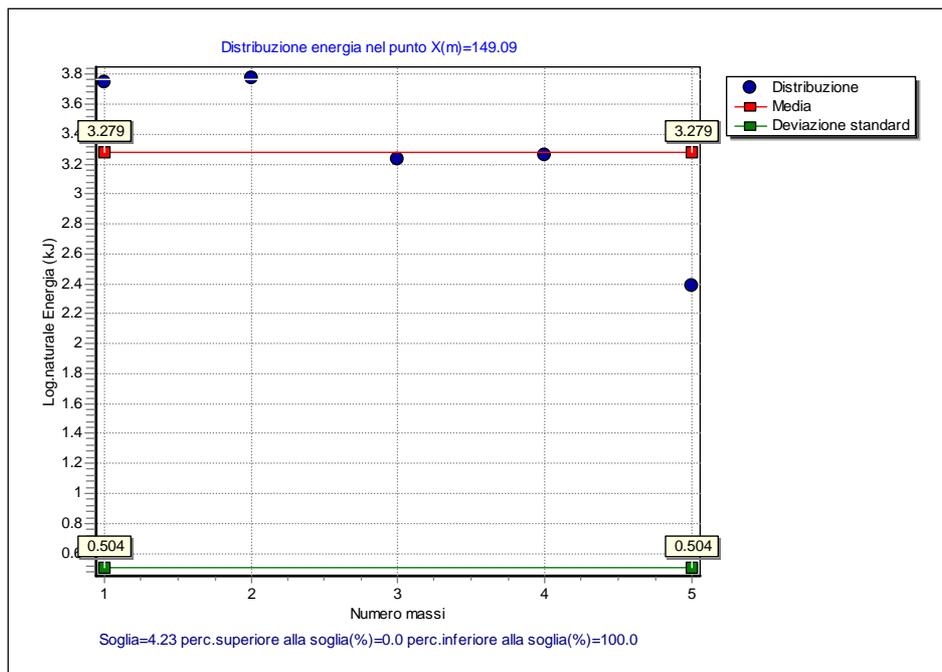


Figura 33 – Grafico in scala logaritmica dell'energia cinetica a quota 531 m circa (Punto A).

### Verifica di caduta massi con barriere paramassi

Le altezze dei rimbalzi sono compatibili con le altezze delle reti disponibili in commercio; la loro capacità di assorbimento dipende dalle volumetrie dei blocchi.

Prendendo in considerazione la simulazione con area di distacco posta a quota compresa tra 613 m e 692 m, che presenta energie cinetiche maggiori nel punto A, ed assumendo una dimensione unitaria dei blocchi (1 m<sup>3</sup>), appare sufficiente una barriera paramassi con altezza di 2 m ed energia assorbibile di 1000 kJ ubicata ad una quota di 531 m circa, essendo l'energia cinetica nel punto A inferiore a 400 kJ (Figura 29; Figura 33).

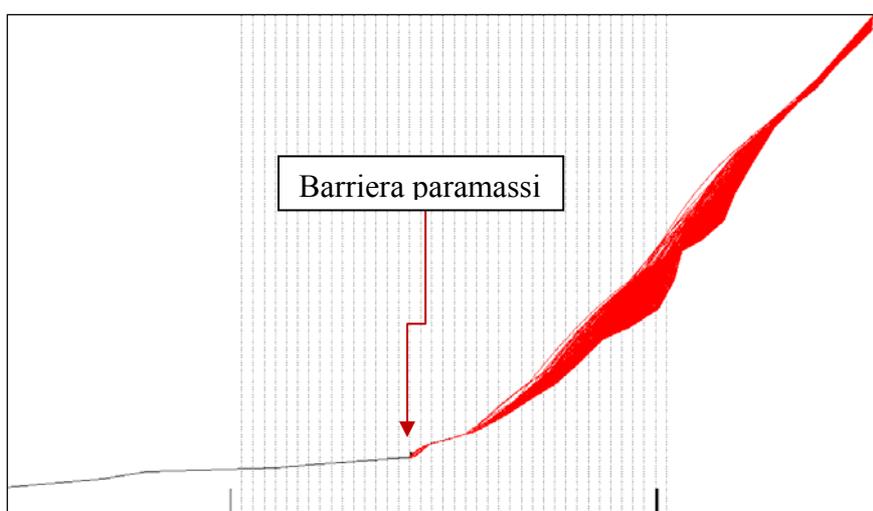


Figura 34 – Profilo con barriera paramassi a 531 m di quota circa.

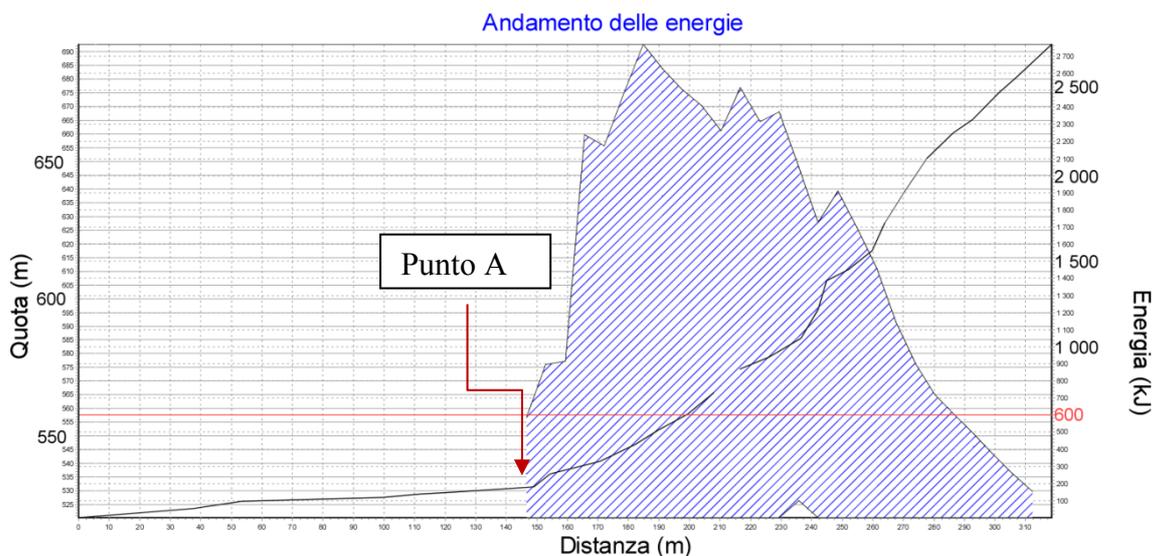


Figura 35 – Distribuzione dell'energia cinetica lungo il profilo per un masso di 1 m<sup>3</sup>.

Per un blocco di dimensioni di 5 m<sup>3</sup> sarà sufficiente una barriera di altezza pari a 2 m ed energia assorbibile di 2500 kJ in quanto per un blocco di tali dimensioni l'energia cinetica nel punto A sarà uguale a 2000 kJ. Le barriere devono essere posizionate alla base del versante (Figura 36).

In alternativa alle barriere paramassi è possibile realizzare un vallo paramassi posto alla base del versante: questa soluzione permetterebbe anche l'arresto di massi di maggiori dimensioni.

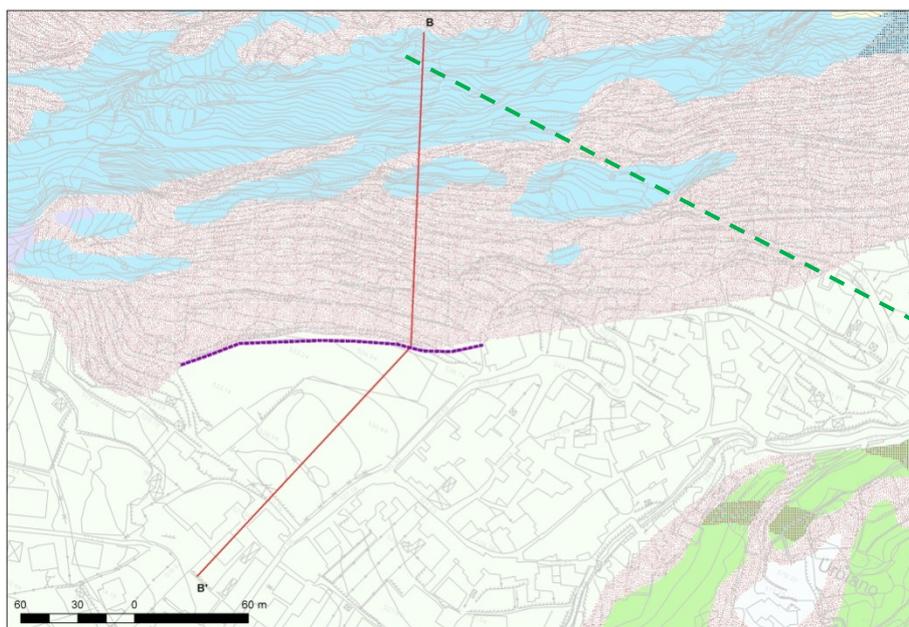


Figura 36 – Posizione indicativa della barriera paramassi da installare alla base del versante.  
 In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.

Per quanto riguarda il versante sinistro del Torrente Giandula, orientato approssimativamente verso nord-ovest, è stata osservata un'area caratterizzata da affioramenti rocciosi fratturati che potrebbero dare luogo a fenomeni di crollo (Figura 37). Tale area risulta ubicata a circa 630 m

di quota, al di sotto del santuario della Madonna dell'Ecova, ed insiste su un tratto di versante non edificato in cui è presente solo un sentiero pedonale. Per completezza, è stata effettuata una simulazione di caduta massi anche in questa zona, sebbene non siano presenti elementi antropici significativi.

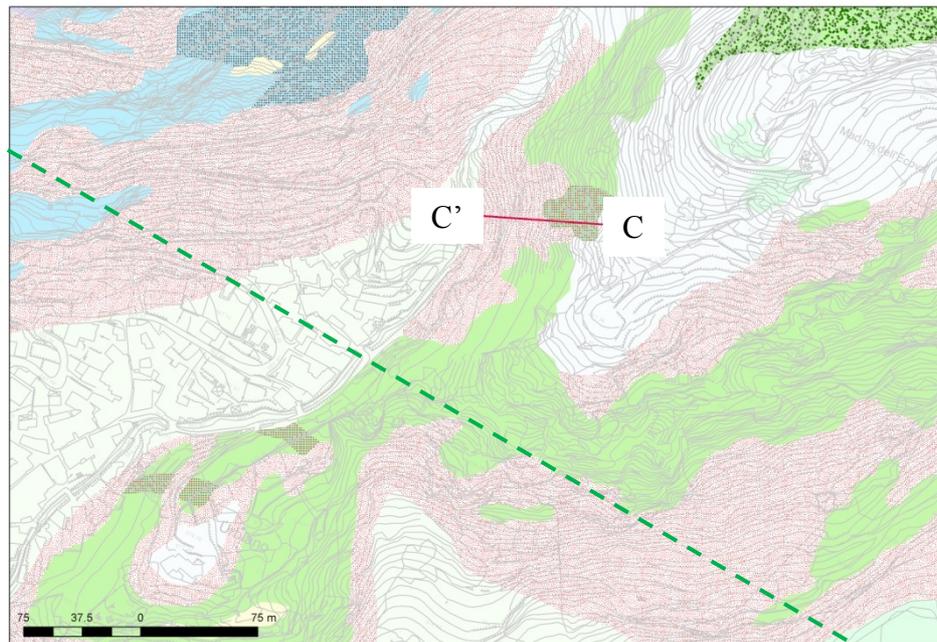


*Figura 37 – Massi instabili nel versante esposto a nord ovest sotto al santuario Madonna dell'Ecova.*

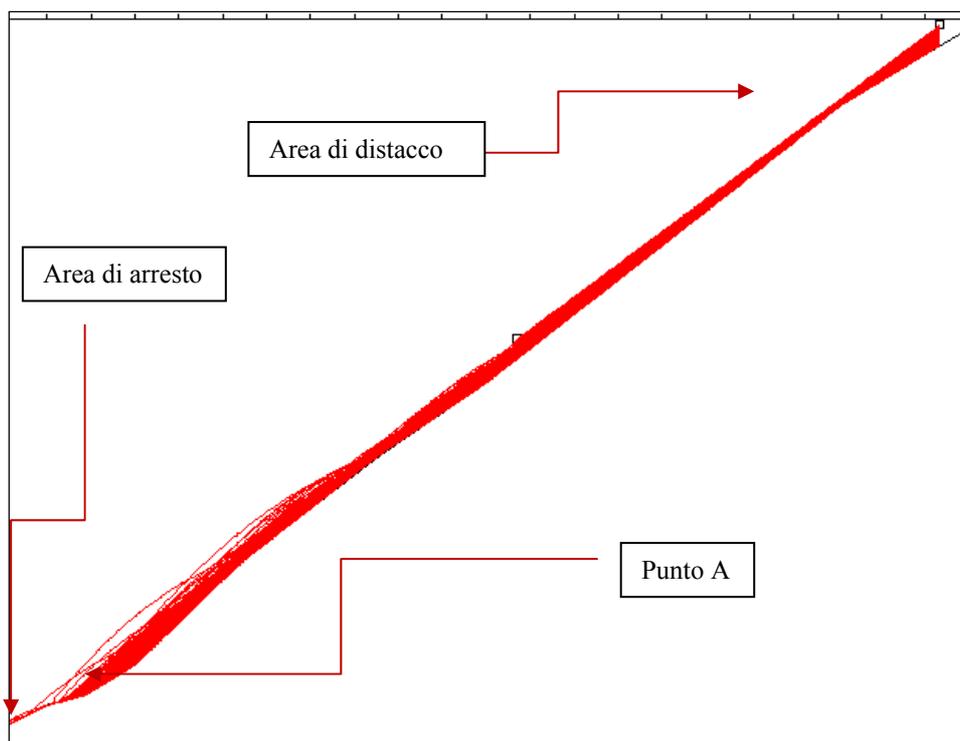
Le aree di distacco sono state ipotizzate in corrispondenza delle pareti rocciose ubicate ad una quota compresa tra 620 m e 648 m. Le volumetrie massime coinvolgibili nel fenomeno di caduta sono analoghe a quelle presentate in Tabella 5, vale a dire da 1 m<sup>3</sup> a 5 m<sup>3</sup>, trattandosi del medesimo litotipo delle simulazioni numericamente precedentemente condotte.

Le simulazioni sono state effettuate lungo il Profilo C-C' (Figura 38; Figura 39) con i seguenti parametri di ingresso (oltre a quelli già descritti in Tabella 8):

- litologia
  - zona di distacco: affioramenti rocciosi mediamente fratturati, peso specifico 27,4 kN/m<sup>3</sup>;
  - zona inferiore: depositi di versante ricoperti da fitta vegetazione arbustiva.
- volume dei blocchi: 1 m<sup>3</sup>;
- quota zona di distacco: da 620 m a 648 m;
- numero simulazioni: 500.



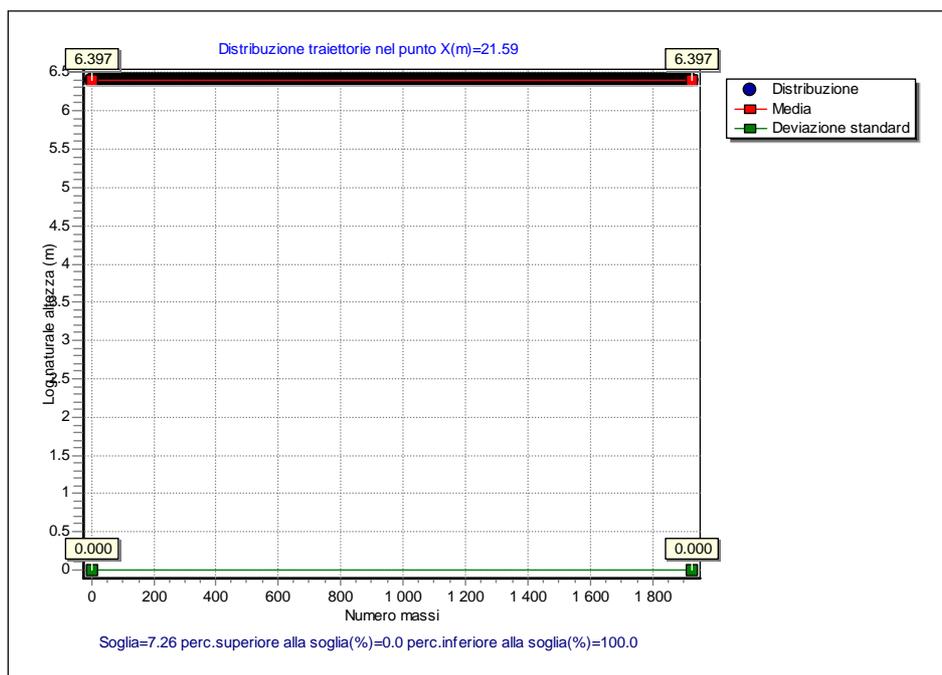
**Figura 38** – Stralcio della carta geologica con rappresentata la sezione C-C' utilizzata nelle verifiche di rotolamento massi. In verde è tratteggiato l'asse del tunnel di base.



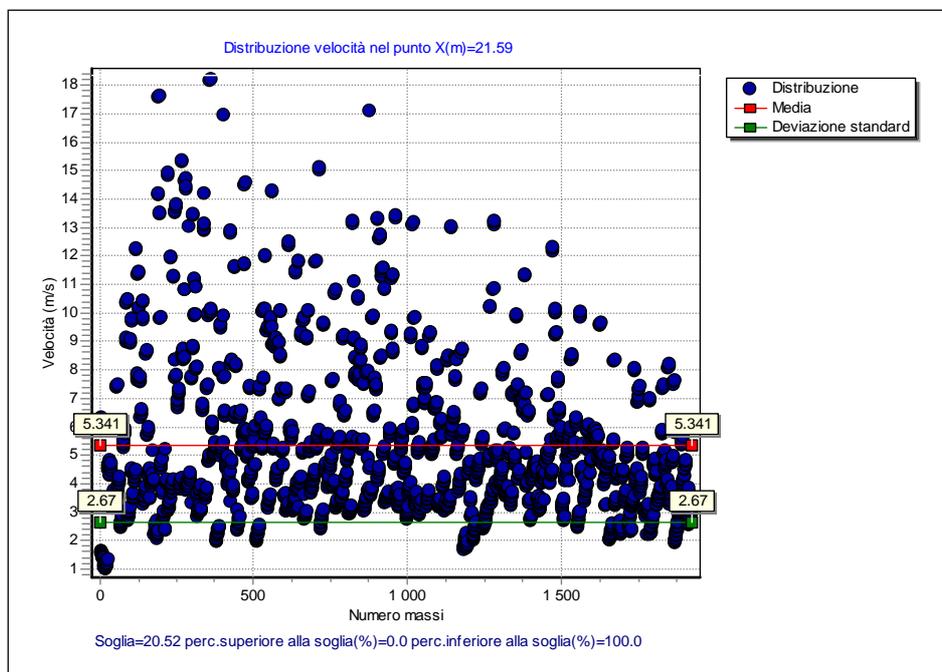
**Figura 39** – Profilo con le traiettorie più probabili con zona di distacco tra 620 m e 648 m.

Le altezze di passaggio dei blocchi nel punto A (a quota 600 m circa, immediatamente a monte del sentiero) sono inferiori a 0,1 m (Figura 40); le velocità osservate a questa quota sono comprese tra 18 e 1 m/s, con un valore medio di 5,3 m/s (Figura 41); le energie sono inferiori a 500 kJ (Figura 42). Si specifica che in tale punto arrivano 1800 massi. Tale valore

deriva è superiore al numero di massi lanciati poiché nella simulazione il blocco durante la caduta si frammenta in più pezzi, aumentando di fatto il numero di traiettorie simulate.



**Figura 40** – Grafico in scala logaritmica delle quote assolute (in m s.l.m.) dei rimbalzi a quota 600 m circa (Punto A).



**Figura 41** – Grafico delle velocità a quota 600 m circa (Punto A).

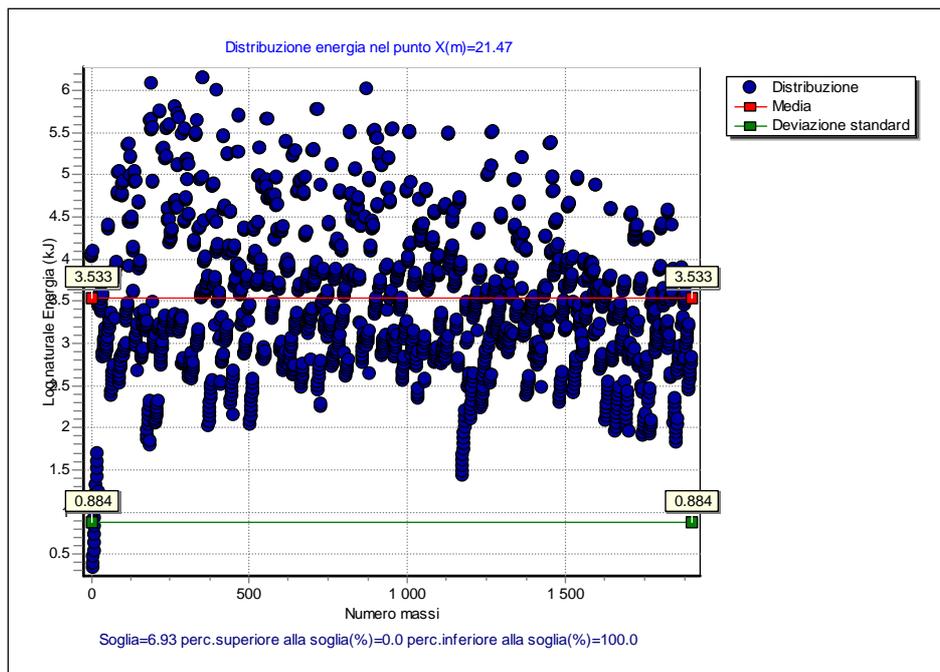


Figura 42 – Grafico in scala logaritmica dell'energia cinetica a quota 600 m circa (Punto A).

### Verifica di caduta massi con barriere paramassi

Dall'analisi dei dati strutturali le volumetrie dei blocchi sono comprese tra 1 e 5 m<sup>3</sup>. I blocchi presenti nel detrito non raggiungono le dimensioni massime probabilmente in quanto, in seguito all'impatto al suolo, tali blocchi si rompono. Cautelativamente si assumono tuttavia blocchi di progetto con volumi di 1 m<sup>3</sup>, 2 m<sup>3</sup> e 5 m<sup>3</sup>.

Le altezze dei rimbalzi sono compatibili con le altezze delle reti disponibili in commercio; la loro capacità di assorbimento dipende dalle volumetrie dei blocchi.

Assumendo una dimensione dei blocchi inferiore a 1 m<sup>3</sup>, come verificata dall'osservazione dei blocchi presenti nel detrito di falda, è sufficiente una barriera paramassi con altezza di 2 m ed energia assorbibile di 600 kJ ubicata ad una quota di 600 m circa, essendo l'energia cinetica nel punto A inferiore a 492 kJ (Figura 43; Figura 44).

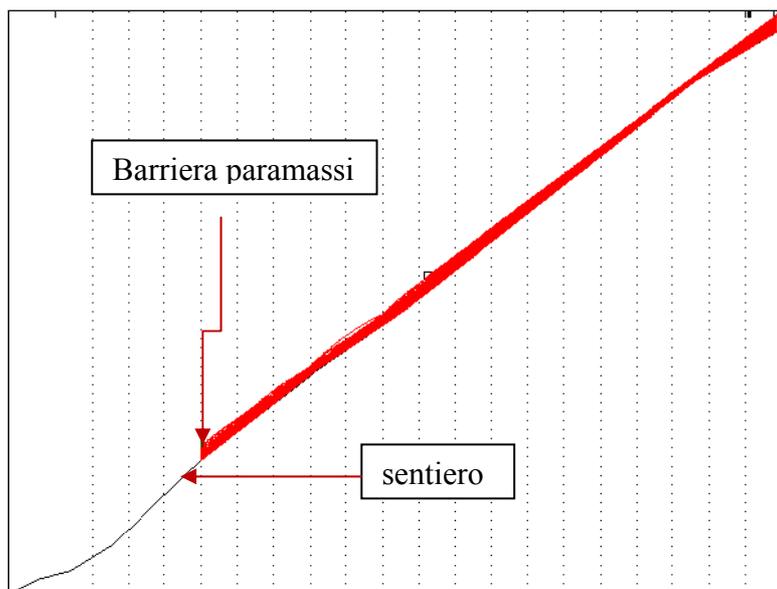


Figura 43 – Profilo con barriera paramassi a 600 m di quota circa.

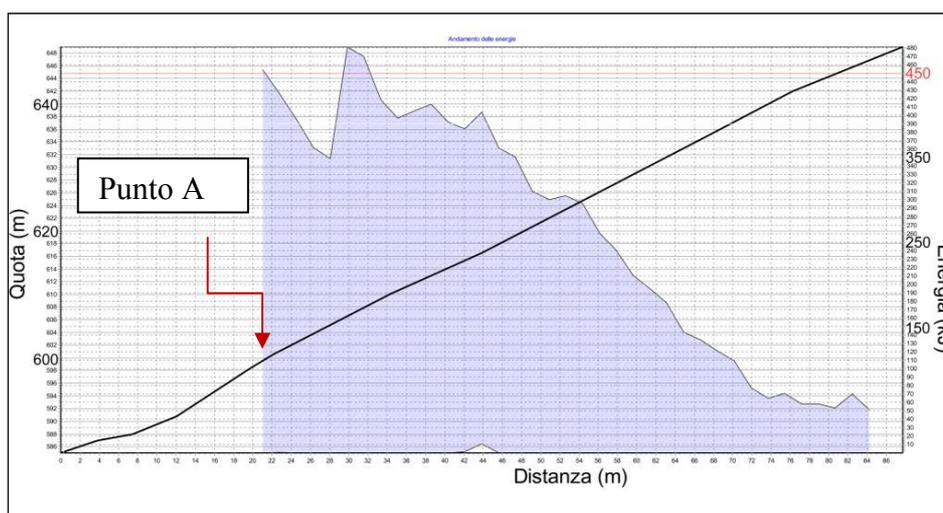
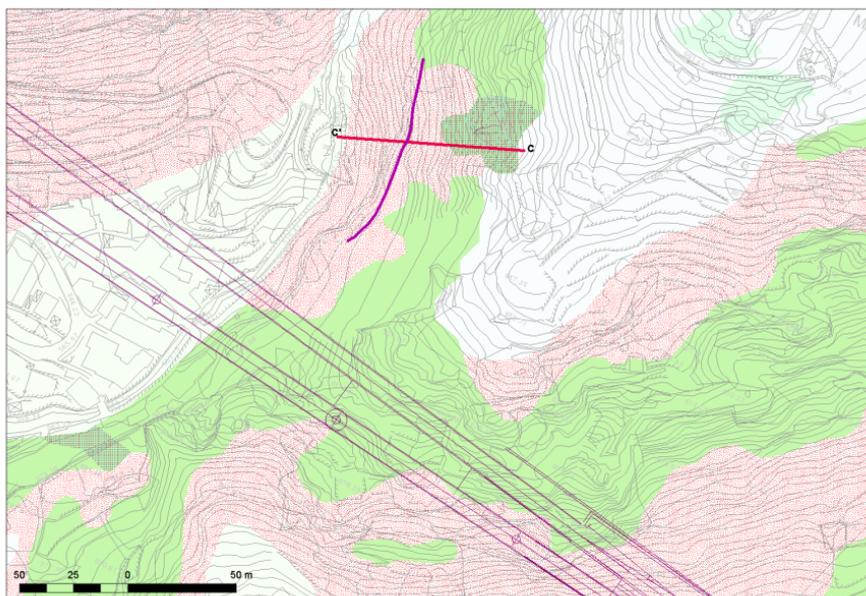


Figura 44 – Distribuzione dell'energia cinetica lungo il profilo per un masso di 1 m<sup>3</sup>.

Per un blocco di dimensioni di 2 m<sup>3</sup> sarà sufficiente una barriera di altezza pari a 2 m ed energia assorbibile di 1200 kJ in quanto per un blocco di tali dimensioni l'energia cinetica nel punto A sarà inferiore ai 1000 kJ. Inoltre, è stato verificato il caso limite, poco probabile, del distacco di blocchi di 5 m<sup>3</sup>; in questo caso sarà necessaria una barriera paramassi con altezza 2 m ed energia assorbibile 2500 kJ, essendo l'energia cinetica dei blocchi nel punto A pari a 2460 kJ.

L'ubicazione indicativa della barriera proposta è mostrata in Figura 45.



**Figura 45** – Posizione indicativa in cui installare la barriera paramassi sul versante a monte del sentiero.

Nello stesso versante sinistro, a circa 150 m di distanza, sono presenti alcune abitazioni, ubicate sulla sponda sinistra del Torrente Giandula. Negli affioramenti presenti al di sopra di queste abitazioni non sono stati osservati blocchi intabili né porzioni rocciose significativamente fratturate, e pertanto non è stata eseguita una simulazione di caduta massi.



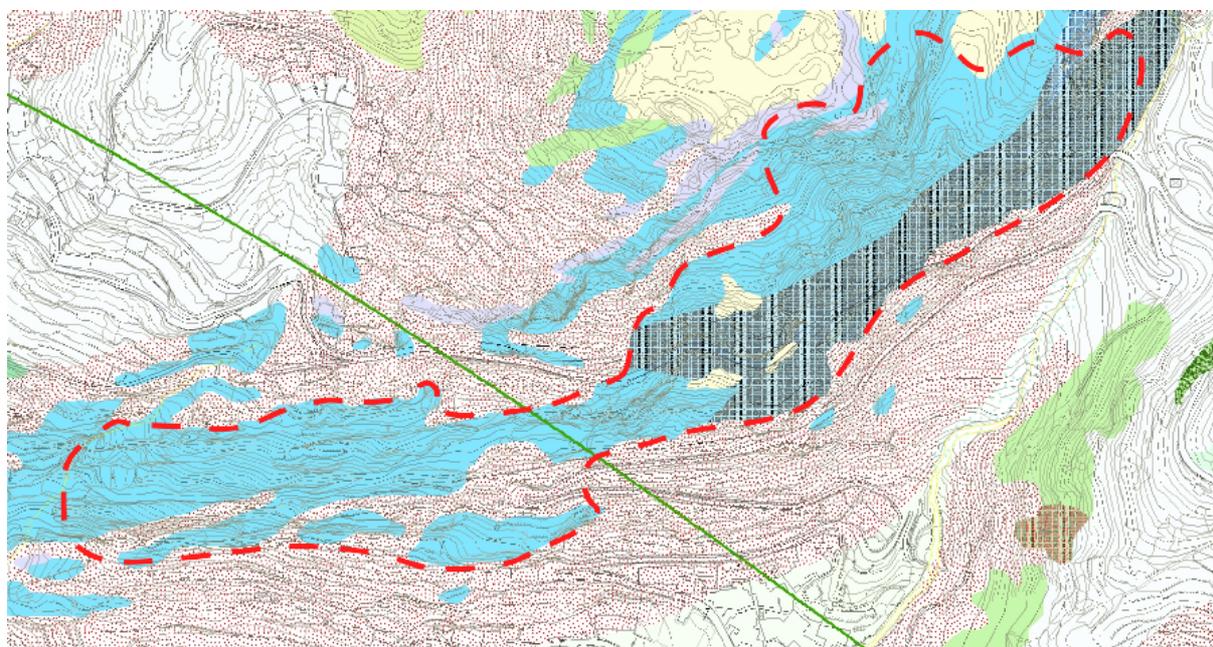
**Figura 46** – Panoramica presa dalla strada che collega Urbiano a Seghino, verso sud-est.  
La freccia indica gli affioramenti presenti a monte degli edifici ubicati sulla sponda destra del Giandula.

I risultati dello studio condotto nel presente lavoro sono paragonabili a quelli condotti precedentemente nell'ambito del PRGC.

In sintesi, considerando che lo scavo del tunnel è previsto con metodologia tradizionale (martello pesante) nella tratta tra l'imbocco Mompantero e il contatto tra unità ofiolitiche e

calcescisti filladici, pur considerando improbabile l'innescò di fenomeni di caduta massi per effetto delle vibrazioni indotte dallo scavo del tunnel sui versanti soprastanti l'abitato di Urbiano, è stato realizzato uno studio geomorfologico integrato da simulazioni di caduta massi per valutare la pericolosità delle aree dei medesimi versanti e per individuare eventuali interventi di sistemazione.

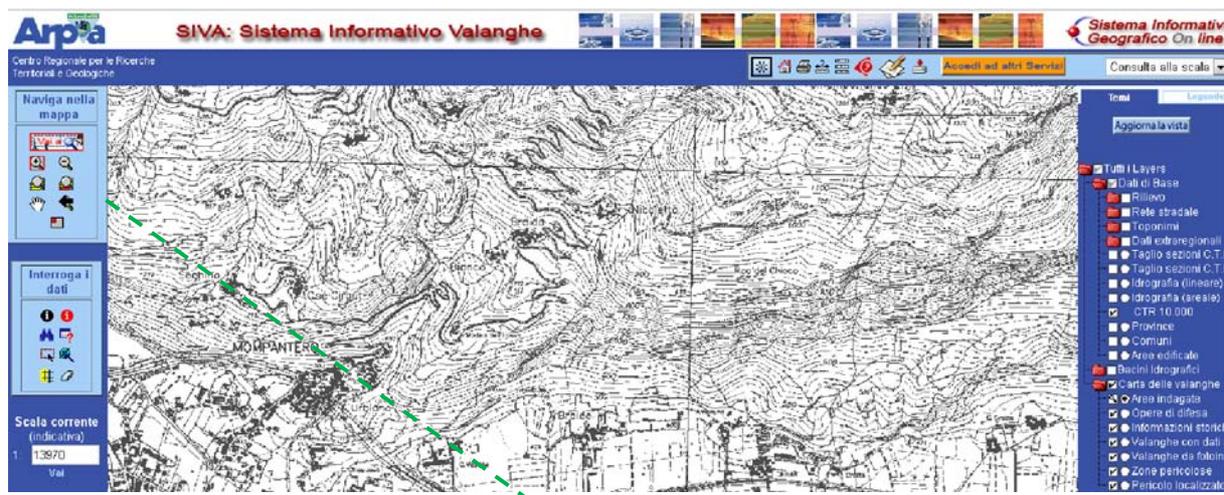
Nella fase progettuale successiva sarà necessario effettuare un rilievo topografico di dettaglio (rif. Figura 47) per individuare la presenza dei principali massi instabili da disaggiare o stabilizzare mediante chiodature: tale rilievo potrà essere eseguito solo al termine dell'esecuzione dei lavori di installazione di nuove barriere e reti paramassi in corso di realizzazione contemporaneamente alla stesura della presente relazione; tenendo conto della naturale evoluzione del versante, molto soggetta a fenomeni meteorici intensi e agli effetti del gelo-disgelo, si ritiene che questo studio debba essere effettuato in fase di PE per ridurre l'intervallo temporale tra la sua realizzazione e l'inizio dei lavori di scavo del tunnel.



*Figura 47 – Stralcio della carta geologica; i principali affioramenti da cui possono innescarsi fenomeni di caduta massi sono evidenziati con la linea rossa tratteggiata. La linea verde indica l'asse del tunnel di base. Per la legenda si rimanda alla carta geologica di progetto.*

### 3.3 Attività di versante - valanghe

I dati contenuti nel SIVA – Sistema informativo Valanghe, consultato sul sito web [http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_valanghe/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_valanghe/viewer.htm) in luglio 2012 non riportano fenomeni valanghivi nel settore studiato o nel versante soprastante.

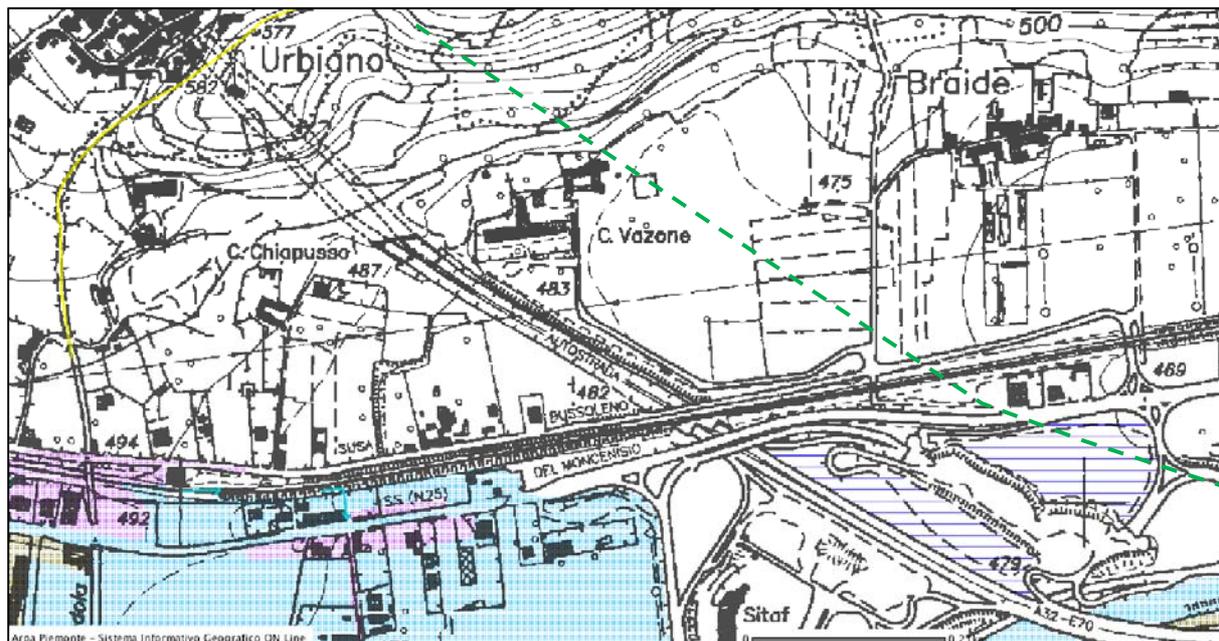


*Figura 48 – Stralcio della carta del SIVA – Sistema Informativo Valanghe (fonte: sito web [http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_valanghe/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_valanghe/viewer.htm)).  
La linea tratteggiata verde indica l'asse del tunnel di base.*

### 3.4 Attività fluvio-torrentizia – Fiume Dora Riparia

L'area pianeggiante al piede del versante è ubicata su depositi alluvionali di pertinenza della Dora Riparia, e dista circa 600 m dall'alveo attivo del corso d'acqua. L'area è inoltre situata al di fuori delle fasce fluviali, essendo posizionata a circa 250 m dal limite esterno della Fascia C. Si può quindi escludere la possibile interazione delle acque della Dora Riparia con l'area dell'imbocco, anche in concomitanza con eventi di piena eccezionali.

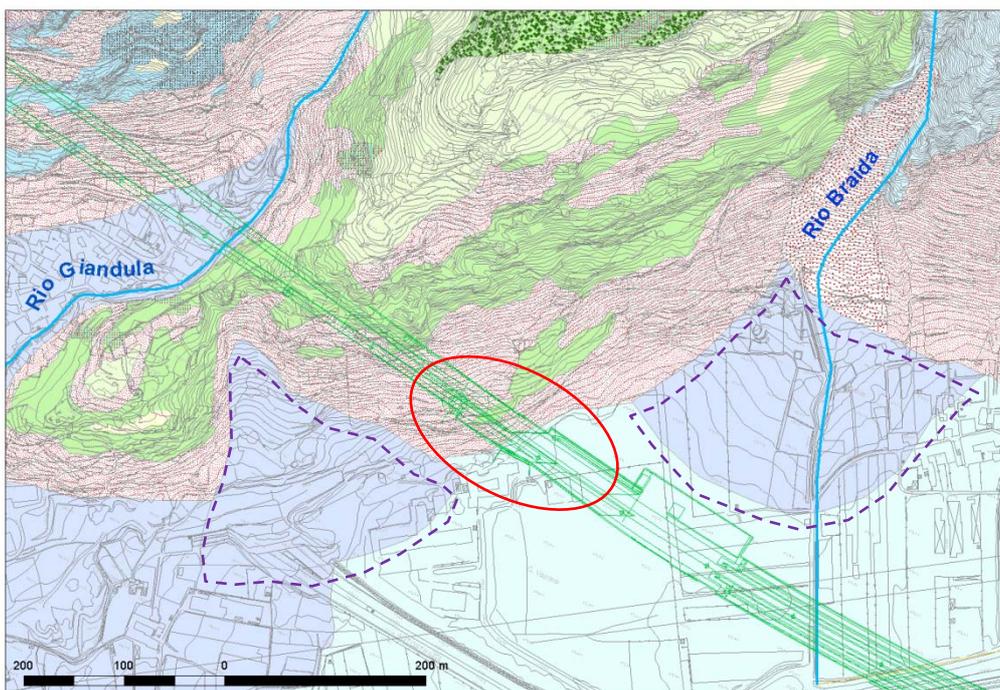
Durante l'evento alluvionale dell'ottobre 2000 non sono stati segnalati fenomeni di esondazione, nell'area dell'imbocco né nelle sue vicinanze (fonte: sito web di ARPA Piemonte ([http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_a00/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_a00/viewer.htm), consultato in agosto 2012).



**Figura 49** – Stralcio carta eventi alluvionali 2000. Sono evidenziate le aree inondate-allagate (azzurro), quelle interessate da deposito grossolano (viola) e i settori interessati da ristagno d'acqua (rigettato blu); per la legenda completa si rimanda alla Carta Geologica in scala 1:10.000 - Fonte: [http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo\\_dissesto/w\\_arpa\\_ib\\_a00/viewer.htm](http://webgis.arpa.piemonte.it/website/geo_dissesto/w_arpa_ib_a00/viewer.htm).

### 3.5 Attività fluvio-torrentizia – Rii tributari

Per quanto riguarda la dinamica fluvio-torrentizia dei rii tributari della Dora Riparia, ai lati dell'area dell'imbocco sono presenti due conoidi, esterni all'area di progetto (**Figura 50**). Il primo, ubicato ad ovest dell'imbocco e all'esterno dell'area di cantiere, forma un apparato alluvionale-detritico disconnesso dal reticolo idrografico attuale. È probabile che il conoide si sia formato per saltuari fenomeni di diversione del Torrente Giandula, in periodi in cui quest'ultimo scorreva in un alveo meno incassato rispetto all'attuale: infatti la dimensione del conoide non appare congruente con il quasi inesistente bacino di alimentazione attuale. Pertanto il conoide è da considerarsi stabilizzato naturalmente e caratterizzato da pericolosità nulla.



**Figura 50** – Conoidi ai lati dell'imbocco.

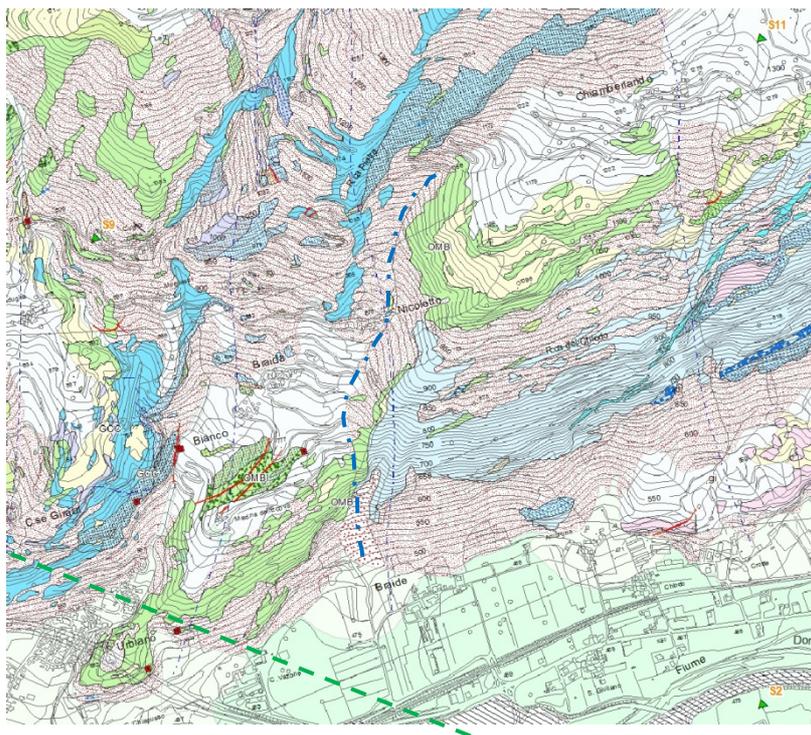
L'origine del secondo conoide, ubicato ad est dell'imbocco, è anch'esso di origine mista alluvionale-detritica (Figura 51). La debole pendenza del conoide, pari a circa  $15^\circ$  in zona apicale, unita all'assenza di un canale di deflusso definito, testimoniano la bassa attività e la bassa pericolosità del conoide. Inoltre, secondo la banca dati ARPA non sono stati osservati fenomeni di esondazione nel corso degli ultimi eventi alluvionali. Si segnala tuttavia che gli elaborati del PRGC di Susa riportano fenomeni di esondazione da parte di acque a bassa energia nella parte sinistra del conoide. Il progetto prevede la realizzazione di un tratto di strada di servizio per l'accesso all'imbocco nella parte più distale del conoide.



*Figura 51 – Conoide di origine mista ad est del tracciato.*

Per il conoide del Rio Braide è stata calcolata la magnitudo, intesa come volumetria di materiale detritico potenzialmente trasportata durante eventi di piena eccezionali, utilizzando il metodo di Hungr et al. (1984). Il metodo calcola la magnitudo considerando l'apporto di detrito che può fornire il reticolo idrografico, suddiviso in tratti omogenei per caratteristiche geologiche e di pendenza. La lunghezza dei singoli tratti omogenei viene moltiplicata per l'apporto detritico della classe di appartenenza del tratto. La somma dei valori risultanti per ogni tratto fornisce l'indicazione della magnitudo.

Per quanto riguarda il Rio Braide, il reticolo presente nel bacino di alimentazione è costituito sostanzialmente da un unico corso d'acqua, che scorre principalmente in depositi detritici e parzialmente in roccia: sono quindi stati individuati tratti omogenei riconducibili alle classi A e C (Tabella 9). Nel calcolo è stato considerato come apporto detritico unitario il valore medio indicato per ogni classe.



**Figura 52** – Stralcio della Carta Geologica per la zona a monte del conoide del Rio Braide. Puntinato rosso: detrito di falda. Aree verdi: substrato (prasiniti). La linea blu tratteggiata indica l'alveo del corso d'acqua. La linea verde tratteggiata indica l'asse delle opere di progetto. Per la legenda completa si rimanda alla Carta Geologica in scala 1:10.000.

Classe	Pendenza alveo (°)	Materiale alveo	Sponde	Condizioni di stabilità	Apporto detritico unitario (m <sup>3</sup> /m)
A	20 - 35	Roccia	Non erodibili	Stabile (virtuale assenza di detrito)	0 - 5
B	10 - 20	Sottile strato di detrito o suolo sciolto su roccia	Non erodibili (roccia)	Stabile	5 - 10
C	10 - 20	Copertura detritica o morena	Altezza < 5 m	Stabile	10 - 15
D	10 - 20	Copertura detritica o morena	Detrito, altezza > 5 m	Angolo di riposo del materiale	15 - 30
E	10 - 20	Copertura detritica o morena	Detrito, altezza > 20 m	Sponde potenzialm. instabili (area in frana)	Fino a 200 (sorgente di detrito localizzata)

**Tabella 9** - Valori indicativi dell'apporto detritico unitario per diversi tipi di alvei torrentizi (da Hungr et al., 1984).

Il risultato dell'applicazione del metodo indica una magnitudo pari a 12750 m<sup>3</sup>. Di tale valore si dovrà tenere conto in caso sia necessario realizzare attraversamenti sul canale principale del conoide. Si precisa che applicando la metodologia AFHE (Fontan et al., 2004) risulta per il bacino di alimentazione un indice di pericolosità pari a 0,064 e indica un grado di pericolosità medio-basso.

Nell'area dell'imbocco è presente un canale presumibilmente irriguo, il cui tracciato a cielo aperto termina in corrispondenza dell'edificio ad est della casa di riposo. Per mettere in sicurezza l'area di lavoro da possibili fenomeni di esondazione da parte di acque del canale è necessario verificare che le sezioni di deflusso di tutti gli attraversamenti del canale fino alla confluenza nella Dora siano sufficienti, e prevedere nella fase progettuale successiva interventi per adeguarle nel caso non lo siano.

### **3.6 Considerazioni conclusive e prescrizioni**

Sulla base dei risultati dello studio per quanto riguarda la progettazione dell'opera oggetto della presente relazione, si fanno le seguenti prescrizioni:

#### **Versante destro del Rio Giandula (esposto a sud)**

1. In via cautelativa, prima dell'inizio dello scavo del tunnel dovranno essere eseguiti interventi di disgaggio o chiodatura dei principali massi instabili, la cui ubicazione dovrà essere determinata mediante confronto tra la superficie topografica rilevata con rilievo di dettaglio citato al precedente paragrafo e la giacitura dei principali giunti presenti nell'ammasso roccioso.
2. In sede di progetto esecutivo, in corrispondenza di quei massi che per difficoltà di accesso non potranno essere rimossi o stabilizzati, dovrà essere installato un sistema di monitoraggio delle vibrazioni in modo da verificare e quantificare le vibrazioni indotte dallo scavo e per rilevare la loro eventuale movimentazione. Tale sistema dovrà essere attivo già dalle fasi iniziali del periodo di scavo.
3. Dato lo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, caratterizzato in questa zona da fratture aperte, si ritiene necessaria la posa di mire GPS per il monitoraggio di movimenti più profondi. Si propone di inserire i risultati di tale sistema di monitoraggio nella Rete di Monitoraggio dei Fenomeni Franosi di ARPA Piemonte.

#### **Versante sinistro del Rio Giandula(esposto a nord-ovest)**

1. A tergo delle case ubicate sulla sponda sinistra del Torrente Giandula si consiglia l'installazione di pannelli di rete aderente.

Infine, pur non volendo in questa sede individuare tutti gli interventi necessari per la stabilizzazione definitiva dei versanti che insistono sull'abitato di Urbano, per rendere completo lo studio sono state evidenziate alcune criticità che prescindono dall'opera in progetto ma che potrebbero essere amplificate dagli effetti delle vibrazioni indotte dallo scavo del tunnel. Si riportano di seguito i risultati di tale analisi:

#### **Versante destro del Rio Giandula(esposto a sud)**

1. L'efficacia delle barriere paramassi installate negli anni '90 del secolo scorso appare critica a causa dell'età e dell'indeterminatezza delle loro caratteristiche tecniche. Si consiglia pertanto la loro sostituzione con nuove barriere, di energia pari o superiore a quella delle reti installate nel 2012 (2000 kJ).
2. Per la messa in sicurezza dell'area ubicata ad ovest del concentrico, appare necessario realizzare opere di difesa al piede del versante (ad es. reti o vallo paramassi, in grado di assorbire energia 3200 kJ).

### **Versante sinistro del Rio Giandula(esposto a nord-ovest)**

1. A valle dell'area in cui sono possibili fenomeni di caduta massi è presente un solo elemento antropico, rappresentato da un sentiero pedonale. Qualora venisse evidenziata la necessità di mettere in sicurezza il sentiero, sarà da prevedere la realizzazione di una barriera paramassi in grado di assorbire energia di 2500 kJ, o in alternativa la stabilizzazione della parete rocciosa soprastante mediante disgaggio e/o chiodatura dei massi instabili.

#### ***3.6.1 Sintesi opere di difesa e interventi proposti***

Per la messa in sicurezza delle aree di cantiere e dell'area dell'imbocco da potenziali fenomeni di caduta massi sarà necessario prevedere l'installazione di barriere paramassi capaci di assorbire energia superiore a 4250 kJ; ciò dovrà avvenire a monte degli sbancamenti che verranno realizzati, lungo tutto il ciglio delle scarpate, in maniera tale che le barriere siano in ogni punto trasversali alla linea di massima pendenza (**Figura 16**). Le pareti rocciose realizzate in seguito agli sbancamenti dovranno essere stabilizzate con chiodature, installazione di reti aderenti e/o ogni altro sistema idoneo. Si dovranno inoltre prevedere canalette superficiali di raccolta delle acque di ruscellamento e drenaggi nell'ammasso roccioso nel tratto basale delle scarpate, per allontanare le stesse dal ciglio delle scarpate e limitarne l'infiltrazione sul versante a tergo.

Per quanto riguarda le pareti sovrastanti l'abitato di Urbiano lungo la strada per la frazione Seghino, prima dell'inizio dello scavo del tunnel dovranno essere eseguiti interventi di disgaggio o chiodatura dei principali massi instabili, la cui ubicazione dovrà essere determinata a seguito di rilievo topografico di dettaglio, e si dovrà realizzare una rete di monitoraggio delle vibrazioni sulle pareti e dei movimenti dei principali blocchi instabile (sensori nelle reti paramassi e locali fessurimetri) (**Figura 47**). Si consiglia inoltre la sostituzione delle reti paramassi esistenti e la realizzazione di barriere paramassi su entrambi i versanti (**Figura 36** e **Figura 45**). Inoltre, a tergo delle case dell'abitato di Urbiano ubicate sulla sponda sinistra del Torrente Giandula, si consiglia l'installazione di una rete aderente (**Figura 46**).

Per quanto riguarda l'attività fluvio-torrentizia, non si osservano particolari criticità. Si ricorda comunque che eventuali attraversamenti sul canale principale del conoide del rio Braide, ad est dell'imbocco, dovranno essere realizzati in modo da garantire il deflusso delle acque in caso di piena.

## 4. Caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dei terreni e del substrato roccioso e caratterizzazione sismica

In assenza di specifiche indagini e prove geotecniche, sulla base dei rilievi eseguiti, l'imbocco e le opere esterne risultano interessare il substrato prequaternario e le coperture quaternarie. Le coperture sono costituite da detrito di versante e da depositi alluvionali di fondovalle.

In base alle osservazioni condotte e in assenza di dati diretti, i valori proposti dei parametri geotecnici tengono conto anche dei valori caratteristici calcolati per terreni superficiali analoghi, valutati per il progetto, e sono quelli più prossimi ai valori minimi a favore della sicurezza. Alle tre formazioni superficiali possono dunque essere attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Detrito di versante:  $c' = 0-5$  kPa;  $\varphi' = 32-34^\circ$ ;  $\gamma = 20-22$  kN/m<sup>3</sup>;
- Depositi di fondovalle:  $c' = 0-20$  kPa;  $\varphi' = 30-32^\circ$ ;  $\gamma = 19-20$  kN/m<sup>3</sup>;
- Substrato prequaternario:  $c' = 800$  kPa;  $\varphi' = 51^\circ$ ;  $\gamma = 27-28$  kN/m<sup>3</sup>.

### 4.1 Caratterizzazione sismica del suolo

Dal punto di vista geologico, la zona di fondovalle in cui sarà installato in cantiere è parzialmente impostata in depositi quaternari. Per quanto riguarda la categoria sismica di suolo di fondazione, essa è stata determinata sulla base dei risultati di quattro prove sismiche MASW (MASW1-4, in Figura 1), le  $V_{S30}$  determinate nell'area vanno da 495 a 517 m/s. I depositi di fondovalle sono dunque riconducibili alla categoria “**B**: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa)”.

Per quanto riguarda il portale del tunnel, esso sarà realizzato con sbancamento del substrato roccioso. Di conseguenza il suolo di fondazione all'imbocco rientra nella categoria “**A**: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m”.

#### 4.1.1 Aree suscettibili a liquefazione

Con il termine "liquefazione" si intende una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

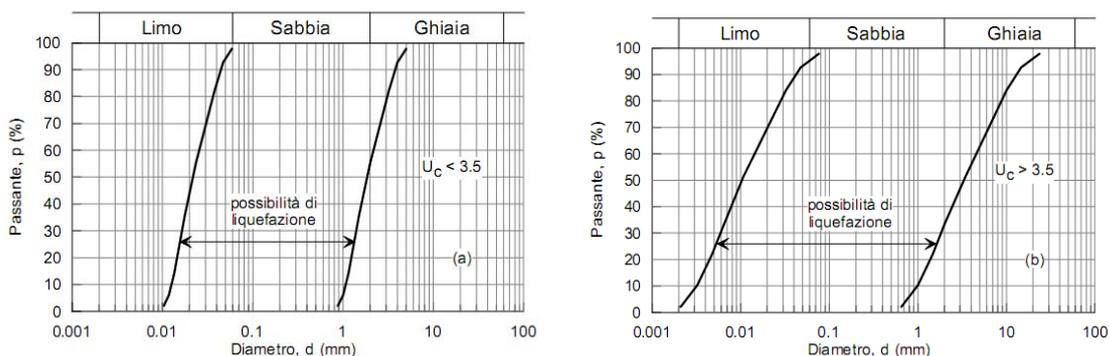
Nella successiva tabella sono riportati i principali fattori che portano alla determinazione dell'azione sismica (DM 14 gennaio 2008). Si precisa che i dati di input della tabella sono presi dal file Spettri-NTCver.1.0.3.xls (individuazione della pericolosità del sito effettuata per comune, indicando Susa per entrambe le aree).

Stati limite	<i>fondovalle</i>				<i>versante</i>			
	SLE		SLU		SLE		SLU	
	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC
Vn	100	100	100	100	100	100	100	100
Classe d'uso	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV
Cu	2	2	2	2	2	2	2	2
Vr	200	200	200	200	200	200	200	200
Pvr	81%	63%	10%	5%	81%	63%	10%	5%
Tr	120	201	1898	3899	120	201	1898	2475
a <sub>g</sub>	0.079	0.098	0.203	0.219	0.080	0.098	0.204	0.219
Fo	2.429	2.440	2.531	2.548	2.428	2.436	2.531	2.547
Tc	0.245	0.250	0.278	0.281	0.246	0.253	0.281	0.285
Categ. Suolo	B	B	B	B	A	A	A	A
β <sub>s</sub>	0.200	0.200	0.280	0.280	0.200	0.200	0.240	0.240
S <sub>s</sub>	1.200	1.200	1.194	1.177	1	1	1	1
St	1	1	1	1	1.2	1.2	1.2	1.2
S	1.200	1.200	1.194	1.177	1.2	1.2	1.2	1.2
a <sub>max</sub>	0.929	1.152	2.380	2.526	0.096	0.118	0.245	0.263
k <sub>h</sub>	0.019	0.023	0.068	0.072	0.008	0.012	0.050	0.058
k <sub>v</sub>	0.009	0.012	0.034	0.036	0.004	0.006	0.025	0.029

**Tabella 10** - Principali fattori che portano alla determinazione dell'azione sismica (DM 14 gennaio 2008).

Per quanto riguarda la suscettibilità a liquefazione delle aree di fondovalle prospicienti alla zona dell'imbocco, si precisa che ai sensi del DM 14 gennaio 2008, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 > 30 oppure  $qc_{1N} > 180$  dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate dal DM (Figura 53).



**Figura 53** – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione. Sinistra: terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$ . Destra: terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

Come evidenziato nella relazione sulla pericolosità sismica (PD2\_C3B\_2015 00-05-94 10-01) e secondo le raccomandazioni ICMS (2008), l'area ricade nella zona sismogenetica ZS9 n. 908, caratterizzata da una magnitudo massima ( $M_{w \max}$ ) pari 6.14.

L'accelerazione massima attesa su roccia è maggiore di 0.10 g, come desumibile dal D.M. 14 gennaio 2008 e dalle mappe di pericolosità di base consultabili sul sito INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it> e Figura 11 in relazione PD2-C3B\_2015 00-05-94 10-01).

Inoltre, pur non avendo a disposizione dati diretti per il settore di Mompantero, si ricorda che nella piana di Susa la soggiacenza della falda in questa zona si attesta intorno a 30-40 m: sulla base delle conoscenze attuali si presume che la soggiacenza sia superiore a 15 m, e risulta pertanto verificata la condizione 3.

L'analisi delle curve granulometriche dei campioni prelevati nei sondaggi terebrati da LTF nella Piana di Susa e di Bussoleno evidenzia l'assenza di livelli potenzialmente suscettibili di liquefazione (condizioni 4 e 5 verificate).

In analogia con quanto determinato per la vicina Piana di Susa (si veda la "Relazione del rischio sismico" rif. PD2-C3B-TS3-2015 00-05-94 10-01), in base ai dati disponibili si esclude la possibilità di fenomeni di liquefazione.

## 5. Idrogeologia

Da un punto di vista idrogeologico, il principale acquifero presente nell'area in esame, all'interno dei depositi alluvionali della Dora Riparia, è costituito dalla falda di fondovalle. Non si hanno informazioni dirette sulla soggiacenza in quest'area, non essendo presenti né pozzi né indagini nelle vicinanze. I dati relativi alla piana di Susa indicano comunque una soggiacenza nell'ordine dei 30-40 m.

Nell'area ristretta dell'imbocco non sono presenti sorgenti. Presumibilmente nel versante sono presenti falde temporanee, attivate dalle precipitazioni più consistenti, situate nei depositi quaternari (detrito di falda) e ubicate in corrispondenza del contatto tra i depositi e il substrato prequaternario.

Le rocce presenti nella zona dell'imbocco sono caratterizzate da permeabilità generalmente bassa legata al grado di fratturazione dell'ammasso roccioso che in quest'area varia da basso a medio.

## 6. Bibliografia

**ARPA Piemonte** – WEBGIS Banca Dati Geologica e Geotecnica, IFFI/SINFRAP, SIVA, banca dati eventi alluvionali - [http://webgis.arpa.piemonte.it/elenco\\_servizi/index\\_ori.html](http://webgis.arpa.piemonte.it/elenco_servizi/index_ori.html)

**Bassato G., Cocco S., Silvano S. (1985)** - *Programma di simulazione per lo scoscendimento di blocchi rocciosi*. Dendronatura 6, pp. 34-36.

**Broili L.(1979)** - *La zonazione geologico-tecnica del territorio*. Rassegna tecnica del Friuli-Venezia Giulia, n. 5.

**Casale ing. Marco (2010)** – *Lavori di messa in sicurezza della strada comunale per la frazione Seghino in Comune di Mompantero – relazione a supporto del documento preliminare*

**Fontan D. (2008)** - *Relazione e cartografie del Piano Regolatore Comunale del Comune di Susa*. Sea Consulting s.r.l.

**Fontan D. (2008)** - *Relazione e cartografie del Piano Regolatore Comunale del Comune di Mompantero*. Sea Consulting s.r.l.

**Fontan D., Stringa I. & Dematteis A. (2004)** - *Alluvial fan hazard: evaluation and zonation*. 10° Congresso Interpraevent, Riva del Garda 24-27.05.2004.

**Franchi, S., Novarese, V., Mattiolo, E., Stella, S. (1913)** - *Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, F° 55- Susa*. SE.L.CA. Firenze, 1959.

**Hungr, O., G.C. Morgan, and R. Kellerhals. (1984)** - *Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures*. Can. Geotech. J. 21:663-677.

**Hudson, Priest (1979)** - *Discontinuities and rock mass geometry* - International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 16, n. 6, pp. 339-362, 1979.

**Marco, F., F. Forlati(2002)** - *Pericolosità geologica in conoide: ricerca bibliografica e analisi critica*. A cura del Settore Studi e ricerche Geologiche Sistema Informativo Prevenzione Rischi. Regione Piemonte. Collana informativa tecnico-scientifica. Quaderno n. 18, 246 pp..

**Mazzalai P. e Vuillermin M. (1995)** - *Definizione e protezione delle aree esposte a rischio di caduta massi: un esempio operativo*. Geologia tecnica ed ambientale 3/1995.

**Note Illustrative della C.G.I. (1999)** - Foglio 154 “Susa”, scala 1:50.000, *Servizio Geologico d'Italia*.

**Provincia di Torino(2011)** - Piano Territoriale di Coordinamento PTC2 – Progetto definitivo.

**Piteau D.R., Clayton R. (1977)** - *Discussion of paper - "Computerized design of rock slopes"* - XVI Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis.

**SERTEC (2011)** – *Messa in sicurezza della frazione Seghino (Comune di Mompantero) – relazione geologico-tecnica progetto definitivo ed esecutivo*.

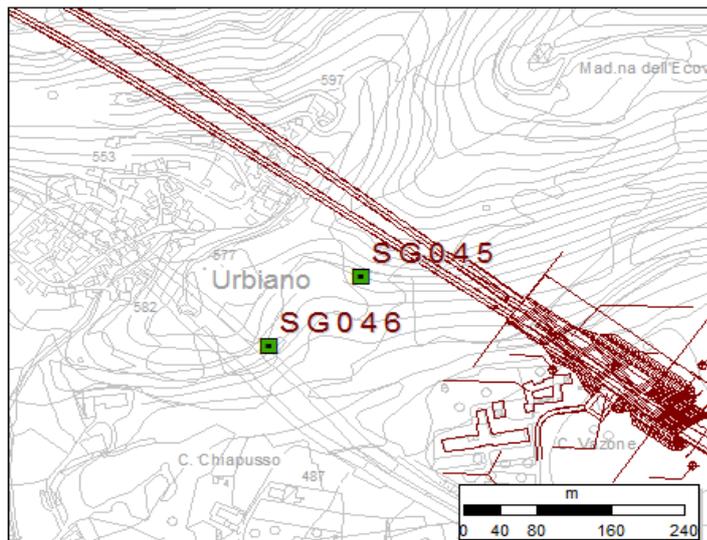
## **ALLEGATO 1 – Stendimenti strutturali realizzati nell'area dell'imbocco lato Italia del Tunnel di Base**

## RILIEVO GEOMECCANICO SG045

### Ubicazione indagine

<b>Committente</b>	LTF	
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD	
<b>Località</b>	Urbiano	
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.224,417	5.000.478,617
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	548 ± 4 m	
<b>Data</b>	16/03/2012	
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano, alle spalle di Mompantero	

### Planimetria ubicazione del rilievo



**RILIEVO GEOMECCANICO SG045**  
**Scheda di rilievo**

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Urbiano
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.224.417      5.000.478.617
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	548 ± 4 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano, alle spalle di Mompantero

<b>Condizioni generali dell'ammasso roccioso</b>																					
Giacitura del fronte di misura	[°°]      180      50																				
Giacitura generale del pendio	[°°]      180      25																				
Dimensioni dell'area di rilievo geomeccanico	[m x m]      11      5.0																				
Volume roccioso unitario medio	[dimensioni]      1*1.5*1																				
	[forma]																				
Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia	[MPa]      69																				
Numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso - $J_v$	[n°/m <sup>3</sup> ]      5      1																				
Geologic strength index (stimato)	80																				
Grado di alterazione dell'ammasso	<table border="1"> <tr> <td>non alterato</td> <td>debolm. alterato</td> <td>moder. alterato</td> <td>molto alterato</td> <td>decom. posto</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>X</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>asciutto</td> <td>umido</td> <td>bagnato</td> <td>stipulido</td> <td>flusso</td> </tr> <tr> <td>X</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	non alterato	debolm. alterato	moder. alterato	molto alterato	decom. posto			X			asciutto	umido	bagnato	stipulido	flusso	X				
non alterato	debolm. alterato	moder. alterato	molto alterato	decom. posto																	
		X																			
asciutto	umido	bagnato	stipulido	flusso																	
X																					
Condizioni di umidità dell'ammasso																					

Definizione delle componenti litologiche negli ammassi complessi:	lito1	-	-
	lito2	-	-
	%di lito 2 sul totale dell'ammasso		

<b>Geometria delle linee di misura</b>	
Linea di misura 1	Direz.      Lung. [m]
Linea di misura 2	N100°W      11
	-      -

set	inclin. (n°)	imm. (°)	spaz. (m)	Pers. Lung. (m)
Sc	30	330	0.05 - 0.5	> 3
J1	55	160	< 1	1 - 3
J2	70	110	1 - 3	1 - 3



Affioramento e dettaglio della famiglia di giunti subverticali J2

<b>Litologia e descrizione geologica generale</b>
Scisto prasinitico ripiegato
NOTE:

	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Schema delle famiglie di frattura individuabili in sito**

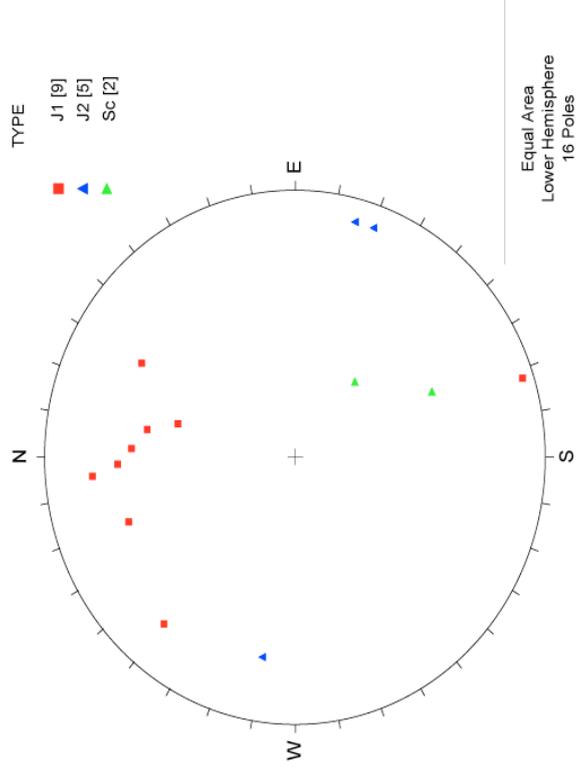
Sclerometro												
α	R1	R2	R3	R4	R4	R5	R5	R6	R7	R8	R9	R10
90	28	40	35	30	30							
90	40	35	48	40	30	35	30					
90	40	40	35	35	30	40	55					

**RILIEVO GEOMECCANICO SG045**  
 Proiezioni stereografiche e analisi spaziate

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commissa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Urbiano
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.224.417 5.000.478.617
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	548 ± 4 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano, alle spalle di Mompantero

**Proiezione stereografica dei poli dei set di discontinuità misurati in  
 affioramento**

Sc = scistosità
J = giunto



TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano, alle spalle di Mompantero

SPAZIATURA	SET	IMM.	INCL.	DISTANZA	lunghezza	Apertura	scabrezza		JRC	Riempim.	alterazione		
							clas	Jr			Barton	clas	Ja
(cm)	1	(°)	(°)	(cm)	A se < 1 m	A se = 0 mm				R = rigido, granul. P = plast., coesivo			
	2				B se 1 - 3	B se < 0.1							
	...				C se 3 - 10	C se 0.1 - 1							
	altro				D se 10-20	D se 1 - 5							
					E se > 20	E se > 5							

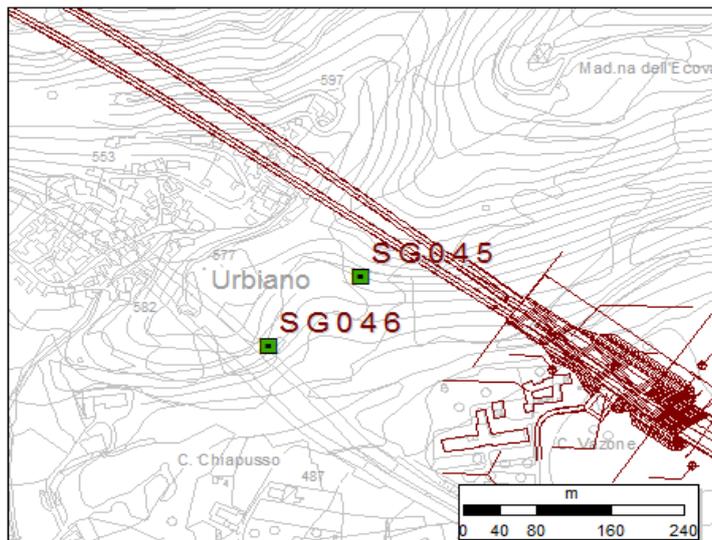
-	J1	175	70	0	A	E	B	3	2 - 4	-	C	2
44.15	J2	100	65	50	B	D	E	1.5	4 - 6	-	A	0.75
14.01	J1	178	60	50	C	E	B	3	2 - 4	-	C	2
47.63	J1	130	70	220	B	-	B	3	2 - 4	-	A	0.75
36.42	J1	160	60	350	C	-	B	3	2 - 4	-	C	2
87.50	Sc	310	30	350	E	A	E	1.5	4 - 6	-	A	0.75
36.42	J1	183	55	480	B	E	B	3	2 - 4	-	B	1
468.00	J2	285	80	580	C	E	B	3	6 - 8	-	B	1
36.42	J1	210	60	610	B	D	B	3	8 - 10	R	C	2
61.81	J2	290	80	650	B	D	B	3	8 - 10	R	C	2
11.21	J1	190	50	650	B	D	B	3	8 - 10	R	C	2
26.49	J2	290	80	680	B	C	B	3	6 - 8	R	B	1
35.32	J2	290	80	720	A	A	E	1.5	4 - 6	-	B	1
19.61	J1	342	85	720	C	E	B	3	8 - 10	-	B	1
147.50	Sc	336	50	940	E	A	C	2	2 - 4	-	A	0.75
78.45	J1	195	40	1000	C	D	E	1.5	4 - 6	-	B	1

**RILIEVO GEOMECCANICO SG046**

**Ubicazione indagine**

<b>Committente</b>	LTF	
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD	
<b>Località</b>	Urbiano	
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.123,985	5.000.394,923
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	545 ± 8 m	
<b>Data</b>	16/03/2012	
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano	

**Planimetria ubicazione del rilievo**





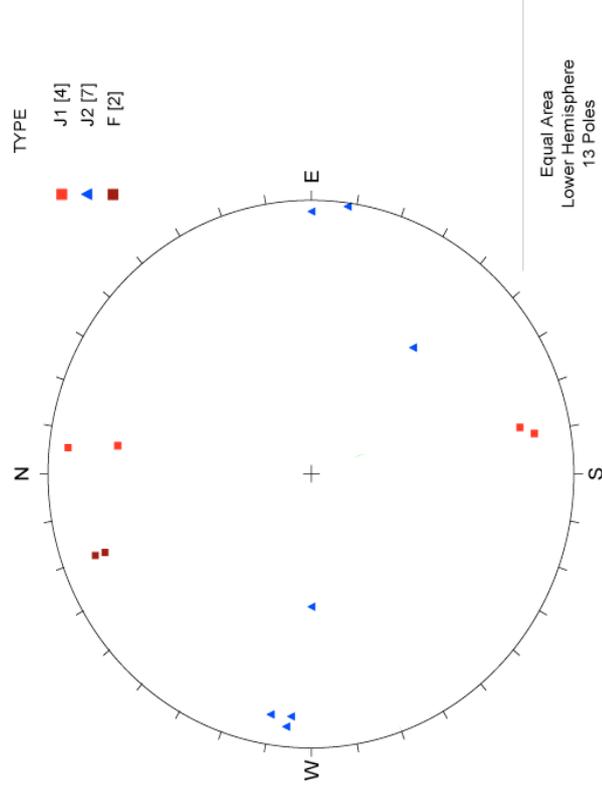
**RILIEVO GEOMECCANICO SG046**  
**Proiezioni stereografiche e analisi spaziate**

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Urbiano
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.123,985    5.000.394,923
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	545 ± 8 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano

Proiezione stereografica dei poli dei set di discontinuità misurati in affioramento

Sc = scistosità
F = faglia
J = giunto

Direzione media del tunnel    N055°W



TdB imbocco E - versante a N di frazione S. Giuliano

SPAZIATURA	SET	IMM.	INCL.	DISTANZA	lunghezza	Apertura	scabrezza		JRC	Riempim.	alterazione		
(cm)	1	(°)	(°)	(cm)	A se < 1 m	A se = 0 mm	clas	Jr	Barton	R = rigido, granul. P = plast., coesivo	clas	Ja	
	2				B se 1 - 3	B se < 0.1							
	...				C se 3 - 10	C se 0.1 - 1							
	altro				D se 10-20	D se 1 - 5							
					E se > 20	E se > 5							

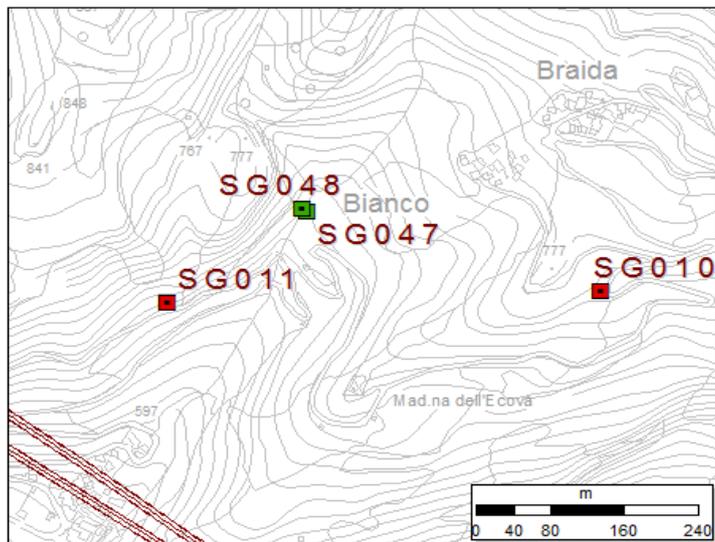
-	J1	350	75	0	B	E	B	3	-	-	C	2
-	J2	270	85	0	B	-	E	1.5	6 - 8	-	A	0.75
114.13	J1	348	70	120	B	E	E	1.5	8 - 10	-	A	0.75
31.11	J2	90	40	120	B	-	E	1.5	6 - 8	-	A	0.75
294.83	J1	186	82	430	C	D - E	B	3	12 - 14	-	A	0.75
82.95	J2	96	82	440	D	-	B	3	6 - 8	-	A	0.75
25.92	J2	310	50	540	B	D	B	3	8 - 10	-	A	0.75
25.92	J2	95	78	540	D	-	B	3	6 - 8	-	A	0.75
569.07	F	160	76	620	C	E (20 cm)	B	3	6 - 8	R: breccia cataclastica	C	2
25.92	J2	278	88	640	D	-	B	3	6 - 8	-	A	0.75
351.89	J1	188	63	800	C	A	B	3	12 - 14	-	B	1
41.48	J2	100	78	800	C	E	B	3	6 - 8	-	A	0.75
379.38	F	160	72	1050	C	E (30 - 60 cm)	E	1.5	6 - 8	R: breccia cataclastica	B	1

**RILIEVO GEOMECCANICO SG047**

**Ubicazione indagine**

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Mompalero, frazione Bianco
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.366,409                      5.000.948,458
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	711 ± 8 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	Affioramenti lungo il torrente Giandula

**Planimetria ubicazione del rilievo**



**RILIEVO GEOMECCANICO SG047**

Scheda di rilievo

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commissa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Mompantero, frazione Bianco
<b>Coordinate [MGS84]</b>	348.366,409 5.000.948,458
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	711 ± 8 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	Affioramenti lungo il torrente Giandula

**Condizioni generali dell'ammasso roccioso**

<b>Giacitura del fronte di misura</b>	3a: [°/°]	320	70
	3b: [°/°]	270	70
<b>Giacitura generale del pendio</b>	[°/°]	270	60
<b>Dimensioni dell'area di rilievo geomeccanico</b>	[m x m]	6.7	2.0
<b>Volume roccioso unitario medio</b>	[m x m x m]	0.2*0.2*0.2	
	[dimensioni]		
	[forma]		
<b>Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia</b>	[MPa]	25	
<b>Numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso - J<sub>v</sub></b>	[n°/m <sup>3</sup> ]	>10 1	
<b>Geologic strength index (stimato)</b>		20	

**Grado di alterazione dell'ammasso**

non alterato	debolm. alterato	moder. alterato	molto alterato	decom- posto
	X			
asciutto	umido	bagnato	sillicidio	flusso
X				

**Condizioni di umidità dell'ammasso**

Definizione delle componenti litologiche negli ammassi complessi:

lito1	GCC calcesc. filladici
lito2	OMB serp., scisti pras.
%di lito 2 sul totale dell'ammasso	
	30-40%

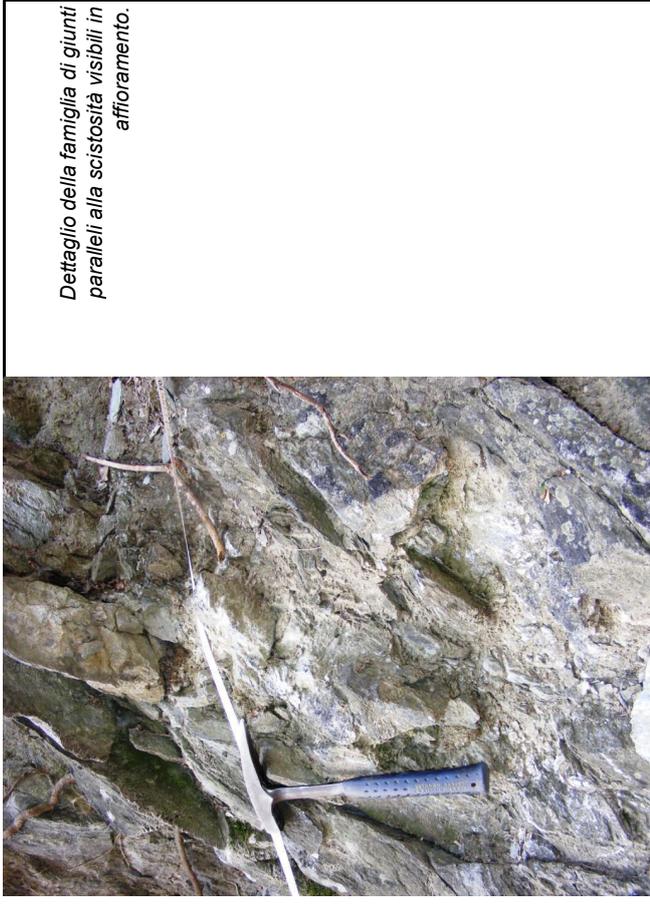
**Geometria delle linee di misura**

<b>Linea di misura 1</b>	Direz.	N020°E	Lungh. [m]	3
<b>Linea di misura 2</b>		N220°		3.7

<b>set</b>	<b>inclin.</b>	<b>imm.</b>	<b>spaz.</b>	<b>Pers. Lung.</b>
(n°)	(°)	(°)	(m)	(m)
<b>Sc/J</b>	73	219	0 - 1	
<b>J1</b>	73	197	< 1	
<b>J2</b>	54	110	< 1	
<b>J3</b>	67	287	-	

**Schema delle famiglie di frattura individuabili in sito**

Sclerometro												
α	R1	R2	R3	R4	R4	R5	R5	R6	R7	R8	R9	R10
90	21	0	22	10								
90	20	28	25	25	40	25	30	25	20	30		
90	25	20	35	15	20	30	20	20				



Dettaglio della famiglia di giunti paralleli alla scistosità visibili in affioramento.

**Litologia e descrizione geologica generale**

Affioramento caratterizzato da fratturazione molto pervasiva; a fasce più deformate con andamento parallelo alla scistosità media e ampiezza <1 m corrispondono piani di taglio

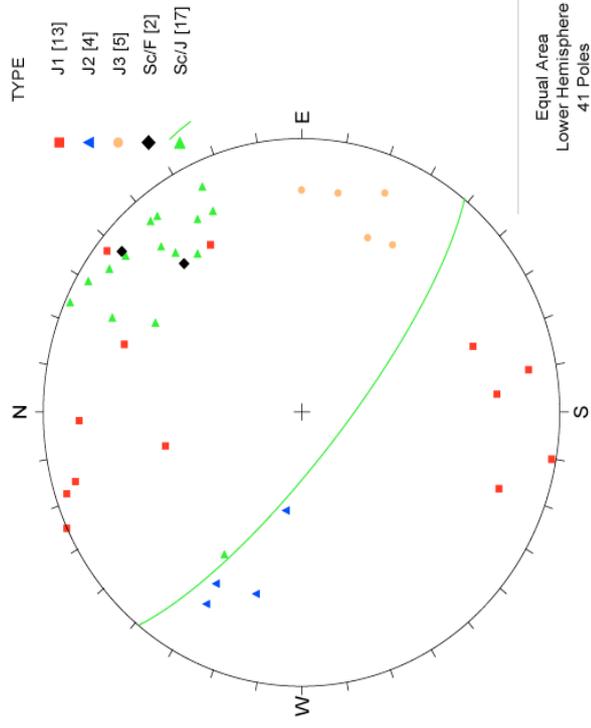
NOTE: Contatto per faglia tra calcescisti filladici dell'unità Puys-Venaus (GCC) e scisti prasinitici (OMB) dell'unità oceanica DM.

**RILIEVO GEOMECCANICO SG047**  
**Proiezioni stereografiche e analisi spaziarure**

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Mompantero, frazione Bianco
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.366,409    5.000.948,458
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	711 ± 8 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	Affioramenti lungo il torrente Giandula

Proiezione stereografica dei poli dei set di discontinuità misurati in affioramento e ciclografica della scistosità media

Sc = scistosità
F = faglia
J = giunto



Direzione media del tunnel    N055°W

Mompantero, frazione Bianco, affioramenti lungo il torrente Giandola

SPAZIATURA	SET	IMM.	INCL.	DISTANZA	lunghezza	Apertura	scabrezza		JRC	Riempim.	alterazione		
							clas	Jr			Barton	clas	Ja
(cm)	1	(°)	(°)	(cm)	A se < 1 m	A se = 0 mm				R = rigido, granul. P = plast., coesivo			
	2				B se 1 - 3	B se < 0.1							
	...				C se 3 - 10	C se 0.1 - 1							
	altro				D se 10-20	D se 1 - 5							
					E se > 20	E se > 5							

Linea di misura 1

-	Sc/J	220	78	0	C	E	E	1.5	12 - 14	-	D	3
-	J1	355	65	0 - 10	A	A	E	1.5	6 - 8	-	D	3
9.39	Sc/J	220	78	10	C	E	B	3	-	P: argilla	D	3
18.77	Sc/F	220	80	10 - 70	E	E	-	-	12 - 14	R: cataclasite con gouge	-	-
18.77	Sc/F	230	60	involuppo piani di scistosità	A	D	-	-	12 - 14	R: persistenza cm.ca	-	-
56.32	Sc/J	230	65	70	C	E	E	1.5	12 - 14	P	D	3
67.88	J1	155	90	70 - 110	B	A	E	1.5	6 - 8	-	D	3
37.55	Sc/J	228	70	110	C	E	E	1.5	12 - 14	-	D	3
44.50	J2	118	68	110 - 140	A	A	E	1.5	4 - 6	P	D	3
39.93	J1	20	70	140	B	E	E	1.5	6 - 8	gouge sabbiosa	D	3
12.14	J2	118	60	140 - 190	A	A	B	3	4 - 6	-	D	3
39.93	J1	10	88	190	A	E	E	1.5	-	R	D	3
20.23	J2	105	58	190 - 220	A	A	B	3	4 - 6	P	D	3
103.26	Sc/J	210	85	220	B	C	E	1.5	12 - 14	P	D	3
110.56	J3	292	75	220 - 250	A	D	E	1.5	4 - 6	P	D	3
28.16	Sc/J	204	88	250	B	D	E	1.5	-	-	D	3
15.08	J3	270	70	250 - 270	A	C	E	1.5	4 - 6	-	D	3
63.89	J1	350	78	270	A	D	E	1.5	6 - 8	R	D	3
23.47	Sc/J	235	60	270 - 280	A	D	E	1.5	12 - 14	-	D	3
7.99	J1	164	80	280	A	D	E	1.5	6 - 8	R	D	3
15.08	J3	292	58	280 - 300	A	D	E	1.5	-	P	D	3
23.47	Sc/J	215	80	300	B	E	E	1.5	12 - 14	-	D	3

Linea di misura 2

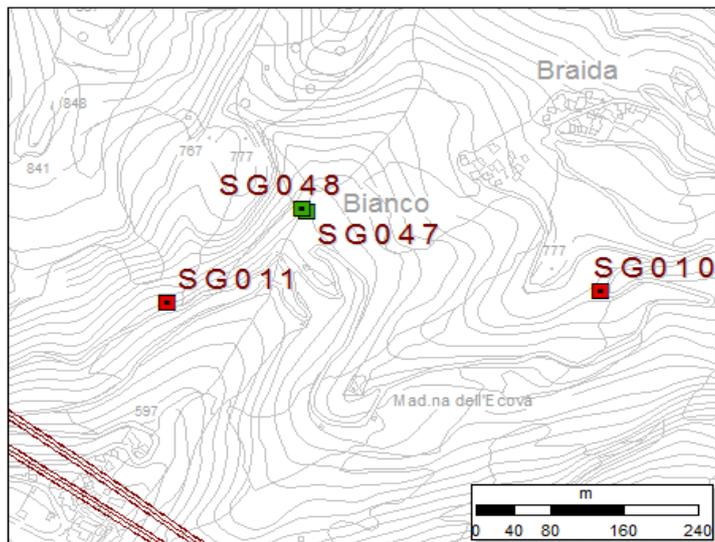
5.31	J3	280	70	300 - 320	A	A	E	1.5	4 - 6	-	D	3
22.30	Sc/J	120	50	320 - 340	A	A	E	1.5	12 - 14	P	D	3
54.78	J1	218	85	340	B	E	B	3	6 - 8	P	D	3
9.13	J1	178	75	340 - 360	A	E	B	3	6 - 8	R: qtz	D	3
22.30	Sc/J	230	80	360	B	E	B	3	12 - 14	R: sb	D	3
11.15	Sc/J	230	80	370 - 380	A	A	B	3	14 - 16	R: sb	D	3
27.39	J1	162	85	380	A	D	E	1.5	6 - 8	-	D	3
18.58	Sc/J	245	80	380 - 420	B	A	B	3	12 - 14	-	D	3
31.83	J3	300	60	420 - 440	A	A	E	1.5	4 - 6	R	D	3
29.73	Sc/J	205	70	440	B	A	E	1.5	12 - 14	-	D	3
69.18	J2	100	30	440 - 460	A	D	E	1.5	4 - 6	-	D	3
26.01	Sc/J	232	80	460 - 490	C	A	E	1.5	-	-	D	3
104.99	J1	200	62	490 - 500	A	D	E	1.5	6 - 8	-	D	3
18.58	Sc/J	245	70	500	B	A	B	3	12 - 14	R	D	3
3.72	Sc/J	210	55	500 - 510	A	D	B	3	12 - 14	-	D	3
13.69	J1	240	60	510	B	A	E	1.5	-	-	D	3
9.13	J1	340	60	510 - 530	A	C	E	1.5	6 - 8	-	D	3
13.69	J1	167	45	530 - 540	A	A	E	1.5	6 - 8	P	D	3
26.01	Sc/J	240	70	540 - 670	B	A	B	3	-	R	D	3

**RILIEVO GEOMECCANICO SG047**

**Ubicazione indagine**

<b>Committente</b>	LTF
<b>Commessa</b>	11-124 LTF_C3_PD
<b>Località</b>	Mompantero, frazione Bianco
<b>Coordinate [WGS84]</b>	348.358,905                      5.000.954,230
<b>Quota (m.s.l.m)</b>	707 ± 8 m
<b>Data</b>	16/03/2012
<b>Area di rilievo geomeccanico</b>	Affioramenti lungo il torrente Giandula

**Planimetria ubicazione del rilievo**



**RILIEVO GEOMECCANICO SG048**  
 Scheda di rilievo

Committente	LTF
Commissa	11-124 LTF_C3_PD
Località	Mompignano, frazione Bianco
Coordinate [MGS84]	348.358.905 5.000.954.230
Quota (m.s.l.m)	707 ± 8 m
Data	16/03/2012
Area di rilievo geomeccanico	Affioramenti lungo il torrente Giandula



Dettaglio delle famiglie di giunti visibili in affioramento.

**Condizioni generali dell'ammasso roccioso**

Giacitura del fronte di misura	3.0	7.5
Giacitura generale del pendio	0.5*0.5*0.5	
Dimensioni dell'area di rilievo geomeccanico	[m x m]	[m x m x m]
Volume roccioso unitario medio	[dimensioni]	[forma]
Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccia	[MPa]	35
Numero di discontinuità per metro cubo d'ammasso - J <sub>v</sub>	[n°/m <sup>3</sup> ]	10
Geologic strength index (stimato)		40

Grado di alterazione dell'ammasso

Condizioni di umidità dell'ammasso

non alterato	debolm. alterato	moder. alterato	molto alterato	decomposto
	X			
asciutto	umido	bagnato	stifficcio	flusso
X				

**Litologia e descrizione geologica generale**

GCC/OMB, scistosità pervasiva: prossimità contatto per faglia come per SG047

NOTE: contatto parallelo a sistema giunti J1, ondulazioni/piegamenti localizzati - zona di deformazione fragile-duttile ampia c. 2.5 m

Definizione delle componenti litologiche negli ammassi complessi:

lito1	GCC	-	60%
lito2	OMB	-	40%
%di lito 2 sul totale dell'ammasso		40	

**Geometria delle linee di misura**

Direz.	N340°
Lunghezza [m]	7.5
Linea di misura 1	
Linea di misura 2	

**Schema delle famiglie di frattura individuabili in sito**

set	inclin. (°)	imm. (°)	spaz. (m)	Pers. Lung. (m)
J1	68	227	0.1 - 1	3
J2	73	157	0.05 - 0.5	3 - 10
J3	59	97	0.1 - 1	< 1

Sclerometro												
α	R1	R2	R3	R4	R4	R5	R5	R6	R7	R8	R9	R10
90	30	30	30	40	30	38	30	40				
90	35	30	30	25	42	45	35	45	35	48	40	
90	20	30										



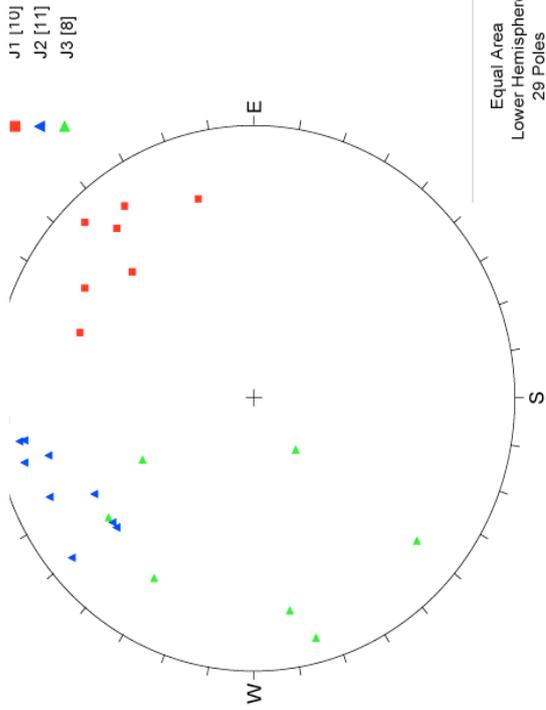
# RILIEVO GEOMECCANICO SG048

## Proiezioni stereografiche e analisi spaziate

Committente	LTF
Commessa	11-124 LTF_C3_PD
Località	Mompantero, frazione E
Coordinate [WGS84]	348.358, 905
Quota (m.s.l.m)	707 ± 8 m
Data	16/03/2012
Area di rilievo geomeccanico	Affioramenti lungo il tor.

Sc = scistosità
J = giunto

Direzione media del tunnel      N055°W



uità misurati in affioramento

Mompantero, frazione Bianco, affioramenti lungo il torrente Giandula

SPAZIATURA	SET	IMM.	INCL.	DISTANZA	lunghezza	Apertura	scabrezza		JRC	Riempim.	alterazione		
(cm)	1	(°)	(°)	(cm)	A se < 1 m	A se = 0 mm	clas	Jr	Barton	R = rigido, granul. P = plast., coesivo	clas	Ja	
	2				B se 1 - 3	B se < 0.1							
	...				C se 3 - 10	C se 0.1 - 1							
	altro				D se 10-20	D se 1 - 5							
					E se > 20	E se > 5							

-	J1	225	80	0	B	E	F	1	6-8	P	C	2
-	J2	140	60	0 - 60	B	E	B	3	4-6	P	C	2
51.25	J1	225	55	60	C	E	E	1.5	6-8	P	C	2
3.37	J2	138	60	60 - 140	A	E	B	3	4-6	P	C	2
68.33	J1	212	65	140	B	E	E	1.5	6-8	P	C	2
4.49	J2	140	80	140 - 160	A	E	B	3	4-6	P	C	2
17.08	J1	230	70	160	B	D	B	3	8-10	P	C	2
1.12	J2	155	75	160 - 200	A	D	B	3	4-6	P	C	2
34.16	J1	235	75	200	C	E	E	1.5	6-8	P	C	2
2.24	J2	170	78	200 - 240	A	D	E	1.5	4-6	P	C	2
183.30	J3	50	20	240 - 260	A	D	E	1.5	4-6	-	A	0.75
3.37	J2	155	75	260 - 280	A	E	E	1.5	4-6	P	C	2
68.33	J1	230	70	280	B	C	E	1.5	6-8	P	C	2
1.12	J2	165	70	280 - 320	A	E	B	3	4-6	-	C	2
34.16	J1	230	70	320	B	E	E	1.5	6-8	-	C	2
2.24	J2	150	60	320 - 360	A	E	B	3	4-6	P	C	2
91.65	J3	40	70	360	B	E	E	1.5	6-8	-	A	0.75
2.24	J2	175	85	360 - 380	A	E	E	1.5	6-8	-	C	2
51.25	J1	230	70	380	B	D	E	1.5	6-8	P	C	2
15.27	J3	80	68	380 - 420	A	E	B	3	8-10	-	A	0.75
30.55	J3	152	40	420 - 440	A	B	B	3	8-10	-	A	0.75
51.25	J1	200	60	440	C	E	B	3	8-10	P	C	2
-	J1	Z. deformazione		440 - 560	B	C	B	3	8-10	P	C	2
106.92	J3	142	60	560 - 600	A	E	B	3	8-10	-	A	0.75
30.55	J3	120	65	600 - 650	A	E	E	1.5	6-8	-	A	0.75
16.83	J2	165	80	660	A	E	E	1.5	6-8	P	C	2
45.82	J3	75	80	660 - 670	A	E	E	1.5	6-8	-	A	0.75
0.56	J2	170	80	670	B	E	B	3	4-6	P	C	2
7.64	J3	120	65	670 - 710	A	E	B	3	6-8	-	A	0.75
239.15	J1	254	65	720	A	E	B	3	6-8	-	C	2

## **ALLEGATO 2 – Sintesi della caratterizzazione sismica dei depositi di fondovalle (PD2\_GEX\_SIT\_0001)**

# LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne  
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese  
Sezione transfrontaliera

## NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO  
CUP C11J05000030001

CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES PAR MASW / CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE MASW

CLASSIFICATION SISMIQUE DES TERRAINS PAR LA MASW – SECTEURS A L'AIR LIBRE ITALIE –  
GARE DE SUSE

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI CON IL METODO MASW – SETTORI ALL'APERTO ITALIA –  
STAZIONE SUSA

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da

CODE DOC	<b>P</b>	<b>D</b>	<b>2</b>	<b>G</b>	<b>E</b>	<b>X</b>	<b>S</b>	<b>I</b>	<b>T</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		<b>P</b>	<b>A</b>	<b>N</b>	<b>O</b>	<b>T</b>
	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice	Statut / Stato		Type / Tipo				

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	<b>GEX</b>	//	//	<b>01</b>	<b>00</b>	<b>00</b>	<b>10</b>	<b>01</b>
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

<b>ECHELLE / SCALA</b>



LTF sas – 1091 Avenue de la Boisse – BP 80631 – F-73006 CHAMBERY CEI  
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75  
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952  
Société LTF Tous droits réservés – Propriété LTF Tutti i diritti riser

Ce projet  
est cofinancé par  
l'Union européenne  
(DG-TREN)



Questo progetto  
è cofinanziato  
dall'Unione europea  
(TEN-T)

## INDICE

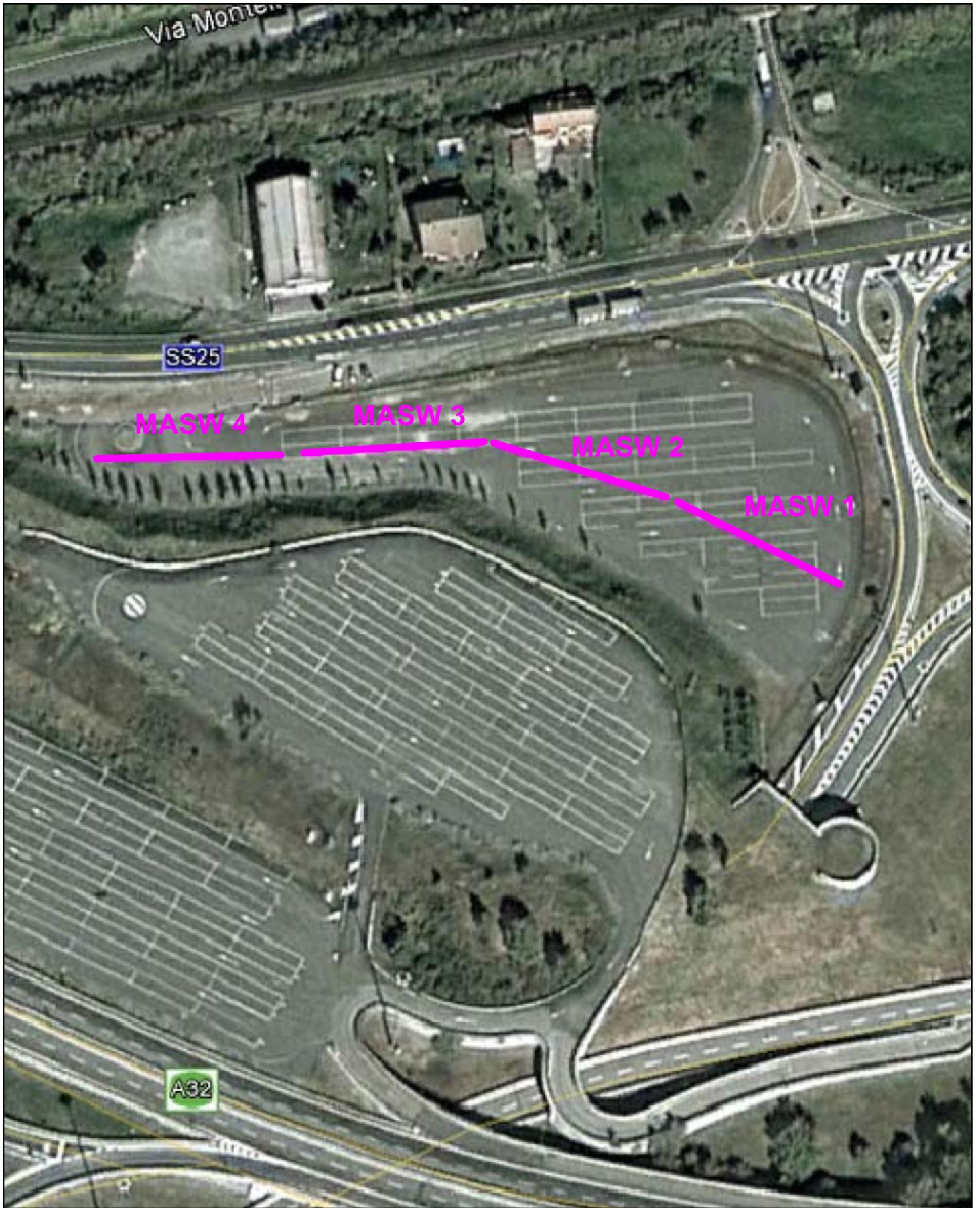
1. INTRODUZIONE .....	3
2. PRINCIPI DI BASE .....	4
3. DESCRIZIONE DEL METODO .....	6
4. FINALITÀ E PROGRAMMAZIONE DELLO STUDIO .....	8
5. GEOMETRIA DELLO STENDIMENTO .....	8
6. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA .....	9
7. ANALISI DEI RISULTATI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....	10

## 1. Introduzione

*In data 10/12/2012 è stata eseguita un'indagine geofisica sismica di tipo MASW composta da quattro stendimenti di geofoni verticali collocati, come mostrato nella tavola di ubicazione riportata nel seguito, all'interno dell'area di parcheggio SITAF nel comune di Susa.*

*Gli stendimenti sono costituiti da 24 geofoni verticali disposti con passo due metri.*

*L'indagine è stata finalizzata a ricavare il parametro rappresentativo  $V_{s30}$  per la caratterizzazione sismica del terreno indagato, secondo quanto disposto dalla normativa tecnica vigente, che sarà destinato alla realizzazione di una nuova struttura.*



Legenda



Stendimento indagine  
geofisica tipo MASW

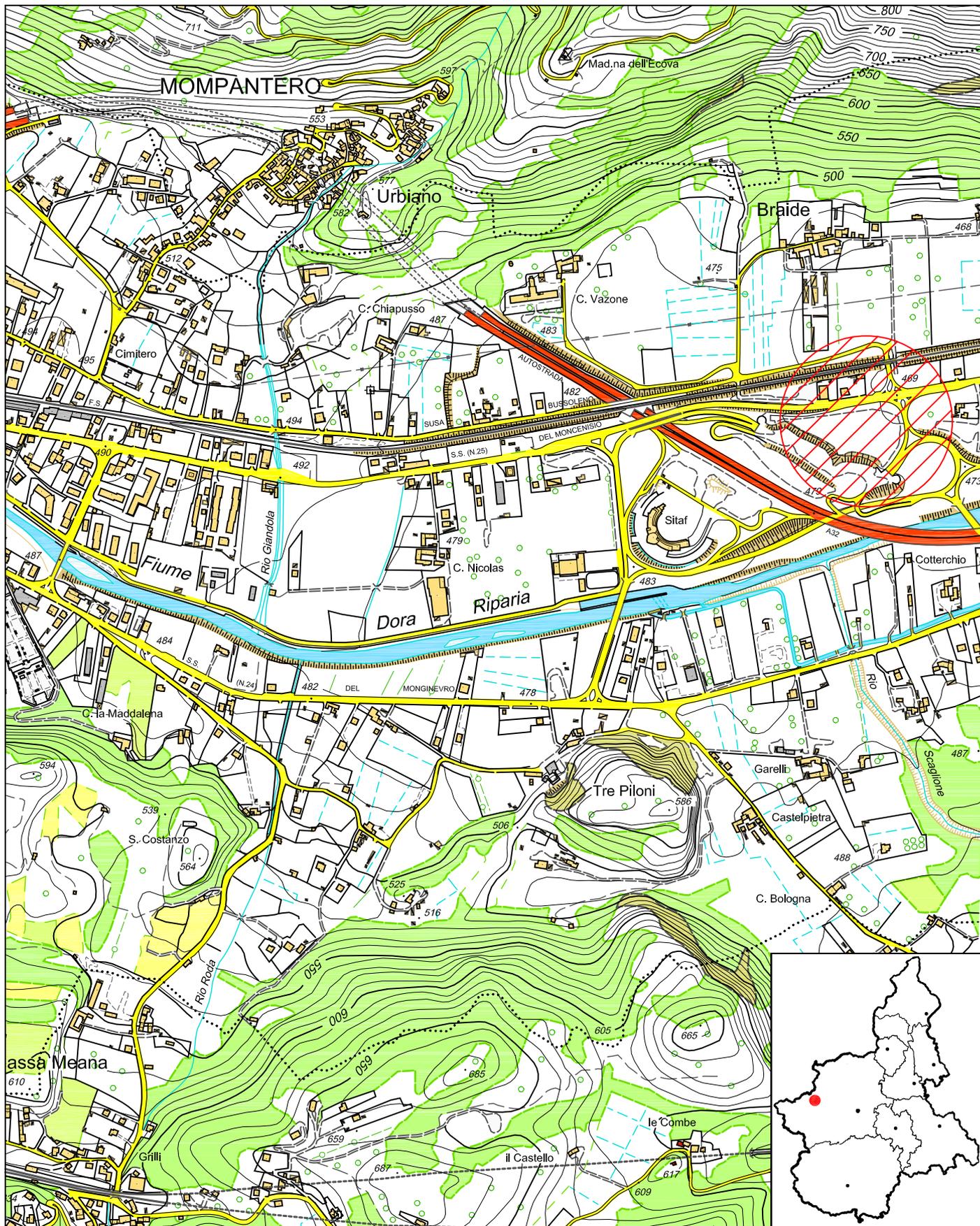
REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DI TORINO  
COMUNE DI SUSA

INDAGINE GEOFISICA  
CON METODOLOGIA MASW

File:  
12000-19\Tavole\Tav.01

UBICAZIONE STENDIMENTO  
GEOFISICO MASW

Tavola: **01**



COROGRAFIA DI INQUADRAMENTO GENERALE  
 DELL'AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO  
 (Reg. Piemonte - C.T.R. Vettoriale Sez. 154050)



Scala 1:10.000

## 2. Principi di base

Le indagini sismiche si basano sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche in rocce e terreni. Le onde elastiche vengono create artificialmente per mezzo di esplosioni controllate o di altre tipologie di sorgenti e la loro propagazione viene rilevata in punti diversi, in superficie e/o in profondità tramite trasduttori che generano un segnale elettrico misurabile corrispondente alla sollecitazione elastica del terreno nel punto di misura.

Se un corpo in equilibrio subisce una sollecitazione in un punto, esso tende a deformarsi in relazione alle caratteristiche elastiche del corpo stesso e al tipo di sollecitazione. La propagazione della deformazione nei punti circostanti avviene come propagazione di onde la cui velocità dipende dalle caratteristiche elastiche del corpo (Godio et al., 2001).

Le onde sismiche (o onde elastiche) si generano e si propagano in un corpo quando questo viene sollecitato da uno sforzo impulsivo di piccola energia (cioè nel campo delle piccole tensioni e delle piccole deformazioni). Quando il corpo sollecitato si deforma nel campo elastico (campo di linearità della legge di Hooke) le sue particelle si spostano dalla loro posizione di equilibrio.

Al cessare della sollecitazione le particelle tendono a tornare alla loro posizione di equilibrio innescando un moto di oscillazione (vibrazione). Tale moto di oscillazione si propaga in tutte le direzioni alle particelle circostanti con velocità che dipende dalla facilità delle particelle ad abbandonare il loro stato di quiete, cioè dalle caratteristiche meccaniche del corpo.

Le onde elastiche così generate interessano tutto il volume del corpo (onde di volume), non sono dispersive (la velocità di propagazione non dipende dalla frequenza) e possono essere distinte in funzione della direzione di vibrazione rispetto alla direzione di propagazione.

Si hanno dunque:

- onde di compressione (onde P): longitudinali e primarie, si propagano ad alta velocità sia nei solidi che nei liquidi e sono caratterizzate da un moto delle particelle nella stessa direzione di propagazione dell'onda, con successive compressioni e rarefazioni;
- onde di taglio (onde S): trasversali e secondarie, si propagano più lentamente delle onde P e presentano un moto delle particelle perpendicolare alla direzione di propagazione; non si trasmettono nei fluidi;
- onde di Rayleigh: sono onde superficiali e determinano spostamenti ellittici delle particelle il cui moto avviene nel piano verticale e con verso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione stessa;
- onde di Love: sono onde superficiali che si sviluppano solo in presenza di uno strato a bassa velocità e non si trasmettono nei fluidi; gli spostamenti sono orizzontali e trasversali rispetto alla direzione di propagazione.

La Normativa Italiana (Decreto Ministeriale del 14/01/2008 Norme Tecniche per le costruzioni e S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/08), coerentemente con quanto indicato nell'Eurocodice 8, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde S nella copertura sia dello spessore della stessa.

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E a ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe E.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</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 Vs30 compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	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 Vs30 compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	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 Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $Vs_{30} > 800$ m/s).

Classi di suolo per le quali non è utilizzabile alcuna procedura semplificata:

Classe	Descrizione
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS30 inferiori 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

### 3. Descrizione del metodo

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi:

- l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll);
- la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono

individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

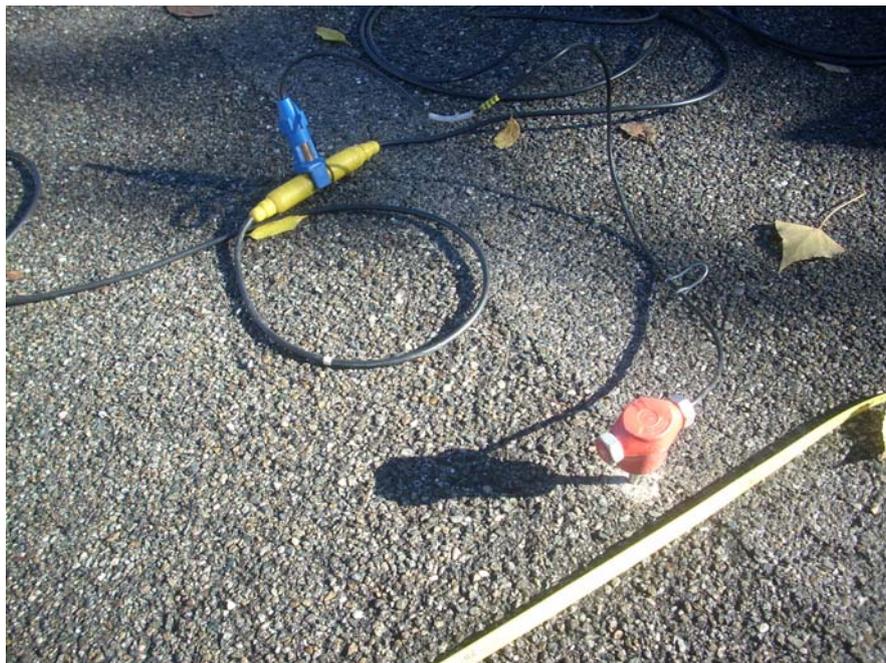
Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi. L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni). Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane. Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento.

Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione.

E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo Vs di inversione.



*Stendimento di geofoni verticali*

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione.

#### **4. Finalità e programmazione dello studio**

L'indagine sismica realizzata nell'area posteggio SITAF nel comune di Susa è stata effettuata al fine di valutare il parametro  $V_{s30}$  dei terreni in fase di studio, come dato di ingresso propedeutico alla progettazione.

L'indagine sismica multicanale è servita a fornire un valore dello stato di addensamento del sottosuolo fino a 30 m da piano campagna.

#### **5. Geometria dello stendimento**

Sono stati realizzati stendimenti sismici MASW costituiti da 24 geofoni, in modo da determinare con precisione il parametro  $V_{s30}$ .

Lo stendimento ha previsto la collocazione dei geofoni ad una distanza reciproca di 2 m fino a coprire un'estensione lineare di 46 m complessivi.

L'energizzazione è stata effettuata in 2 punti collocati a circa 10 m di distanza dal primo e dall'ultimo geofono dello stendimento.

Un geofono 'starter' è stato disposto accanto ad ogni punto di energizzazione per dare inizio alla registrazione del segnale trasmesso dai 24 geofoni al sismografo multicanale.

La scelta di energizzare in due punti diversi è dettata dalla possibilità, in fase di elaborazione dati, di selezionare la registrazione migliore e più chiara ai fini del calcolo del  $V_{s30}$ ; pertanto in allegato viene presentata la tavola riepilogativa di un solo sismogramma.

## 6. Strumentazione utilizzata

### Acquisizione dati

I dati sono stati acquisiti con il sismografo GEODE della Geometrics dotato di 24 canali a 24 bit, possibilità di stacking, filtri analogici e digitali. Nella tabella si riportano le caratteristiche tecniche del sismografo.

A/D Conversion	24 bit result using Crystal Semiconductor sigma-delta converters and Geometrics proprietary oversampling
Dynamic Range	144 dB (system), 110 dB (instantaneous, measured) at 2ms, 4dB
Sample Interval	0.02, 0.3125, 0.0625, 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 ms
Record Length	16,000 samples
Maximum Input Signal	2.8 VPP
Distortion	0.0005% @ 2 ms, 1.75 to 208 Hz
Bandwidth	1.75 Hz to 20 kHz
Common Mode Rejection	>-100 dB at <=100 Hz, 36 dB
Crosstalk	-125 dB at 23.5 Hz, 24 dB, 2 ms
Noise Floor	0.2uV, RFI at 2 ms, 36 dB, 1.75 to 208 Hz
Stacking Trigger Accuracy	1/32 of sample interval
Input Impedance	20 kOhm, 0.02 uf
Anti-alias Filters	-3 dB at 83% of Nyquist frequency, down 90 dB
Delay	0 to 9999 ms in 1 ms steps
Acquisition and Display Filters	<ul style="list-style-type: none"> <li>- LowCut: OUT, 10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz, 24 or 48 dB/octave, Butterworth.</li> <li>- Notch: 50, 60, 150, 180 Hz and OUT, with the 50 dB rejection bandwidth 2% of center frequency.</li> </ul>

– HighCut: OUT, 250, 500 or 1000 Hz, 24 or 48 dB/octave.

Triggering	Positive, negative or contact closure, software adjustable threshold
Power	12V external battery

### Sorgenti

Per l'indagine è stata utilizzata come sorgente di energia la massa battente, costituita da un martello avente massa da 10 kg utilizzato da un operatore.

L'impulso viene generato attraverso il colpo del martello su una piastra in teflon appoggiata al terreno.

L'istante di trigger è fornito da un geofono posizionato in prossimità del punto di battuta.

### Ricevitori

Per l'indagine in esame sono stati utilizzati geofoni con asse verticale con frequenza pari a 4.5 Hz.

I geofoni sono sensori di tipo elettromagnetico che generano una tensione proporzionale alla velocità della perturbazione sismica.

I cavi utilizzati per l'acquisizione sono cavi con guaina in polipropilene schermati con connettori tipo militare Bendix o Cannon a 36 pin.

## **7. Analisi dei risultati e considerazioni conclusive**

I risultati dell'indagine sono riportati nel seguito; è stata allegata la tavola contenente il sismogramma registrato in fase di misura ed i relativi grafici ottenuti dall'elaborazione (All. da 01 a 04).

La tavola riporta il sismogramma prodotto dai 24 geofoni in fase di acquisizione dati, ossia a seguito dell'attivazione del geofono starter dopo l'energizzazione, le curve delle velocità rapportate alla frequenza ed alla profondità del terreno, una tabella di calcolo delle Vs ed il valore finale di Vs<sub>30</sub>.

### MASW

I risultati ottenuti consentono di evidenziare un mezzo dalle discrete caratteristiche di resistenza meccanica (Vs fino a circa 300 m/s) che si approfondisce in maniera omogenea fino ad un massimo di circa 8 metri da piano campagna.

Oltre tale profondità e fino a 30 metri si sono registrate velocità delle onde di poco superiori a 600 m/s, individuanti un mezzo con migliori caratteristiche di resistenza meccanica.

Per il calcolo del  $V_{s30}$  è stata utilizzata la formula proposta dall'O.P.C.M. 3274 s.m.i., ovvero:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

$h_i$  = Spessore in metri dello strato  $i$ -esimo

$V_i$  = Velocità dell'onda di taglio  $i$ -esima

$N$  = Numero di strati

Dall'applicazione della relazione precedente si è ricavato quanto segue:

**MASW1  $V_{s30} = 513$  m/s;**

**MASW2  $V_{s30} = 495$  m/s;**

**MASW3  $V_{s30} = 507$  m/s;**

**MASW4  $V_{s30} = 507$  m/s;**

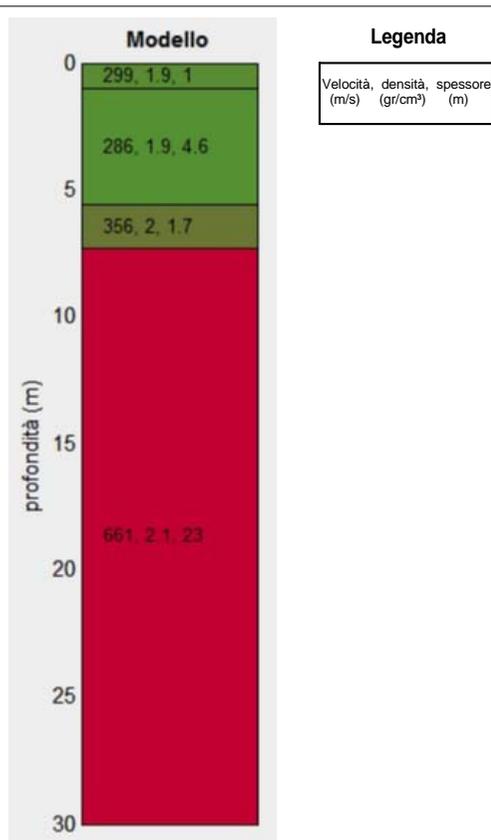
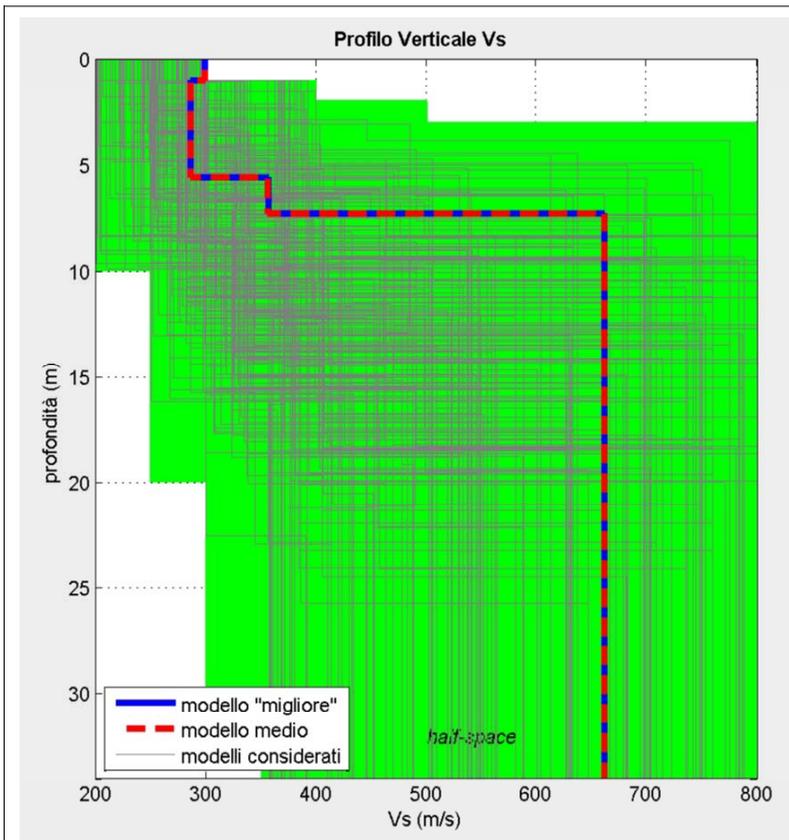
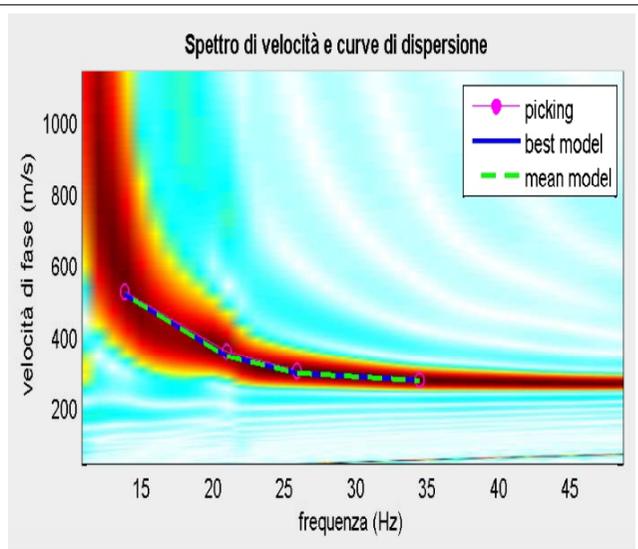
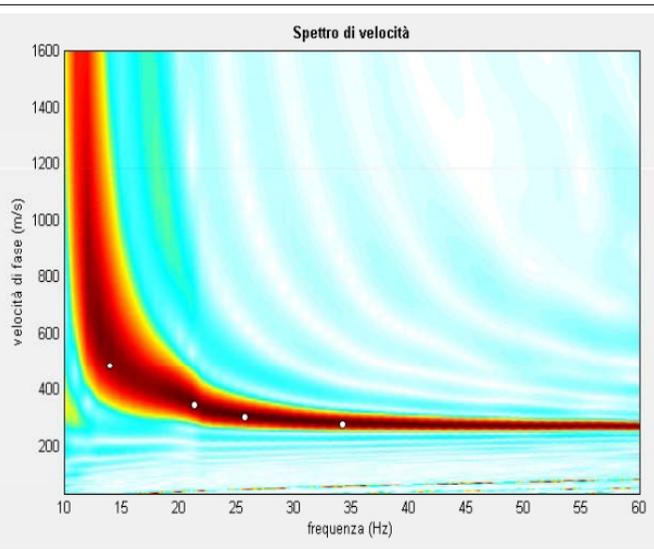
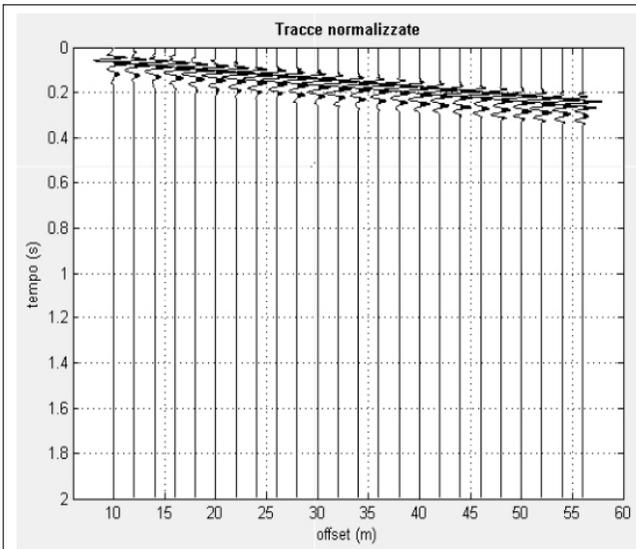
In riferimento al Decreto Ministeriale del 14/01/2008 (Norme Tecniche per le costruzioni) e alla Successiva Ordinanza n. 30 riportante alla G.U. n. 29 del 04/02/08), il sito indagato si colloca pertanto all'interno della categoria B che fornisce la seguente descrizione di terreno generalmente incontrato:

*“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  $V_{s30}$  compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{spt30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).”*

---

# ALLEGATI

---



### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	1.0	299
1.0	5.6	286
5.6	7.3	356
7.3	30.0	661

**VS30 = 513 m/s**

## PROVA SISMICA VS30

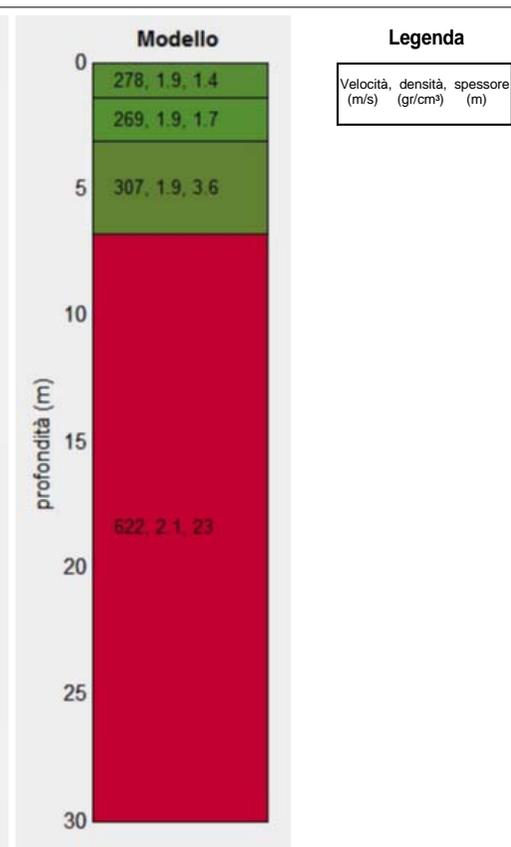
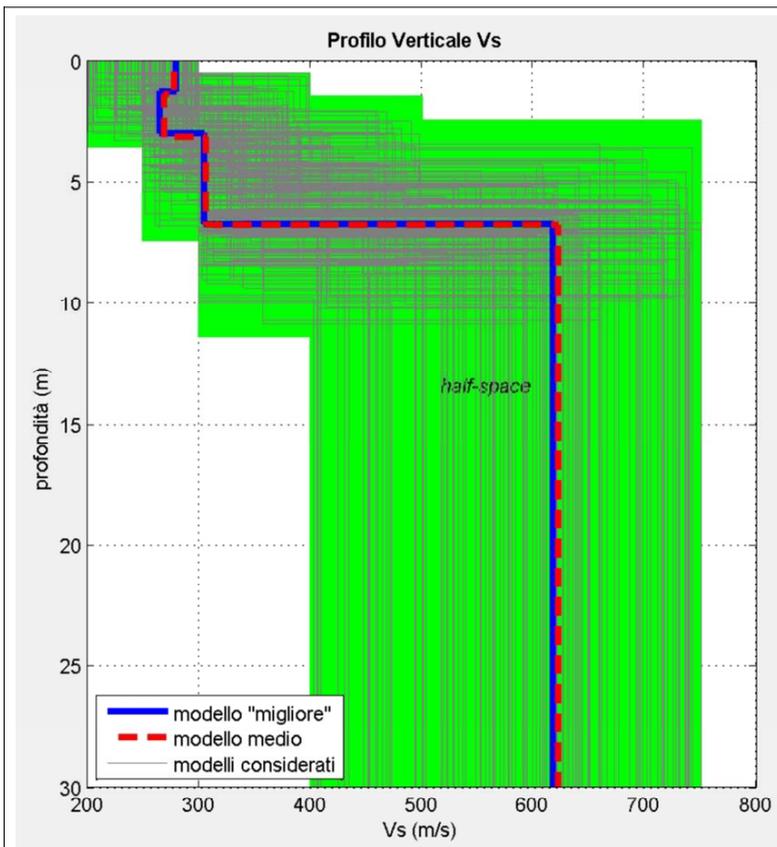
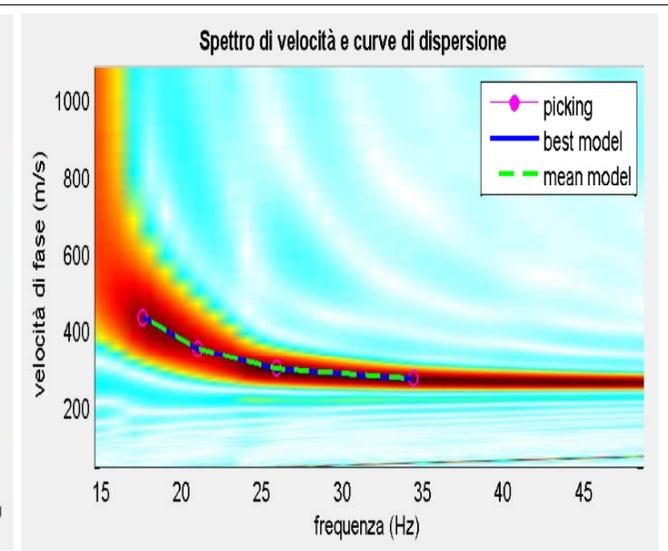
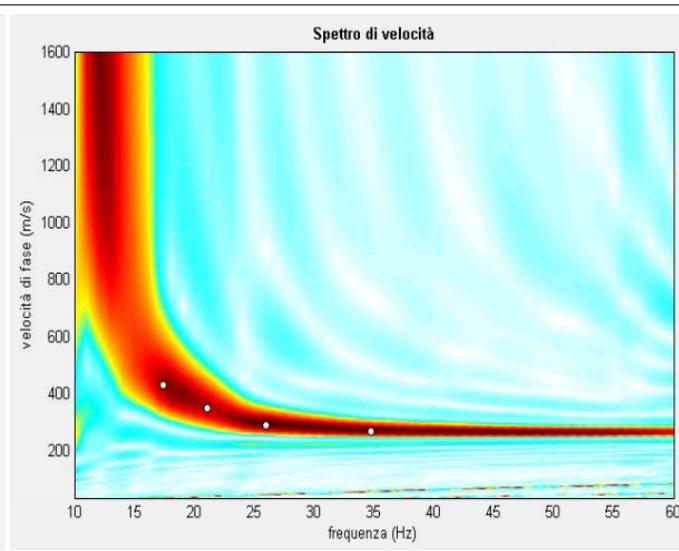
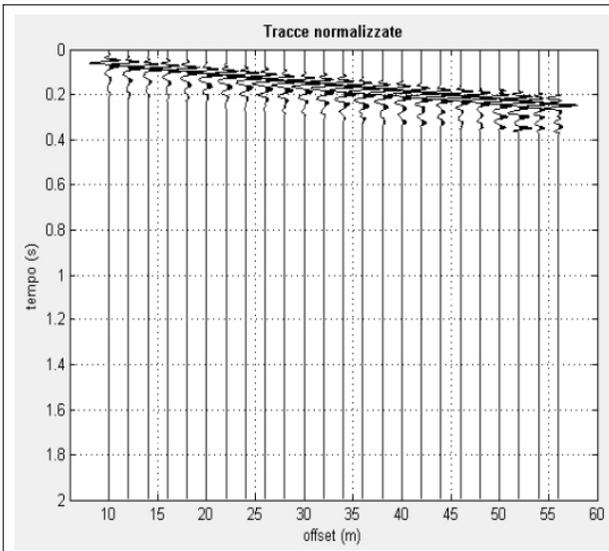
Comune di Susa

---

Metodologia MASW

### VELOCITA' DELLE ONDE S PROVA MASW 1

All. 01	Dicembre 2012	
---------	---------------	--



**TABELLA DI CALCOLO**

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	1.4	278
1.4	3.1	269
3.1	6.7	307
6.7	30.0	622

**VS30 = 495 m/s**

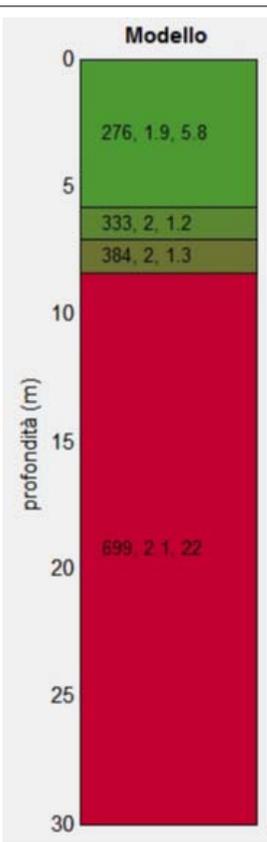
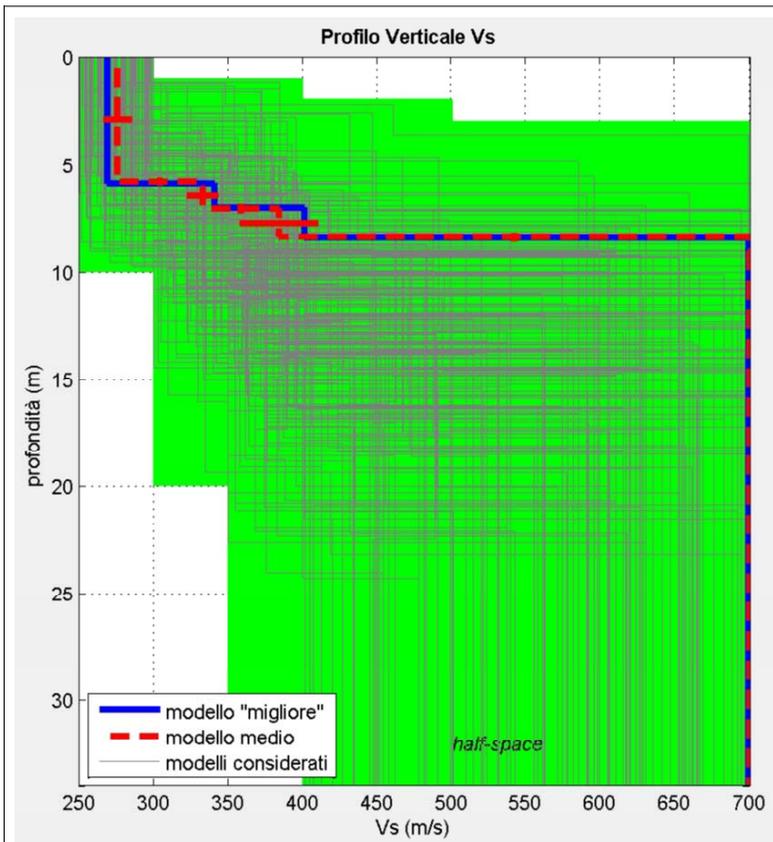
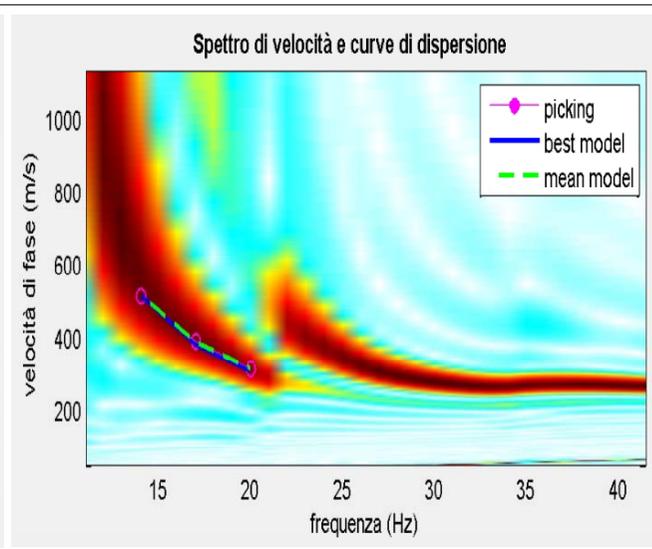
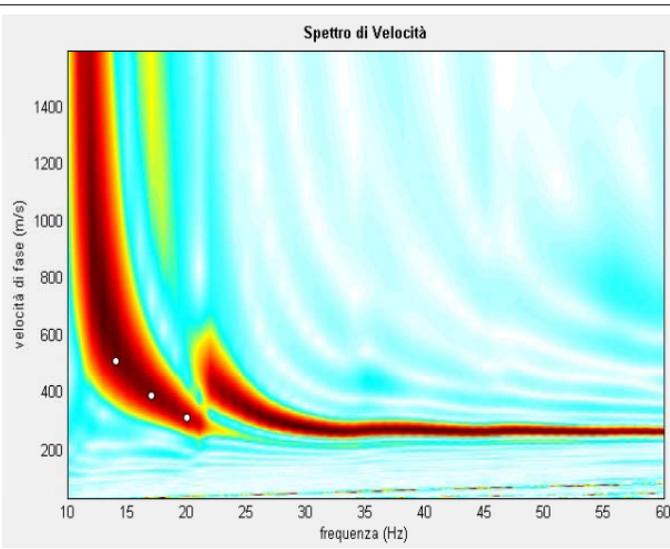
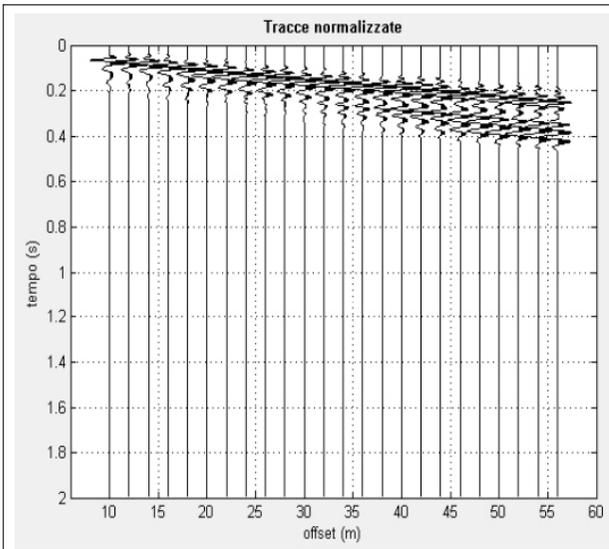
**PROVA SISMICA VS30**

Comune di Susa

Metodologia MASW

**VELOCITA' DELLE ONDE S  
PROVA MASW 2**

All. 02	Dicembre 2012	
---------	---------------	--



**Legenda**

Velocità, (m/s)	densità, (gr/cm³)	spessore, (m)
-----------------	-------------------	---------------

**TABELLA DI CALCOLO**

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	5.8	276
5.8	7.0	333
7.0	8.3	384
8.3	30.0	699

**VS30 = 507 m/s**

**PROVA SISMICA VS30**

Comune di Susa

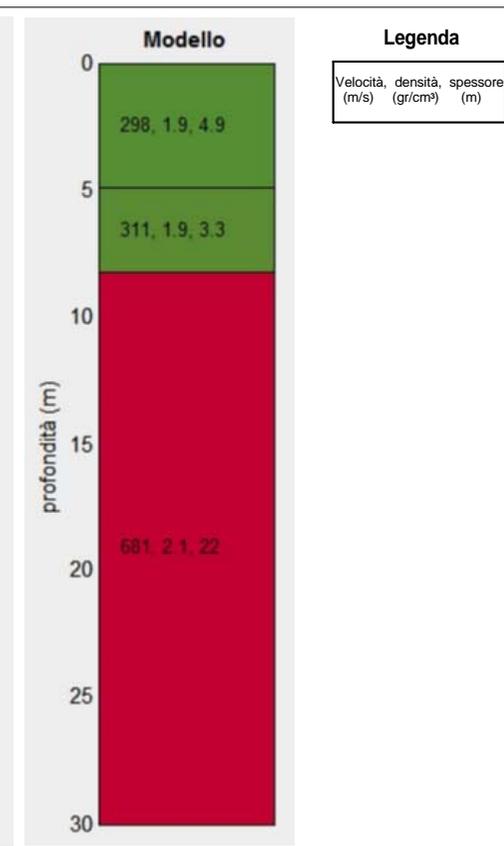
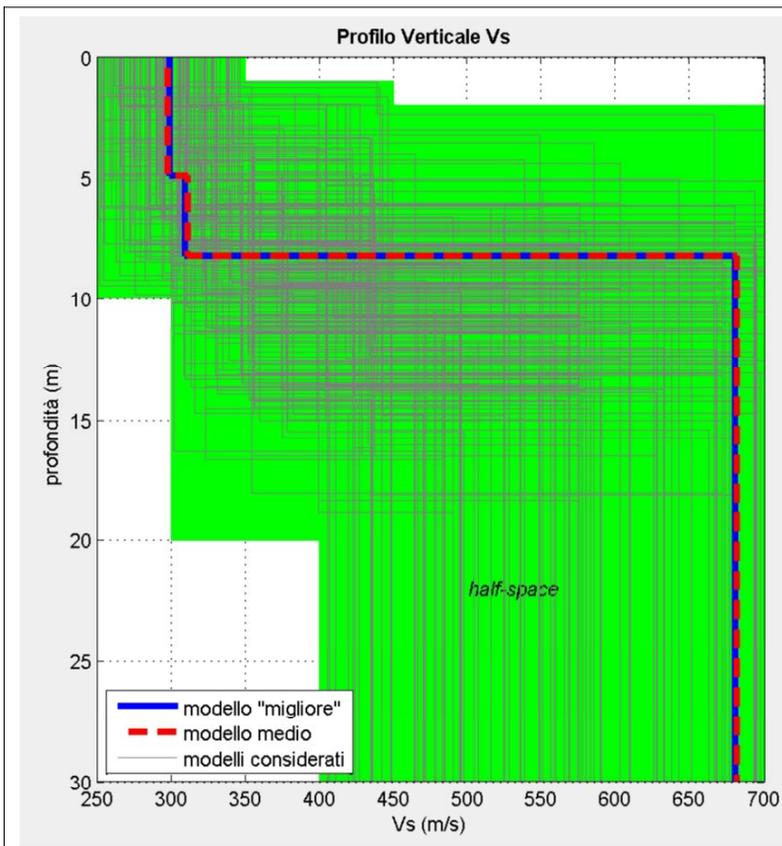
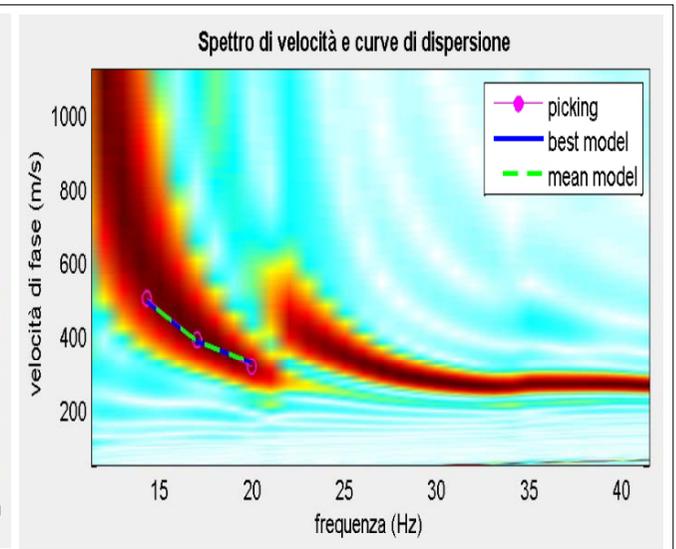
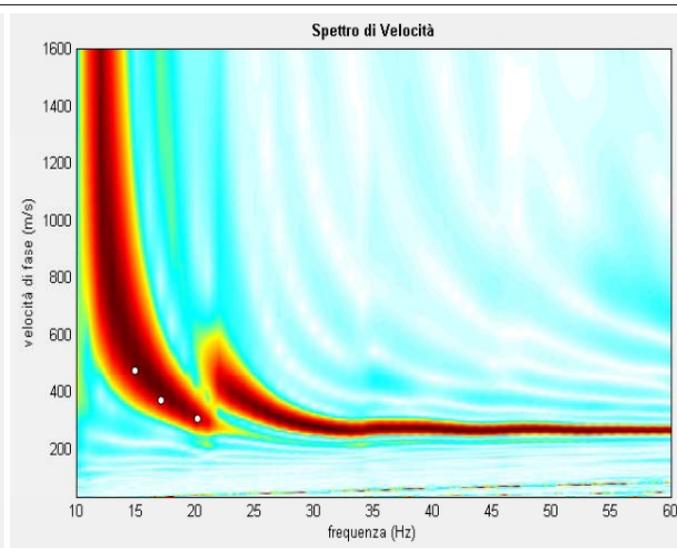
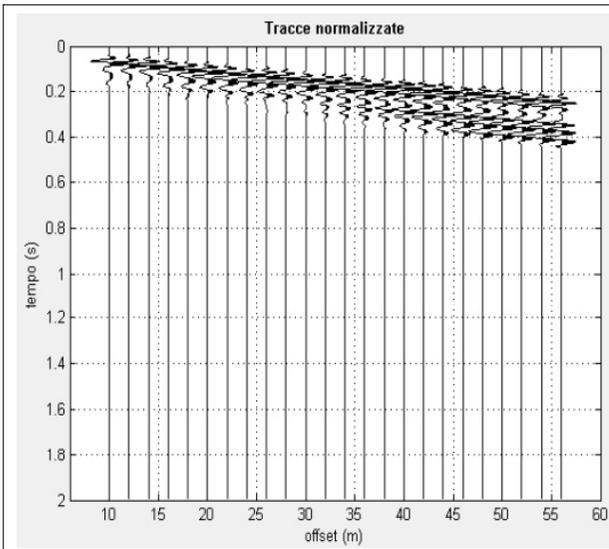
Metodologia MASW

**VELOCITA' DELLE ONDE S  
PROVA MASW 3**

All. 03

Dicembre 2012





### Legenda

Velocità, densità, spessore  
(m/s) (gr/cm³) (m)

### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	4.9	298
4.9	8.2	311
8.2	30.0	681

**VS30 = 507 m/s**

## PROVA SISMICA VS30

Comune di Susa

---

Metodologia MASW

### VELOCITA' DELLE ONDE S PROVA MASW 4

All. 04	Dicembre 2012	
---------	---------------	--

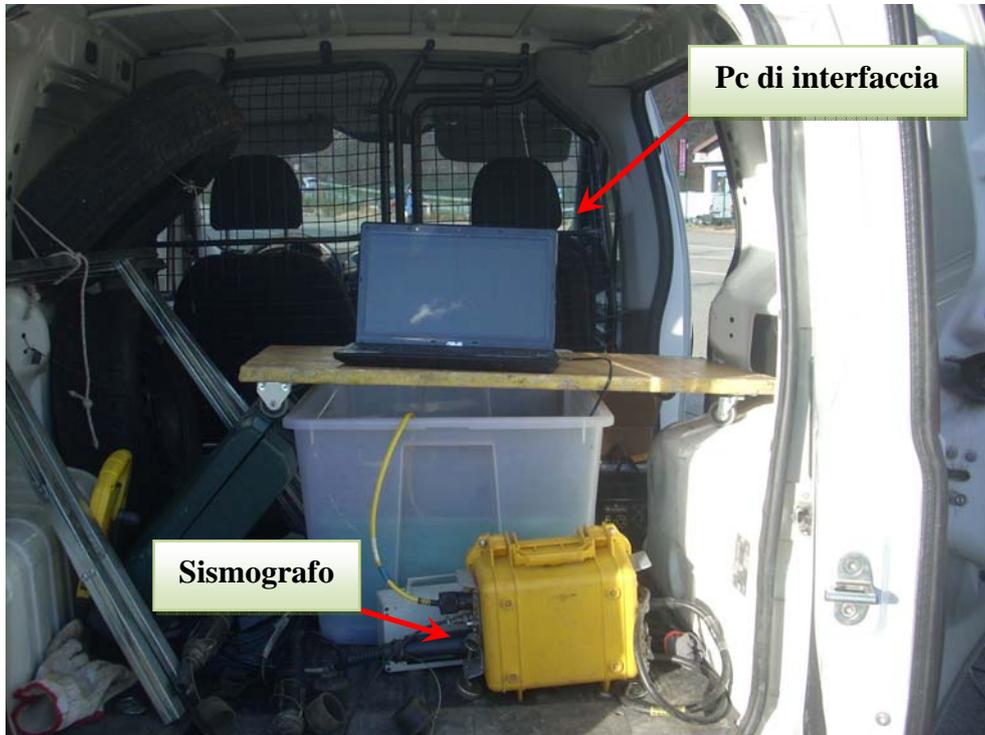
---

# DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

---



**Figura 1.** Stendimento di geofoni verticali



**Figura 2.** Strumentazione acquisizione dati