

COMUNE DI CHIES D'ALPAGO

PROVINCIA DI BELLUNO

“INTERVENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI  
PER LA PREVENZIONE DEL RISCHIO  
IDROGEOLOGICO DELL'ABITATO DI LAMOSANO”

2° STRALCIO OPERE DI MESSA IN SICUREZZA  
PONTE DI LAMOSANO IN COMUNE  
DI CHIES D'ALPAGO

\* STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA \*

ALLEGATO N.

DA01.2

SCALA

---

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

PROGETTISTA

ing. Lorenzo Roldo



COLLABORATORI

REV	NOME FILE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
2						
1						
0	38_ADP-PFTE-DIS-COPERTINE	MAR/2025	SFTE	LR	LR	AZ

NOTE

## INDICE

1. PREMESSE .....	2
2. RELAZIONE GEOTECNICA .....	3
3. RELAZIONE GEOLOGICA .....	12

COD- 294.2-PFATT-DOC-003-PSC

---

Veneto Strade S.p.a. - Direzione Operativa di Belluno  
Interventi strutturali e non strutturali per la prevenzione del rischio idrogeologico dell'abitato di Lamosano  
-Opere di messa in sicurezza ponte di Lamosano 2° STRALCIO-  
RELAZIONE TECNICA

## 1. PREMESSE

Il Codice dei Contratti Pubblici di cui al D.lgs 36 del 31/3/20231 riporta nell'Allegato I.7 all'articolo 8 le indicazioni dei contenuti che compongono, per la stesura del Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica, l'allegato relativo alla RELAZIONE TECNICA.

Pertanto, la presente relazione tecnica è corredata dalle specifiche indagini e dagli studi specialistici effettuati ed allegati al precedente progetto "Messa in sicurezza ponte di Lamosano 1° stralcio Cod. int. 294.1" , che sono firmati dai rispettivi tecnici abilitati.

Si allegano:

- ✓ Relazione Geotecnica a firma dell'ing. Walter Mazzoran
- ✓ Relazione Geologica a firma del dott. geol. Vittorio Fenti

COD- 294.2-PFATT-DOC-003-PSC

## **2. RELAZIONE GEOTECNICA**

COD- 294.2-PFATT-DOC-003-PSC

---

Veneto Strade S.p.a. - Direzione Operativa di Belluno  
Interventi strutturali e non strutturali per la prevenzione del rischio idrogeologico dell'abitato di Lamosano  
-Opere di messa in sicurezza ponte di Lamosano 2° STRALCIO-  
RELAZIONE TECNICA



REGIONE DEL VENETO  
DIREZIONE PROTEZIONE CIVILE, SICUREZZA E POLIZIA LOCALE  
O.C.D.P.C. N. 836 DEL 12/01/2022

**O.C.D.P.C. 836 DEL 12/01/2022**-"SUBENTRO DELLA REGIONE VENETO NELLE  
INIZIATIVE FINALIZZATE AL SUPERAMENTO DELLA SITUAZIONE DI CRITICITA' DETERMINATASI  
IN CONSEGUENZA DEGLI ECCEZIONALI EVENTI METEOROLOGICI AVVERSI VERIFICATOSI A  
PARTIRE DAL MESE DI OTTOBRE 2018, DI CUI ALLA DELIBERA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DELL'8 NOVEMBRE 2018" IN RIFERIMENTO ALLE  
**O.C.D.P.C. N. 558 DEL 15/11/2018 E N. 769 DEL 16/11/2021**



**IL SOGGETTO ATTUATORE  
SETTORE RIPRISTINO VIABILITA'**

*Dott. Giuseppe Franco*

COMUNE DI CHIES D'ALPAGO

PROVINCIA DI BELLUNO

Messa in sicurezza ponte di Lamosano  
in Comune di Chies D'alpago

**\* PROGETTO ESECUTIVO \***

ALLEGATO N. **EA01.5**

CODICE PIANO INVESTIMENTI  
**LN145-2020-558  
BL-294**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

IL RESPONSABILE DI PROGETTO

ing. Lorenzo Roldo



PROGETTAZIONE STRUTTURALE  
STUDIO MTD e ASSOCIATI  
ing. Walter Mazzoran



REV	NOME FILE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
2						
1						
0			DEF	AT	MDV	AM

NOTE



PROTEZIONE CIVILE  
Presidenza del Consiglio dei Ministri  
Dipartimento della Protezione Civile

# SOMMARIO

1.1	CAPACITÀ PORTANTE DELLE SPALLE.....	2
1.1.1	Analisi statica .....	2
1.1.2	Analisi sismica della spalla.....	3

## 1.1 CAPACITÀ PORTANTE DELLE SPALLE

Si riporta solo la verifica della spalla in sx orografica essendo la più rappresentativa delle due E' stata eseguita un'analisi statica ed un'analisi sismica. In questa verifica la struttura è stata considerata come un monolite costituito da due blocchi, uno più grande che comprende la spalla vera e propria ed i primi 5 m di muro andatore con relativa platea e terreno di riempimento (blocco A) e l'altro blocco che comprende il resto dei muri andatori, relativa platea e terreno di riempimento (blocco B). L'analisi sismica è stata eseguita in direzione X poiché la spinta del terreno è presente su un solo lato mentre in direzione Y il terreno è presente su entrambi i lati del monolite. Nell'analisi statica è stato considerato l'intero monolite soggetto ai soli carichi verticali permanenti e variabili (la spinta del terreno sul lato sud non è presa in conto in virtù del piccolo rapporto tra altezza/lunghezza=0,6). L'analisi sismica è eseguita a fds sul solo blocco A soggetto ai carichi permanenti, alla spinta del terreno sul lato sud ed alle azioni sismiche mobilitate dalle masse presenti. In questo schema tutta l'azione sismica trasmessa dall'impalcato è assorbita dall'inerzia del solo blocco A e la spinta asimmetrica del terreno è esercitata sulla faccia sud del blocco per tutta la sua altezza.

### 1.1.1 Analisi statica

La fondazione del monolite si articola su due livelli ma per semplicità e a fds la capacità portante è calcolata considerando una platea su un solo livello.

Spalla in Sx orografica												
L'asse X è orizzontale, parallelo all'asse stradale con verso S-N												
L'asse Y è orizzontale, perpendicolare all'asse stradale con verso E-W												
L'asse Z è verticale rivolto verso l'alto												
L'origine del sistema di riferimento è all'intersezione dei piani:												
orizzontale sotto il dado di fondazione,												
complanare alla faccia anteriore del fusto												
piano verticale che contiene l'asse stradale.												
Analisi dei pesi propri e carichi permanenti												
La sezione 1 è adiacente alla spalla												
La sezione 2 è quella più a Sud												
Geometria della spalla	N°	Lx[m]	Ly[m]	Lz[m]	X <sub>B</sub> [m]	Y <sub>B</sub> [m]	Z <sub>B</sub> [m]	γ[kN/m <sup>3</sup> ]	P[kN]	M <sub>xx</sub> [kN]	M <sub>yy</sub> [kN]	
Dado di fondazione	1	3,10	9,50	0,80	-0,85	0,00	0,40	25,00	-589,0	0,0	-500,7	
Fusto-muro	1	0,60	9,50	6,07	-0,30	0,00	3,84	25,00	-865,0	0,0	-259,5	
Fusto-nervature	4	1,80	0,60	6,07	-1,50	0,00	3,84	25,00	-655,6	0,0	-983,3	
Pulvino	1	2,80	10,50	0,80	-1,00	0,00	7,27	25,00	-588,0	0,0	-588,0	
Paraghiaia	1	0,50	10,50	2,55	-2,15	0,00	8,95	25,00	-334,7	0,0	-719,6	
									-3032,2	0,0	-3051,1	
Geometria del box sez 1	N°	Lx[m]	Ly[m]	Lz[m]	X <sub>B</sub> [m]	Y <sub>B</sub> [m]	Z <sub>B</sub> [m]	γ[kN/m <sup>3</sup> ]	P[kN]	M <sub>xx</sub> [kN]	M <sub>yy</sub> [kN]	
Fondazione	1	5,70	9,50	0,80	-5,25	0,00	0,40	25,00	-1083,0	0,0	-5685,8	
Collegamento posteriore inf.	1	0,80	9,50	1,50	-7,70	0,00	1,55	25,00	-285,0	0,0	-2194,5	
Muri andatori	2	4,90	0,60	9,70	-4,85	0,00	5,65	25,00	-1425,9	0,0	-6915,6	
tiranti inferiori	2	0,50	8,30	0,50	-4,15	0,00	3,85	25,00	-103,8	0,0	-430,6	
tiranti superiori	1	0,50	8,30	0,50	-5,40	0,00	7,43	25,00	-51,9	0,0	-280,1	
									-2949,5	0,0	-15506,6	
Geometria del box sez 2	N°	Lx[m]	Ly[m]	Lz[m]	X <sub>B</sub> [m]	Y <sub>B</sub> [m]	Z <sub>B</sub> [m]	γ[kN/m <sup>3</sup> ]	P[kN]	M <sub>xx</sub> [kN]	M <sub>yy</sub> [kN]	
Fondazione	1	6,00	9,50	0,80	-10,30	0,00	2,70	25,00	-1140,0	0,0	-11742,0	
Collegamento posteriore inf.	1	0,80	8,30	1,00	-12,90	0,00	3,60	25,00	-166,0	0,0	-2141,4	
Muri andatori	2	6,00	0,60	7,70	-10,30	0,00	6,95	25,00	-1386,0	0,0	-14275,8	
tiranti superiori	2	0,50	8,30	0,50	-9,90	0,00	3,85	25,00	-103,8	0,0	-1027,1	
									-2795,8	0,0	-29186,3	
Risultanti del pesp proprio	P[kN]								(-3032,2)+(-2949,5)+(-2795,8)=	-8777,5		
	M <sub>xx</sub> [kN]									0,0		
	M <sub>yy</sub> [kN]									(-3051,1)+(-15506,6)+(-29186,3)=	-47743,9	

Riempimento della spalla	N°	Lx[m]	Ly[m]	Lz[m]	X <sub>0</sub> [m]	Y <sub>0</sub> [m]	Z <sub>0</sub> [m]	γ[kN/m <sup>3</sup> ]	P[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
Fusto-nervature interna	1	1,80	2,10	6,07	-1,50	0,00	3,84	18,00	-413,00	0,0	-619,5
Fusto-nervature esterne	2	1,80	2,50	6,07	-1,50	0,00	3,84	18,00	-983,34	0,0	-1475,0
Sopra la fondazione 1	1	4,90	8,30	9,70	-4,85	0,00	5,65	18,00	-7100,98	0,0	-34439,8
Sopra la fondazione 2	1	6,00	8,30	7,70	-6,95	0,00	2,70	18,00	-6902,28	0,0	-47970,8
									-15399,6	0,0	-84505,1
Sovraccarico permanente		Lx[m]	Ly[m]	Lz[m]	X <sub>0</sub> [m]	Y <sub>0</sub> [m]	Z <sub>0</sub> [m]	γ[kN/m <sup>3</sup> ]	P[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
Pavimentazione		10,9	8,3	0,2	-7,85	0	10,5	20,00	-361,88	0,0	-2840,8
Risultanti del riempimento e sovraccarico permanente											
									(-15399,6)+(-361,88)=	-15761,5	
										0,0	
										(-84505,1)+(-2840,8)=	-87345,9
Carichi mobili		Lx[m]	Ly[m]		X <sub>0</sub> [m]	Y <sub>0</sub> [m]	Z <sub>0</sub> [m]	q[kN/m <sup>2</sup> ]	Q[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
q1k (1° col)		10,90	3,00		-7,85	2,25	10,6	9,00	-294,30	-662,2	-2310,3
Q1k (1° col)		2,20	3,00		-7,85	2,25	10,6	90,9	-600,00	-1350,0	-4710,0
q1k (2° col)		10,90	3,00		-7,85	-0,75	10,6	2,50	-81,75	61,3	-641,7
Q1k (2° col)		2,20	3,00		-7,85	-0,75	10,6	60,6	-400,00	300,0	-3140,0
									-1376,1	-1650,9	-10802,0
Azioni trasmesse dall'impalcato											
Reazioni vincolari											
Combinazione: 5											
iNod	Px[kN]	Py[kN]	Pz[kN]		X <sub>0</sub> [m]	Y <sub>0</sub> [m]	Z <sub>0</sub> [m]		Pz[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
2	24,48	24,63			-0,86	-2,275	8,00		-628,18	1232,0	-344,4
3	24,08	24,64			-0,86	-0,425	8,00		-849,44	163,9	-537,9
4	23,63	24,65			-0,86	1,425	8,00		-1073,90	-1727,5	-734,5
5	23,16	24,64			-0,86	3,275	8,00		-1286,28	-4409,7	-920,9
									-3837,8	-4741,3	-2537,7
Reazioni vincolari											
Combinazione: 9											
iNod	Px[kN]	Py[kN]			X <sub>0</sub> [m]	Y <sub>0</sub> [m]	Z <sub>0</sub> [m]		Pz[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
2	101,03	4,47			-0,86	-2,275	8,00		-575,65	1273,8	313,2
3	101,40	4,47			-0,86	-0,425	8,00		-693,67	259,0	214,6
4	101,80	4,48			-0,86	1,425	8,00		-817,47	-1200,7	111,4
5	102,13	4,47			-0,86	3,275	8,00		-930,92	-3084,5	16,4
									-3017,7	-2752,4	655,6

ascissa del centro fondazione X <sub>g</sub> [m] =	-6,3										
Momenti rispetto al centro della fondazione											
		P[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]					P[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]
Totale carichi permanenti	1,35	-33127,6	0,0	-182371,3					1,35	-33127,6	0,0 -182371,3
Carichi mobili su terrapieno	1,35	-1857,7	-2228,7	-14582,7					1,35	-1857,7	-2228,7 -14582,7
Combinazione: 5		-3837,8	-4741,3	-2537,7							
		-38823	-6970	-199492					Combinazione: 9	-3017,7	-2752,4 655,6
										-38003,0	-4981,0 -196298
La combinazione peggiore è la	1		P[kN]	M <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]						
Momenti rispetto al centro fondazione			-38823	-6970	45094					-38823,1	
eccentricità del carico e <sub>x</sub> [m]			-45094/(-38823)=		1,162						
eccentricità del carico e <sub>y</sub> [m]			(-6970)/(-38823)=	0,180							
L <sub>x</sub> ' [m]			14,00-2*1,162=		11,677						
L <sub>y</sub> ' [m]			9,50-2*0,180=	9,141							
pressione media in fondazione			(-38823)/11,677/9,141=		-363,722						
	φ [°]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	B [m]	L [m]	profond.[m]	γ <sub>r</sub>	γ <sub>R</sub>				
	28,0	18,0	9,50	14,00	2,0	1,00	2,3				
Pertanto la capacità portante della fondazione è calcolata con riferimento a questa combinazione è :											
Capacità portante della fondazione (con Meyerhof) :									Q <sub>R,d</sub> [kN] =	84891	
Capacità portante della fondazione (con Terzaghi) :									Q <sub>R,d</sub> [kN] =	76352	
Il minimo coefficiente di sicurezza vale :									-76352/(-38823)=	1,97	
									verifica soddisfatta		

## 1.1.2 Analisi sismica della spalla

Parametri di riferimento per le accelerazioni sismiche orizzontali		
a <sub>g</sub> del sito [g] =		0,245
S <sub>stratigrafico</sub>		1,164
S <sub>topogr</sub>		1,200
Azione sismica		
a <sub>max</sub> [g]		0,342
	'=1,164*1,200*0,245	
In questo caso i muri non si spostano quindi si assume: β <sub>sm</sub>	1,00	
a <sub>h</sub> [g]		0,342
	'=0,342*1,00	
a <sub>v</sub> [g]		0,171
	'=0,342*0,5	

Caratteristiche meccaniche del terreno					
	valori caratteristici		valori di calcolo		
	[°]	[rad]	$\tan(\alpha_s)$	$\gamma_{\alpha}(M1)$	$\tan(\alpha_d)/M1$
angolo di resistenza al taglio: $\phi'$	28,0	0,489	0,532	1	0,532
angolo di attrito terra muro $\delta$	18,7	0,326	0,338	1	0,338
angolo di attrito terra fondazione: $\beta$	28,0	0,489	0,532	1	0,532
			$c'_{sk}$	$\gamma_c(M1)$	$c'_d(M1)$
coesione efficace $c'$ [kPa]			30	1	30
			$\gamma_{terr,k}$	$\gamma_{\gamma}(M1)$	$\gamma_{terr,d}(M1)$
peso specifico del terreno $\gamma_{terr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]			20,0	1	20

### Carichi permanenti - Valori caratteristici

Calcestruzzo						
Platea di fondazione	$\gamma_{cls}$ [kN/m <sup>3</sup> ]=	24		P [kN]=	-1619,7	$\approx -8,88*9,50*0,80*24,00$
Lx [m] = 8,88	$X_G$ [m]=	0		Mx[kNm]=	0,0	$\approx (-1619,7)*0,00$
Ly [m] = 9,5	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-1619,7)*0,00$
Hx [m] = 0,80	$Z_G$ [m]=	0,40		Mz[kNm]=	-647,9	$\approx (-1619,7)*0,40$
Muro anteriore				P [kN]=	-868,7	$\approx -0,60*9,50*6,35*24,00$
Lx [m] = 0,6	$X_G$ [m]=	-3,36		Mx[kNm]=	-2918,8	$\approx (-868,7)*(-3,36)$
Ly [m] = 9,5	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-868,7)*0,00$
Hx [m] = 6,35	$Z_G$ [m]=	3,975		Mz[kNm]=	-3453,0	$\approx (-868,7)*3,98$
Contrafforte di valle 1				P [kN]=	-164,6	$\approx -1,80*0,60*6,35*24,00$
Lx [m] = 1,8	$X_G$ [m]=	-2,16		Mx[kNm]=	-355,5	$\approx (-164,6)*(-2,16)$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	-4,45		My[kNm]=	732,4	$\approx (-164,6)*(-4,45)$
Hx [m] = 6,35	$Z_G$ [m]=	3,975		Mz[kNm]=	-654,3	$\approx (-164,6)*3,98$
Contrafforte interno di valle 2				P [kN]=	-164,6	$\approx -1,80*0,60*6,35*24,00$
Lx [m] = 1,8	$X_G$ [m]=	-2,16		Mx[kNm]=	-355,5	$\approx (-164,6)*(-2,16)$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	-1,35		My[kNm]=	222,2	$\approx (-164,6)*(-1,35)$
Hx [m] = 6,35	$Z_G$ [m]=	3,975		Mz[kNm]=	-654,3	$\approx (-164,6)*3,98$
Contrafforte interno di monte 3				P [kN]=	-164,6	$\approx -1,80*0,60*6,35*24,00$
Lx [m] = 1,8	$X_G$ [m]=	-2,16		Mx[kNm]=	-355,5	$\approx (-164,6)*(-2,16)$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	1,35		My[kNm]=	-222,2	$\approx (-164,6)*1,35$
Hx [m] = 6,35	$Z_G$ [m]=	3,975		Mz[kNm]=	-654,3	$\approx (-164,6)*3,98$
Contrafforte di monte 4				P [kN]=	-164,6	$\approx -1,80*0,60*6,35*24,00$
Lx [m] = 1,8	$X_G$ [m]=	-2,16		Mx[kNm]=	-355,5	$\approx (-164,6)*(-2,16)$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	4,45		My[kNm]=	-732,4	$\approx (-164,6)*4,45$
Hx [m] = 6,35	$Z_G$ [m]=	3,975		Mz[kNm]=	-654,3	$\approx (-164,6)*3,98$

Pulvino				P [kN]=	-616,0	$\approx -2,80*10,50*0,87*24,00$
Lx [m] = 2,8	$X_G$ [m]=	-2,66		Mx[kNm]=	-1638,5	$\approx (-616,0)*(-2,66)$
Ly [m] = 10,5	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-616,0)*0,00$
Hx [m] = 0,873	$Z_G$ [m]=	7,587		Mz[kNm]=	-4673,2	$\approx (-616,0)*7,587$
Paragliaaia				P [kN]=	-289,8	$\approx -0,50*10,50*2,30*24,00$
Lx [m] = 0,5	$X_G$ [m]=	-1,51		Mx[kNm]=	-437,6	$\approx (-289,8)*(-1,51)$
Ly [m] = 10,5	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-289,8)*0,00$
Hx [m] = 2,3	$Z_G$ [m]=	FALSO		Mz[kNm]=	0,0	$\approx (-289,8)*Falso$
Muro andatore di valle				P [kN]=	-684,4	$\approx -4,90*0,60*9,70*24,00$
Lx [m] = 4,9	$X_G$ [m]=	1,19		Mx[kNm]=	814,5	$\approx (-684,4)*1,19$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	-4,45		My[kNm]=	3045,7	$\approx (-684,4)*(-4,45)$
Hx [m] = 9,7	$Z_G$ [m]=	5,65		Mz[kNm]=	-3867,0	$\approx (-684,4)*5,65$
Muro andatore di monte				P [kN]=	-684,4	$\approx -4,90*0,60*9,70*24,00$
Lx [m] = 4,9	$X_G$ [m]=	1,19		Mx[kNm]=	814,5	$\approx (-684,4)*1,19$
Ly [m] = 0,6	$Y_G$ [m]=	4,45		My[kNm]=	-3045,7	$\approx (-684,4)*4,45$
Hx [m] = 9,7	$Z_G$ [m]=	5,65		Mz[kNm]=	-3867,0	$\approx (-684,4)*5,65$
Dente posteriore				P [kN]=	-147,4	$\approx -3,70*8,30*0,20*24,00$
Lx [m] = 3,7	$X_G$ [m]=	0,59		Mx[kNm]=	87,0	$\approx (-147,4)*0,59$
Ly [m] = 8,3	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-147,4)*0,00$
Hx [m] = 0,2	$Z_G$ [m]=	10,12		Mz[kNm]=	-1491,8	$\approx (-147,4)*10,12$
Piastra di transizione				P [kN]=	-147,4	$\approx -3,70*8,30*0,20*24,00$
Lx [m] = 3,7	$X_G$ [m]=	0,59		Mx[kNm]=	87,0	$\approx (-147,4)*0,59$
Ly [m] = 8,3	$Y_G$ [m]=	0		My[kNm]=	0,0	$\approx (-147,4)*0,00$
Hx [m] = 0,2	$Z_G$ [m]=	10,12		Mz[kNm]=	-1491,8	$\approx (-147,4)*10,12$

Risultante							
P [kN]=	-5716,2	'=	(-1619,7)+(-868,7)+(-164,6)+(-164,6)+(-164,6)+(-164,6)+(-616,0)+(-289,8)+(-684,4)+(-684,4)+(-147,4)+(-147,4)				
Mx[kNm]=	-4614,1	'=	0,0+(-2918,8)+(-355,5)+(-355,5)+(-355,5)+(-355,5)+(-1638,5)+(-437,6)+814,5+814,5+87,0+87,0				
My[kNm]=	0,0	'=	0,0+0,0+732,4+222,2+(-222,2)+(-732,4)+0,0+0,0+3045,7+(-3045,7)+0,0+0,0				
Mz[kNm]=	-22108,7	'=	(-647,9)+(-3453,0)+(-654,3)+(-654,3)+(-654,3)+(-654,3)+(-4673,2)+0,0+(-3867,0)+(-3867,0)+(-1491,8)+(-1491,8)				
baricentro							
x [m] =	0,807	'=	(-4614,1)/(-5716,2)				
y [m] =	0,000	'=	0,0/(-5716,2)				
z [m] =	3,868	'=	(-22108,7)/(-5716,2)				

<b>Terreno</b>							
Tra Contrafforte 1 e 2	$\gamma_{ter}$ [kN/m <sup>3</sup> ]=	20		P [kN]=	-480,1	'=	-1,80*2,10*6,35*20,00
Lx [m] =	1,8	X <sub>G</sub> [m]=	-2,16	Mx[kNm]=	-1036,9	'=	(-480,1)*(-2,16)
Ly [m] =	2,1	Y <sub>G</sub> [m]=	-2,9	My[kNm]=	1392,2	'=	(-480,1)*(-2,90)
H <sub>z</sub> [m] =	6,35	Z <sub>G</sub> [m]=	3,975	Mz[kNm]=	-1908,2	'=	(-480,1)*3,98
Tra Contrafforte 2 e 3				P [kN]=	-480,1	'=	-1,80*2,10*6,35*20,00
Lx [m] =	1,8	X <sub>G</sub> [m]=	-2,16	Mx[kNm]=	-1036,9	'=	(-480,1)*(-2,16)
Ly [m] =	2,1	Y <sub>G</sub> [m]=	0	My[kNm]=	0,0	'=	(-480,1)*0,00
H <sub>z</sub> [m] =	6,35	Z <sub>G</sub> [m]=	3,975	Mz[kNm]=	-1908,2	'=	(-480,1)*3,98
Tra Contrafforte 3 e 4				P [kN]=	-480,1	'=	-1,80*2,10*6,35*20,00
Lx [m] =	1,8	X <sub>G</sub> [m]=	-2,16	Mx[kNm]=	-1036,9	'=	(-480,1)*(-2,16)
Ly [m] =	2,1	Y <sub>G</sub> [m]=	2,9	My[kNm]=	-1392,2	'=	(-480,1)*2,90
H <sub>z</sub> [m] =	6,35	Z <sub>G</sub> [m]=	3,975	Mz[kNm]=	-1908,2	'=	(-480,1)*3,98
Sopra la platea				P [kN]=	-7890,0	'=	-4,90*8,30*9,70*20,00
Lx [m] =	4,9	X <sub>G</sub> [m]=	1,19	Mx[kNm]=	9389,1	'=	(-7890,0)*1,19
Ly [m] =	8,3	Y <sub>G</sub> [m]=	0	My[kNm]=	0,0	'=	(-7890,0)*0,00
H <sub>z</sub> [m] =	9,7	Z <sub>G</sub> [m]=	5,65	Mz[kNm]=	-44578,4	'=	(-7890,0)*5,65
Risultante							
P [kN]=	-9330,2	'=	(-480,1)+(-480,1)+(-480,1)+(-7890,0)				
Mx[kNm]=	6278,3	'=	(-1036,9)+(-1036,9)+(-1036,9)+9389,1				
My[kNm]=	0,0	'=	1392,2+0,0+(-1392,2)+0,0				
Mz[kNm]=	-50303,1	'=	(-1908,2)+(-1908,2)+(-1908,2)+(-44578,4)				
baricentro							
x [m] =	-0,673	'=	6278,3/(-9330,2)				
y [m] =	0,000	'=	0,0/(-9330,2)				
z [m] =	5,391	'=	(-50303,1)/(-9330,2)				

<b>Sovraccarichi sulla spalla</b>							
Pavimentazione	$\gamma_{pavim}$ [kN/m <sup>3</sup> ]=	20		P [kN]=	-134,5	'=	-5,40*8,30*0,15*20,00
Lx [m] =	5,4	X <sub>G</sub> [m]=	0,94	Mx[kNm]=	126,4	'=	(-134,5)*0,94
Ly [m] =	8,3	Y <sub>G</sub> [m]=	0	My[kNm]=	0,0	'=	(-134,5)*0,00
H <sub>z</sub> [m] =	0,15	Z <sub>G</sub> [m]=	10,3	Mz[kNm]=	-1384,9	'=	(-134,5)*10,30
Barriere di sicurezza (entrambi)	$\gamma_{bar sic}$ [kN/m]=	0,8		P [kN]=	-8,6	'=	-2*5,40*0,80
Lx [m] =	5,4	X <sub>G</sub> [m]=	0,94	Mx[kNm]=	8,1	'=	(-8,6)*0,94
Ly [m] =		Y <sub>G</sub> [m]=	0	My[kNm]=	0,0	'=	(-8,6)*0,00
H <sub>z</sub> [m] =	0,7	Z <sub>G</sub> [m]=	10,85	Mz[kNm]=	-93,7	'=	(-8,6)*10,85
Risultante							
P [kN]=	-143,1	'=	(-134,5)+(-8,6)				
Mx[kNm]=	134,5	'=	126,4+8,1				
My[kNm]=	0,0	'=	0,0+0,0				
Mz[kNm]=	-1478,7	'=	(-1384,9)+(-93,7)				
baricentro							
x [m] =	-0,940	'=	134,5/(-143,1)				
y [m] =	0,000	'=	0,0/(-143,1)				
z [m] =	10,333	'=	(-1478,7)/(-143,1)				

Carichi permanenti			
			Coeff. parz. sicur. $\gamma = 1,3$
$P_k$ [kN]=	-15189,5	$\text{=}(-5716,2)+(-9330,2)+(-143,1)$	$P_d$ [kN]= -19746,3 $\text{=}(-15189,5)*1,30$
$M_{yy,k,p}=M_{x,k,p}$ [kNm]=	1798,7	$\text{=}(-4614,1)+6278,3+134,5$	$M_{yy,d,p}=M_{x,d,p}$ [kNm]= 2338,3 $\text{=}1798,7*1,30$
$M_{zz,k,p}=M_{y,k,p}$ [kNm]=	0,0		$M_{zz,d,p}=M_{y,d,p}$ [kNm]= 0,0
$M_{zz,k,p}$ [kNm]=	-73890,5	$\text{=}(-22108,7)+(-50303,1)+(-1478,7)$	
baricentro dei permanenti:	$x$ [m]= -0,118	$y$ [m]= 0,000	$z$ [m]= 4,865

### Spinta del terreno - Valori caratteristici e Valori di calcolo

A f.d.s. considero la spinta sulla parte posteriore dello scatolare per tutta l'altezza maggiore

Inclinazione paramento a monte [rad]	0		
$L_y$ [m] =	9,5		
$H_z$ [m] =	10,5		
Coefficiente di spinta attiva	0,321	$\text{=}(\cos(0,489-0,00)^2)/((\cos(0,00))^2*\cos(0,326+0,00))*(1+$	
<b>Spinta conseguente al peso del terreno</b>			
Spinta del terreno [kN]	-3365,1	$\text{=}0,321*20,00*9,50*10,50^2/2$	
Componente vert. della spinta [kN]	-1077,0	$\text{=}(-3365,1)*\sin(0,00+0,326)$	
Componente orizz. della spinta [kN]	-3188,1	$\text{=}(-3365,1)*\cos(0,00+0,326)$	
Momento stabilizzante $M_x$ [kNm]	4782,1	$\text{=}(-1077,0)*8,88/2$	
Momento ribaltante $M_x$ [kNm]	-11158,4	$\text{=}(-3188,1)*10,50/3$	
<b>Spinta conseguente ai carichi da traffico (considero solo il <math>q_{1k,c1}</math> ed il <math>q_{1k,c2}</math>)</b>			
<b>Spinta del terreno <math>q_{1k,c1}</math> [kN]</b>			
Spinta del terreno $q_{1k,c1}$ [kN]	-182,2	$\text{=}2*0,321*9,00*10,50*3,00$	NB: questa comp
Componente vert. della spinta [kN]	-58,3	$\text{=}(-182,2)*\sin(0,00+0,326)$	
Componente orizz. della spinta [kN]	-172,6	$\text{=}(-182,2)*\cos(0,00+0,326)$	
Momento stabilizzante [kNm]	-258,9	$\text{=}(-58,3)*8,88/2$	
Momento ribaltante $M_x$ [kNm]	-906,1	$\text{=}(-172,6)*10,50/2$	
<b>Spinta del terreno <math>q_{1k,c2}</math> [kN]</b>			
Spinta del terreno $q_{1k,c2}$ [kN]	-25,30	$\text{=}0,321*2,50*10,50*3,00$	
Componente vert. della spinta [kN]	-8,1	$\text{=}(-25,30)*\sin(0,00+0,326)$	
Componente orizz. della spinta [kN]	-24,0	$\text{=}(-25,30)*\cos(0,00+0,326)$	
Momento stabilizzante [kNm]	-36,0	$\text{=}(-8,1)*8,88/2$	
Momento ribaltante $M_x$ [kNm]	-125,8	$\text{=}(-24,0)*10,50/2$	

### Carichi da traffico sulla spalla - Valori caratteristici e Valori di calcolo

<b>Carichi mobili : q1k 1a colonna</b>			
$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]=	9,00		$P$ [kN]= -145,8 $\text{=}5,40*3,00*9,00$
$L_x$ [m] = 5,40	$X_G$ [m]= 0,94		$M_x$ [kNm]= 137,1 $\text{=}(-145,8)*0,94$
$L_y$ [m] = 3,00	$Y_G$ [m]= 2,25		$M_y$ [kNm]= -328,1 $\text{=}(-145,8)*2,25$
	$Z_G$ [m]= 10,35		
<b>Carichi mobili : q1k 2a colonna</b>			
$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]=	2,50		$P$ [kN]= -40,5 $\text{=}5,40*3,00*2,50$
$L_x$ [m] = 5,40	$X_G$ [m]= 0,94		$M_x$ [kNm]= 38,1 $\text{=}(-40,5)*0,94$
$L_y$ [m] = 3,00	$Y_G$ [m]= -0,75		$M_y$ [kNm]= 30,4 $\text{=}(-40,5)*(-0,75)$
	$Z_G$ [m]= 10,35		
<b>Carichi mobili : Q1k - 1a colonna</b>			
$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]=	90,91		$P$ [kN]= -600,0 $\text{=}2,20*3,00*90,91$
$L_x$ [m] = 2,20	$X_G$ [m]= -2,80		$M_x$ [kNm]= -1680,0 $\text{=}(-600,0)*(-2,80)$
$L_y$ [m] = 3,00	$Y_G$ [m]= 2,25		$M_y$ [kNm]= -1350,0 $\text{=}(-600,0)*2,25$
	$Z_G$ [m]= 10,35		
<b>Carichi mobili : Q1k - 2a colonna</b>			
$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]=	60,61		$P$ [kN]= -400,0 $\text{=}2,20*3,00*60,61$
$L_x$ [m] = 2,20	$X_G$ [m]= -2,8		$M_x$ [kNm]= -1120,0 $\text{=}(-400,0)*(-2,80)$
$L_y$ [m] = 3,00	$Y_G$ [m]= -0,75		$M_y$ [kNm]= 300,0 $\text{=}(-400,0)*(-0,75)$
	$Z_G$ [m]= 10,35		
<b>Risultante</b>			
$P$ [kN]=	-1186,3	$\text{=}(-145,8)+(-40,5)+(-600,0)+(-400,0)$	
$M_x$ [kNm]=	-2624,9	$\text{=}137,1+38,1+(-1680,0)+(-1120,0)$	
$M_y$ [kNm]=	-1347,7	$\text{=}(-328,1)+30,4+(-1350,0)+300,0$	
<b>Coeff. parz. sicur. <math>\gamma = 1,5</math></b>			
$Q_{k,Tr}$ [kN]=	-1186,3	$\text{=}(-145,8)+(-40,5)+(-600,0)+(-400,0)$	$Q_{d,Tr}$ [kN]= -1779,5 $\text{=}(-1186,3)*1,50$
$M_{yy,k,Tr}=M_{x,k,Tr}$ [kNm]=	-2624,9	$\text{=}137,1+38,1+(-1680,0)+(-1120,0)$	$M_{yy,d,Tr}=M_{x,d,Tr}$ [kNm]= -3937,3 $\text{=}(-2624,9)*1,50$
$M_{zz,k,Tr}=M_{y,k,Tr}$ [kNm]=	-1347,7	$\text{=}(-328,1)+30,4+(-1350,0)+300,0$	$M_{zz,d,Tr}=M_{y,d,Tr}$ [kNm]= -2021,5 $\text{=}(-1347,7)*1,50$

### Azione sismica sul cuneo di spinta e sulle masse della spalla

#### Sulla massa di terreno che genera la spinta a tergo

Forza sismica orizzontale [kN]	-1844,3	$= -20,0 * 9,50 * 10,50^2 * \text{SIN}(3.141593/4 - 0,489/2) / 2 * 0,342$
Momento ribaltante Mx [kNm]	-12910,3	$= (-1844,3) * 10,50^2 / 3$

#### Sulla massa di terreno portato, sui cls e sovracc.permanenti

Forza sismica orizzontale [kN]	-5193,3	$= (-15189,5) * 0,342$
Momento ribaltante Mx [kNm]	-25263,0	$= (-5193,3) * 4,865$
Forza sismica verticale (±) [kN]	-2596,6	$= (-15189,5) * 0,171$
Momento ribaltante Mx (±) [kNm]	-307,5	$= (-2596,6) * (-0,118)$

### Azioni trasmesse dall'impalcato - valori di calcolo

#### SLV

Combinazione: 35  $PP^*1 + SPI^*1 + DTd^*-0,5 + DTu^*-0,5 + Ri^*1 + SX^*1 + SY^*-0,3 + SZ^*0,3 + Ce^*5$

iNod	Rx[kN]	Ry[kN]	Rz[kN]	x [m]	y[m]	z [m]	Myy[kNm]		Mxx[kNm]	
							Mx[kNm]	My[kNm]	Mx[kNm]	My[kNm]
2	106,33	-26,32	-323,32	-2,8	-2,275	8,02	-52,6			946,6
3	106,24	-26,32	-298,55	-2,8	-0,425	8,02	16,1			338,0
4	106,14	-26,32	-280,90	-2,8	1,425	8,02	64,7			-189,2
5	106,02	-26,32	-261,98	-2,8	3,275	8,02	116,8			-646,9
	424,73	-105,29	-1164,77				145,0			448,6

#### Verifica del carico limite allo SLV

$F_{x,SLU,E}$ [kN]=	-9997,5	$= (-3188,1) + (-172,6) + (-24,0) + (-1844,3) + (-5193,3) + 424,73$
$F_{y,SLU,E}$ [kN]=	5088,0	$= (-5193,3) + (-105,29)$
$F_{z,SLU,E}$ [kN]=	-21280,6	$= (-15189,5) + (-1077,0) + (-58,3) + (-8,1) + (-1186,3) + (-2596,6) + (-1164,77)$
$M_{yy,SLU,E} = M_{x,SLU,E}$ [kNm]=	-42913,3	$= 1798,7 + 4782,1 + (-11158,4) + (-12910,3) + (-25263,0) + (-307,5) + 145,0$
$M_{xx,SLU,E} = M_{y,SLU,E}$ [kNm]=	-7222,6	$= 0,3 * (-25263,0) + 0,3 * (-307,5) + 448,6$
L'eccentricità della risultante vale :	$e_x$ [m]=	-2,017 $= (-42913,3) / (-21280,6)$
	$e_y$ [m]=	0,339 $= (-7222,6) / (-21280,6)$

La capacità portante della fondazione è calcolata con la formula di Meyerhof assegnando i seguenti parametri :

$\phi$ [°]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	B [m]	L [m]	profond.[m]	$\gamma_\phi$	$\gamma_R$
28,0	20	8,88	9,5	4	1,00	2,3
Capacità portante dell'intera $Q_{R,d}$ [kN] :				41898		
il coefficiente di sicurezza vale:				$41898 / (-21280,6) =$	2,0	> 1
verifica soddisfatta						

### **3. RELAZIONE GEOLOGICA**

COD- 294.2-PFATT-DOC-003-PSC

---

Veneto Strade S.p.a. - Direzione Operativa di Belluno  
Interventi strutturali e non strutturali per la prevenzione del rischio idrogeologico dell'abitato di Lamosano  
-Opere di messa in sicurezza ponte di Lamosano 2° STRALCIO-  
RELAZIONE TECNICA



REGIONE DEL VENETO  
DIREZIONE PROTEZIONE CIVILE, SICUREZZA E POLIZIA LOCALE  
O.C.D.P.C. N. 836 DEL 12/01/2022

**O.C.D.P.C. 836 DEL 12/01/2022**-"SUBENTRO DELLA REGIONE VENETO NELLE  
INIZIATIVE FINALIZZATE AL SUPERAMENTO DELLA SITUAZIONE DI CRITICITA' DETERMINATASI  
IN CONSEGUENZA DEGLI ECCEZIONALI EVENTI METEOROLOGICI AVVERSI VERIFICATOSI A  
PARTIRE DAL MESE DI OTTOBRE 2018, DI CUI ALLA DELIBERA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
DELL'8 NOVEMBRE 2018" IN RIFERIMENTO ALLE  
**O.C.D.P.C. N. 558 DEL 15/11/2018 E N. 769 DEL 16/11/2021**



**IL SOGGETTO ATTUATORE  
SETTORE RIPRISTINO VIABILITA'**

*Dott. Giuseppe Franco*

**COMUNE DI CHIES D'ALPAGO**

**PROVINCIA DI BELLUNO**

**Messa in sicurezza ponte di Lamosano  
in Comune di Chies D'alpago**

**\* PROGETTO ESECUTIVO \***

ALLEGATO N. **EA01.2**

CODICE PIANO INVESTIMENTI  
**LN145-2020-558  
BL-294**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

IL RESPONSABILE DI PROGETTO

ing. Lorenzo Roldo



PROGETTAZIONE STRUTTURALE  
STUDIO MTD e ASSOCIATI  
ing. Walter Mazzoran



REV	NOME FILE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
2						
1						
0			DEF	AT	MDV	AM

NOTE



**PROTEZIONE CIVILE**  
Presidenza del Consiglio dei Ministri  
Dipartimento della Protezione Civile

**COMUNE DI CHIES D'ALPAGO**  
(PROVINCIA DI BELLUNO)

**PROGETTO**  
**DI COSTRUZIONE DI UN NUOVO PONTE A**  
**LAMOSANO**

**RELAZIONE GEOLOGICA PRELIMINARE**

Committente	<b>VENETO STRADE S.P.A. – Via Baseggio, 5 - 30174 Mestre</b>
Progettista	<b>STUDIO DI INGEGNERIA MTD - Piazza Castello,n° 4 - 32100 Belluno</b>

**F STUDIO di GEOLOGIA APPLICATA Dr. Geol. VITTORIO FENTI**  
**Via Pragrande, 55 B - 32021 AGORDO (BL)**

Tel.: 0437 62314 - e\_mail: vittorio.fenti@libero.it

P. IVA: 011 263 50 253 - C.F.: FNT VTR 43A20 D470Y

Ordine Geologi Regione Veneto n° 70

AGGIORNAMENTO PROFESSIONALE CERTIFICATO AL 2023

*La legge sui diritti d'Autore (22/4/41 n° 633) e quella istitutiva dell'Ordine Professionale dei Geologi (3/2/63 n° 112), vietano la riproduzione ed utilizzazione anche parziale di questo documento senza preventiva autorizzazione.*

Agordo, 30 luglio 2020

N° 2538

Codice: 200730

Dott. Geol. Vittorio FENTI



The image shows a circular professional stamp of the Order of Geologists of the Veneto Region. The stamp contains the text: "ORDINE DEI GEOLOGI", "Dr. Geol. VITTORIO FENTI", and "N° 70". Below the stamp is a handwritten signature in blue ink.

## SOMMARIO

<b>1 - PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>PLANIMETRIA CATASTALE.....</b>	<b>5</b>
<b>4- ANTEFATTI.....</b>	<b>5</b>
<b>5 - VINCOLI .....</b>	<b>12</b>
<b>5.1 - PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>12</b>
<b>7 - ASPETTI GEOLOGICI-STRATIGRAFICI.....</b>	<b>14</b>
<b>10- CONDIZIONI DI STABILITÀ .....</b>	<b>21</b>
<b>11 - SISMICITÀ STORICA .....</b>	<b>22</b>
<b>11.4 - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....</b>	<b>23</b>
<b>12 - TERRE E ROCCE DA SCAVO .....</b>	<b>26</b>
<i>Limiti e significati delle correlazioni .....</i>	<i>35</i>
<b>16 – CONCLUSIONI.....</b>	<b>38</b>

## 1 – PREMESSA

La presente relazione è stata richiesta dallo Studio di Ingegneria MTD, Piazza Castello n° 4, - 32100 Belluno, per conto di VENETO STRADE S.P.A. , VIA BASEGGIO, 5 – 30174 MESTRE, allo scopo di verificare le caratteristiche geologiche, sismiche e geotecniche preliminari dei terreni di fondazione di un nuovo ponte, in progetto sul T. Tessina a Lamosano, in Comune di Chies d'Alpago (BL), ai sensi della normativa vigente.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. LL.PP. 11.03.1988 - *“Norme tecniche ed istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.*
- O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 – *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Allegato 4 – Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”.*
- D.G.R.V. n.67/2003 – *“Decreto legislativo n.112/1998 art.94, Legge 2 febbraio 1974, n.64 e Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n.3274 come modificata dall’Ordinanza del Presidente Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003, n.3316. Nuova classificazione sismica del territorio regionale: direttive”*
- D.M. 17.01.2018 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*
- Circolare della Regione Veneto n. 397711 d.d. 23/9/2013 ad oggetto D.L.19.06.2013 n°69, convertito in legge 09.08.2013, n°98. *Terre e rocce da scavo, articoli 41 e 41 bis. Indirizzi operativi.*
- Circolare della Regione Veneto n. 88720 d.d. 28/02/2014 *“Terre e rocce da scavo. Chiarimenti in merito all’applicazione dell’art.185, comma 1, lett. c) del D.Lgs. n.152/2006 e s.m.i.”*
- Circolare della Regione Veneto n. 127310 d.d. 25/03/2014 *“Terre e rocce da scavo. Modulistica per il riutilizzo del suolo nello stesso sito in cui è stato escavato”.*
- D.P.R. n.120 del 13/06/2017 *“Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo”*

## 3 - UBICAZIONE

L'area di intervento è ubicata al limite nord di Lamosano, tra i due ponti sul T.Tessina. Il ponte maggiore (ovest), quota circa 648,77 m s.l.m. con  $\Delta h$  sull'alveo di circa 24 m, è lungo ~ 100 m, la passerella (est), quota ~ 639,47 m s.l.m., è lunga circa 30 m, con  $\Delta h$  sull'alveo di circa 9 m.

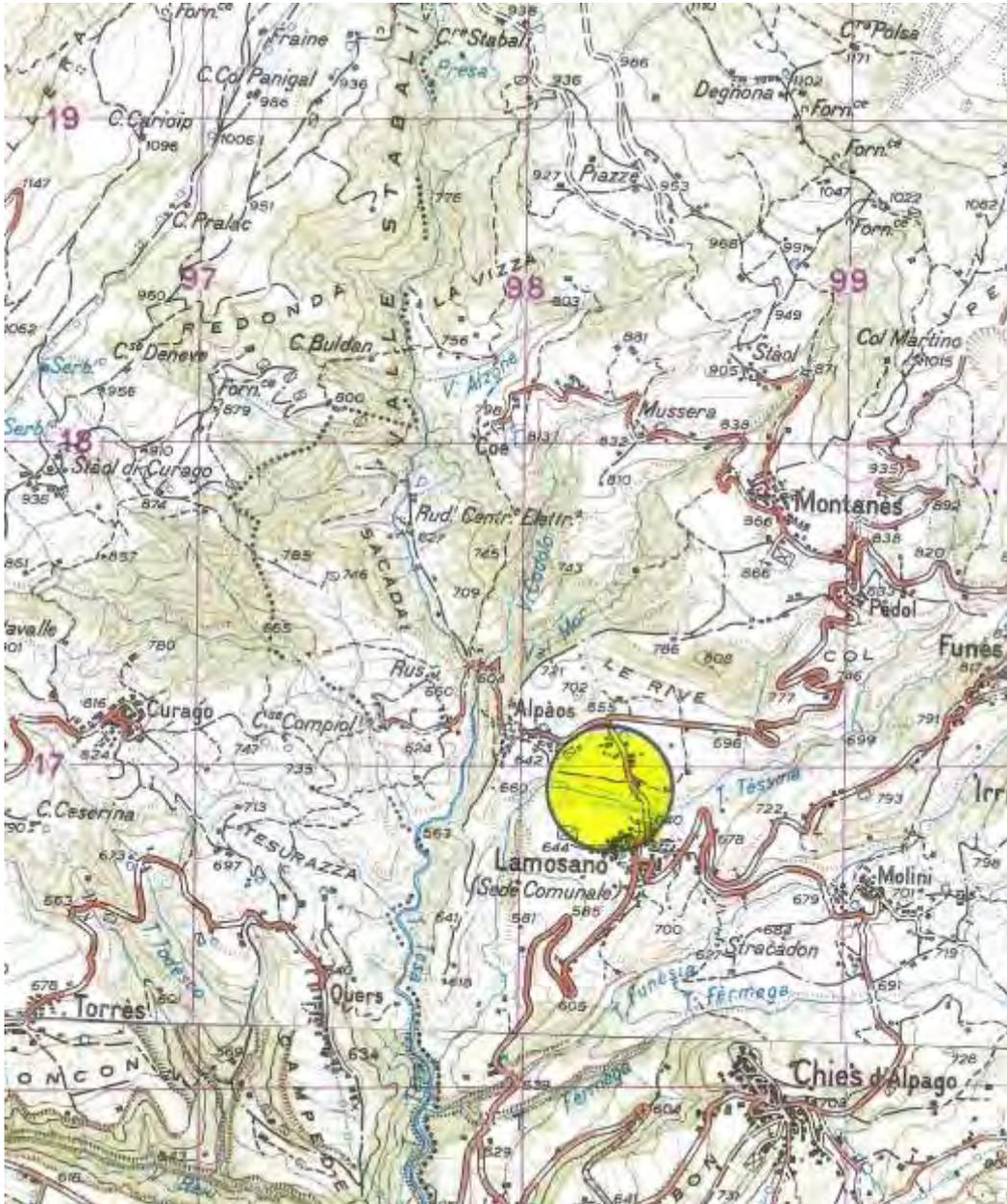
-LAT. 46° 10' 25,49" N

-LONG. 12° 23' 12,35" E

La quota dell'area di intervento è compresa tra 625 e 630 m s.l.m.

La quota dell'abitato di Lamosano, area presso il municipio, è di circa 638 m s.l.m.

Per l'inquadramento dell'area in esame si faccia riferimento ai seguenti allegati di pertinenza geologica, nonché agli elaborati di progetto:



ESTRATTO TAV. IGM 1: 25.000 PIEVE D'ALPAGO F° 23 I S.E.



ESTATTO CARTA TECNICA REGIONALE 1: 5.000 - ELEMENTO FUNES



PLANIMETRIA CATASTALE

#### 4- ANTEFATTI

Di seguito si riportano alcuni risultati significativi degli studi più importanti effettuati sulla frana di Lamosano.

Uno studio completo dei luoghi è contenuto nella *“Relazione conclusiva sul movimento franoso dell’abitato di Lamosano”*, a cura del dott. Roberto ONOFRI dell’Università di Trieste, luglio 1995, che rappresenta la continuazione della *“Relazione preliminare per la prima fase di studio sul movimento franoso dell’abitato di Lamosano”*, effettuata dal Geol. Luciano BROILI (mancato nel 1994), giugno 1990.

Tali relazioni furono richieste dal Genio Civile di Belluno.

Delle relazioni si riportano in sintesi i seguenti aspetti significativi.

La dorsale di Lamosano corrisponde ad un corpo di paleofrana originatasi per scivolamento in blocco del bed-rock lapideo (facies marnosa) del colle, con direzione della dislocazione grosso modo circa da E verso W e superficie di scivolamento prevalentemente coincidente con la stratificazione disposta a franapoggio.

L'insellatura esistente tra la chiesa ed il Municipio è interpretata come la parte posteriore dello scoscendimento in blocco mentre il fronte W corrisponde al tratto del T. Tessina diretto N-S.

Le cause della perdurante, lenta e costante dislocazione sono da ricercare in parte nei processi erosivi esercitati dal Tessina ed in parte nelle infiltrazioni idriche nel sottosuolo di varia provenienza (con pressioni idrostatiche ed idrodinamiche, plasticizzazione ed argillificazione dei litotipi più cataclasati), lungo superfici di fratturazione- scivolamento argillificate.

E' più probabile che la circolazione idrica sotterranea avvenga per vene preferenziali indipendenti, piuttosto che in seno ad una vera e propria falda acquifera s.s.

I dissesti ad edifici ed infrastrutture sono certamente imputabili anche alle scadentissime caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di copertura del basamento litoide.

Le rocce del basamento litoide sono rappresentate da una sequenza di marne argilloso-siltose mioceniche, molto fratturate, friabili.

I terreni di copertura sono costituiti da ghiaie sabbiose a matrice limosa, con frequenti orizzonti argillosi.

I numerosi sondaggi geognostici eseguiti nell'abitato hanno evidenziato la presenza di una copertura sciolta di spessore compreso tra 6 e 21 metri, con valori più frequenti intorno a 8-10 m.

I valori dell'RQD del substrato sono prevalentemente "mediocri" o "scadenti".

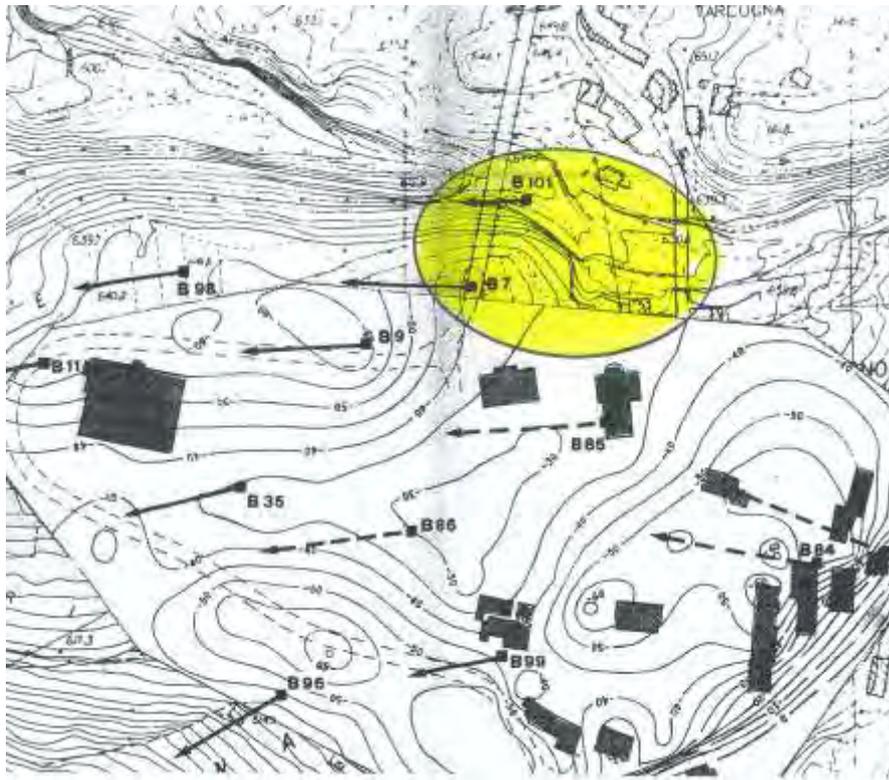
Le misure di livellazione di precisione effettuate dal nov. 1986 al giugno 1993 hanno permesso di ricostruire delle "Linee di isoabbassamento" che delimitano la dorsale nelle seguenti zone.



(In giallo l'area di indagine per il nuovo ponte)

ZONE	ABBASSAMENTO TOTALE in mm (1986-1993)	ABBASSAMENTO MEDIO ANNUO in mm (1986-1993)
A1	>/=50	8,82
A2	>/=50	9,30
A3	>/=50	9,78
B	40-50	6,66
<b>C</b>	<b>30-40</b>	<b>5,16</b>
D	20-30	4,57
E	< 30	< 4,57

Le misure degli spostamenti planimetrici effettuate dal nov. 1986 al nov.1992 in alcuni punti significativi, hanno permesso di definire i seguenti valori.



(In giallo l'area di indagine per il nuovo ponte)

PUNTO di RIF.	SPOSTAMENTO TOTALE (mm)	SPOSTAMENTO ANNUO (mm)
<b>B7</b>	<b>114</b>	<b>24,9</b>
B9	110	24,0
B11	108	23,6
B35	105	22,9
B84	151	25,2
B85	144	24,0
B86	134	22,3
B94	100	21,8
B95	72	15,7
B96	108	23,7
B97	104	22,7
B98	100	21,8
B99	84	18,3
<b>B101</b>	<b>59</b>	<b>12,8</b>
M25	151	25,1

Le misure inclinometriche in **S7** (1989-1994) evidenziavano movimenti a profondità tra -26 e -28 m dal p.c., con altre deformazioni a -22 m all'interno del substrato marnoso ed altre attorno a -10 - 13 m dal p.c., tra copertura sciolta e substrato litoide.

Le misure piezometriche effettuate nel 1992 hanno fornito valori anche molto variabili in luoghi vicini (da -2 m a -45 m dal p.c.), dovuti ad una circolazione idrica per vene preferenziali nella copertura e per fratture-strati aperti nel substrato litoide.

L'innalzamento piezometrico avviene rapidamente in seguito alle piogge e l'abbassamento più lentamente.

E' confermato che i processi deformativi sono in stretta relazione con l'innalzamento massimo delle piezometriche nel sottosuolo.

L'attività sismica locale influisce negativamente sulla stabilità del corpo di frana.

Le analisi geostatiche a suo tempo effettuate in back-analysis negli scendentissimi terreni sciolti di copertura, nel settore est dell'abitato, hanno evidenziato che, con valori di coesione nulla, in corrispondenza della superficie di scivolamento, si ha:

-con fattore di equilibrio =1,04 l'angolo d'attrito è pari a 10,7°,

-con fattore di equilibrio =1,10 l'angolo d'attrito è pari a 11,3°.

Il volume globale della frana è stimato attorno a 4.500.00 m<sup>3</sup>.

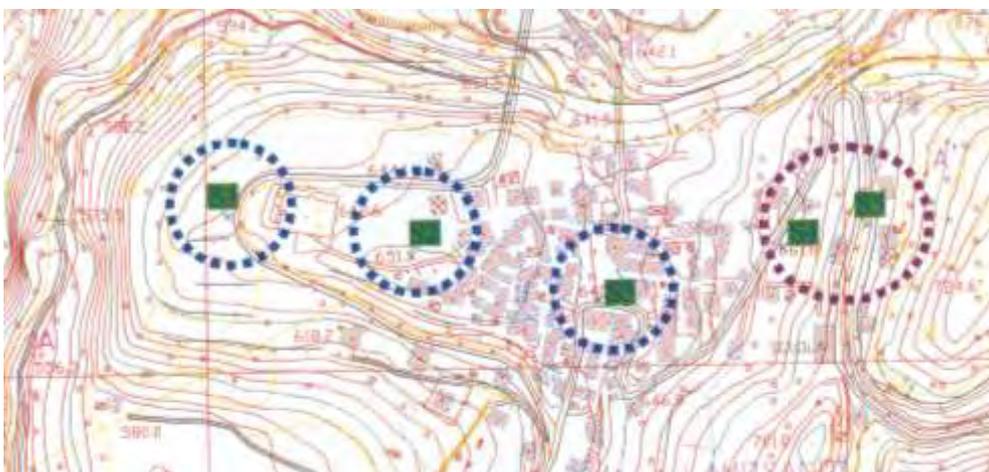
In particolare, i fenomeni traslativi interessano in modo rilevante la spalla sinistra del ponte sul Tessina ed assai meno la spalla destra.

Un terzo studio fu successivamente commissionato dalla Regione Veneto al prof. Rinaldo GENEVOIS dell'Univ. di Padova: "La frana di Lamosano in Comune di Chies d'Alpago (BL)"

(MAGGIO 2008).

Della relazione si riportano in sintesi i seguenti aspetti significativi.

Nel 2006 furono perforati altri 5 sondaggi geognostici, la cui ubicazione è la seguente.



Le stratigrafie sintetiche sono le seguenti:

**Sondaggio S1**

Profondità (m)	Descrizione
0.00 – 1.00	Materiale di riporto
1.00 – 11.80	Depositi morenici dei ghiacciai locali
11.80 – 15.40	Depositi morenici del ghiacciaio del Piave
15.40 – 100.0	Formazione di Bolago: marne fittamente stratificate, a luoghi intensamente fratturate ed alterate, particolarmente tra 61.4 e 64 m dove si presentano friabili e fortemente alterate. A partire dai 74 m dal p.c. le marne sono sostanzialmente prive di zone cataclase. Si distinguono quattro famiglie principali di fatturazione con inclinazioni pari a: 70°; 90°; 45-50°; 25-30°. Presenza di una cavità tra 20.80 m e 23.30 m dal p.c. di cui non è stato possibile accertare l'origine.

**Sondaggio S2**

Profondità (m)	Descrizione
0.00 – 0.60	Materiale di riporto
0.60 – 14.00	Depositi morenici dei ghiacciai locali
14.00 – 22.85	Depositi morenici del ghiacciaio del Piave
22.80 – 100.0	Formazione di Bolago: marne fittamente stratificate, a luoghi intensamente fratturate ed alterate, particolarmente da 42.50 a 44.50 m, da 55.00 a 57.40 m, da 62.00 a 64.00 m. A partire dai 67 m dal p.c. le marne sono sostanzialmente prive di zone cataclase. Si distinguono le stesse famiglie di fatturazione del sondaggio S1.

**Sondaggio S3**

Profondità (m)	Descrizione
0.00 – 0.70	Materiale di riporto
0.60 – 2.50	Materiale detritico
2.50 – 4.25	Depositi lacustri
4.25 – 26.30	Depositi morenici del ghiacciaio del Piave
26.30 – 27.50	Marne fortemente alterate
27.50 – 76.40	Formazione di Bolago: marne fittamente stratificate sostanzialmente prive di zone cataclase o fortemente alterate. Si distinguono le stesse famiglie di fatturazione del sondaggio S1.
76.40 – 77.70	Conglomerato di transizione
77.70 – 101.50	Formazione delle Arenarie glauconitiche di Belluno con grado di fatturazione modesto.

**Sondaggio S4**

Profondità (m)	Descrizione
0.00 – 0.75	Materiale di riporto
0.75 – 1.40	Materiale morenico rimaneggiato
1.40 – 54.0	Formazione di Bolago: marne fittamente stratificate, a luoghi intensamente fratturate ed alterate, particolarmente tra 12 e 17 m e tra 37 e 42 m dove si presentano in livelli friabili e fortemente alterati. Si distinguono famiglie di fatturazione analoghe a quelle dei sondaggi precedenti. Intorno ai 50 m le marne diventano più grossolane, con una progressiva transizione alle sottostanti arenarie.
54.0-60.0	Formazione delle Arenarie glauconitiche di Belluno, per lo più meno fratturate.

**Sondaggio S5**

Profondità (m)	Descrizione
0.00 – 0.30	Materiale di riporto
0.30 – 2.30	Depositi detritici eluvio-colluviali.
2.30 – 56.5	Formazione di Bolago: marne fittamente stratificate, a luoghi intensamente fratturate ed alterate, particolarmente tra 11 e 12 m, tra 26 e 29 m, tra 42 e 45 m e tra 49 e 51 m dove si presentano in livelli friabili e fortemente alterati. Si distinguono famiglie di fatturazione analoghe a quelle dei sondaggi precedenti. La transizione alle sottostanti arenarie inizia intorno ai 54-55 m di profondità.
56.5-64.0	Formazione delle Arenarie glauconitiche di Belluno prevalentemente grossolane e scarsamente cementate.

I sondaggi S1, S2, S3, attrezzati ad inclinometro, evidenziano che la superficie di scorrimento principale della frana è:

-S1 a m 70~ di profondità dal p.c., al letto della Marna di Bolago.

-S2 a m 65 ~ di profondità dal p.c., al letto della Marna di Bolago.

-S3 a m 27 ~ di profondità dal p.c., alla transizione tra copertura sciolta e Marna di Bolago.

E' stata confermata la presenza di altre superfici di scorrimento nelle marne fratturate ed alterate dalle acque circolanti profonde.

Presso i sondaggi furono posti in opera tre piezometri. In S3, tra il 2006 e 2008 la falda ha subito variazioni tra -26 e -30 m dal p.c.

E' stata confermata la presenza di vari livelli idrici in seno a superfici di fratturazione nelle marne del substrato.

Furono effettuati anche controlli di spostamento a mezzo di laser-scanner e GPS.

La velocità di spostamento fu stimata in 0,5 – 1,0 cm/mese.

I valori degli isoabbassamenti nell'area in sinistra del Tessina, presso il ponte, erano di 8-10 mm/anno (1993-2007?).

Furono effettuate varie indagini di stabilità che hanno permesso di stimare alcuni parametri geotecnici significativi, riportati nella seguente tabella.

TABELLA 20 - Tabella riassuntiva delle analisi effettuate.

METODO	SEZIONE	H <sub>w</sub>	PARAMETRI											
			Marne integre				Marne alterate-fratturate				Depositi glaciali			
			c'	φ'	K	G	c'	φ'	K	G	c'	φ'	K	G
EQUILIBRIO LIMITE	A - A'	Medio	150	40	—	—	10	24+12	—	—	20	25	—	—
		Alto	150	40	—	—	10	24+12	—	—	20	25	—	—
		Alto	150	40	—	—	10	24+12	—	—	20	25	—	—
	(A-A)mod	Medio	150	40	—	—	10	18+8	—	—	20	25	—	—
		Alto	150	40	—	—	10	18+8	—	—	20	25	—	—
F.D.M.	A - A'	Medio	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
		Basso	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
	B - B'	Medio	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
		Alto	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
		Basso	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
	C - C'	Medio	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
		Alto	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4
		Basso	150	40	2500	1500	20	18	200	120	40	26	6	4

F.D.M.: Metodo alle differenze finite. (A-A')mod: Sezione geologico-tecnica modificata. H<sub>w</sub>: Livello della falda. c': coesione (KPa). φ': Angolo d'attrito interno (°). K: Modulo di deformabilità volumetrica (MPa). G: Modulo di taglio (MPa).

Nei carotaggi il valore di R.Q.D varia tra il 60 ed il 100%.

Alcune prove di resistenza geomeccanica sulle rocce marnose hanno fornito i seguenti risultati.

-R.C.S. tramite martello di Schmidt: 280-350 Kg/cm<sup>2</sup> (valore tendenzialmente sovrastimato).

-R.C.S. tramite P.L.T.A.: 50-200 Kg/cm<sup>2</sup>, con frequenti valori intorno a 100 Kg/cm<sup>2</sup> (valore più realistico).

## 5 - VINCOLI

### 5.1 - Piano di Assetto Idrogeologico

Nella "Carta della pericolosità e del rischio geologico" del Comune di Chies d'Alpago, tratta dal PAI, "Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del F. Piave", redatto nel 2012, l'area in esame rientra tra le P3 e P4.



#### PIANO ASSETTO IDROGEOLOGICO P.A.I.

##### Perimetrazione e classi di pericolosità geologica

-  P1 - Pericolosità geologica moderata
-  P2 - Pericolosità geologica media
-  P3 - Pericolosità geologica elevata
-  P4 - Pericolosità geologica molto elevata

#### **Estratto della carta della pericolosità geologica del PAI**

Le norme di attuazione del PAI , art. 9, comma h, così recitano riguardo le aree P4:

- h.** realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie, ferroviarie e di trasporto pubblico nonché di piste ciclopedonali, purché siano contestualmente attuati i necessari interventi di mitigazione della pericolosità o del rischio; in particolare gli interventi di realizzazione di nuove infrastrutture stradali devono anche essere coerenti alle previsioni del piano di protezione civile ove esistente; adeguamenti delle infrastrutture viarie esistenti sono ammissibili anche in deroga all'obbligo di contestuale realizzazione degli interventi di mitigazione solo nel caso in cui gli adeguamenti si rendano necessari per migliorare le condizioni di sicurezza della percorribilità delle stesse;

#### **5.2 - Piano territoriale di coordinamento provinciale-provincia di Belluno.**

Nella “*Carta delle fragilità*” della Provincia di Belluno, l’area in esame rientra tra quelle fragili, quale “area di frana”.

## 6 - ASPETTI GEOMORFOLOGICI

L'intervento in progetto è ubicato a nord dell'abitato, tra il ponte e la passerella sul T. Tessina.

-Il ponte sul lato ovest, quota ~648,77 m s.l.m., ha un  $\Delta h$  sull'alveo di ~24 m, ed è lungo ~ 100 m.

-La passerella sul lato est, quota ~ 639,47 m s.l.m., ha un  $\Delta h$  sull'alveo di ~ 9 m, ed è lunga ~30 m.

Tra ponte e passerella l'alveo è consolidato da un cunettone arginato in c.a., tra q. 625 e 630 m s.l.m. su una lunghezza di circa 85 m e pendenza di circa 6,4% (~3,7°).

In sinistra esiste un argine quasi continuo in cls, alto circa 8 m, dotato di controargine alto circa 2 m, affetto da alcune spaccature subverticali di trazione verso ovest, aperte da 10 a 30 cm.

In destra un analogo e più breve argine, mostra una lesione subverticale di trazione verso ovest, aperta in sommità di circa 40 cm.

A valle (W) del ponte il cunettone si innesta ad una ripida rampa in c.a., rivestita in conci porfirici (L= circa 20 m,  $\hat{i}$  = circa 27°).

Il cunettone è localmente coperto da detriti alluvionali grossolani.

Le scarpate a monte degli argini sono variamente articolate, spesso molto ripide (35-45°), su dislivelli di oltre 15-20 m, localmente affette da fenomeni di instabilità per deformazione gravitativa profonda, frana superficiale ed erosione torrentizia.

In adiacenza all'argine di sinistra si trovano alcuni edifici abitati di Lamosano. Altri edifici deformati si trovano in destra.

Al piede delle sponde non protette da argini sono visibili locali affioramenti delle rocce marnose del substrato litoide (Marna di Bolago).

La copertura sciolta, morenico-detritica, delle sponde presenta in genere spessori modesti.

In corrispondenza della fascia di pertinenza degli argini, ed in particolar modo in sinistra presso il ponte deformato, esistono terreni di riporto da rimodellamento antropico.

## 7 - ASPETTI GEOLOGICI-STRATIGRAFICI

### 7.1 -COPERTURA SCIOLTA

#### 7.1.1 - Materiali morenici eterogenei misti a detrito eluviale-colluviale

Si trovano a copertura delle sponde, ai fianchi del Tessina.

Le caratteristiche tecniche orientative sono le seguenti:

- Descrizione: materiali coesivi, molto eterogenei, con caratteristiche assai variabili su brevi distanze
- Granulometria: limi argillosi con sabbia, ghiaia e ciottoli. Locali blocchi.
- Struttura: matrix-supported.
- Colore: bruno grigio scuro
- Peso di volume: 1,8-1,9 t/m<sup>3</sup>
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi$ : 25-30°

- Coesione c : 0,1- 0,2 kg/cm<sup>2</sup>
- Permeabilità : scarsa per porosità ( k= 10<sup>-3</sup> – 10<sup>-4</sup> cm/ sec )
- Idrosensibilità: media
- Erodibilità: elevata
- Resistenza al carico: discreta
- Compressibilità e rigonfiamento: scarsi
- Stabilità: favorevole
- Propensione al dissesto: scarsa
- Attività morfologica: localmente presente per frana sulle ripide scrpate del Tessina.
- Spessore: variabile da 0 a 5-6 m nell'area di intervento.
- Suoli: continui, spessi, fertili.

### **7.1.2 – Materiali torrentizi d'alveo attivo.**

Si tratta dei depositi attivi del Tessina. Ricoprono parzialmente il cunettone in cls tra i due ponti.

Le caratteristiche tecniche orientative sono le seguenti:

- Descrizione: materiali sciolti, granulari, incoerenti, eterogenei.
- Granulometria: ghiaia sabbiosa con ciottoli e blocchi. Frequenti gli elementi marnosi sfatti.
- Struttura: clast- supported
- Colore: grigiastro
- Peso di volume: 1,7-1,8 t/ m<sup>3</sup>
- Permeabilità: elevata per porosità ( k= 10<sup>1</sup> – 10<sup>-1</sup> cm/ sec )
- Idrosensibilità: scarsa
- Erodibilità: elevata
- Resistenza al carico: buona
- Compressibilità e rigonfiamento: assenti
- Attività morfologica: rimobilizzazione torrentizia in alveo.
- Spessore variabile da 0,5 a 2-3 m
- Suoli: assenti.

### Altri terreni sciolti

-In corrispondenza degli argini del Tessina sono presenti terreni di riporto eterogenei, sciolti, granulari, non ben distinguibili dai terreni sciolti naturali a causa della copertura vegetale.

-Nell'area depressa del centro abitato di Lamosano presso il municipio è nota la presenza di terreni lacustri, attraversati da perforazioni geognostiche.

### **7.2 -SUBSTRATO ROCCIOSO**

Il substrato lapideo di Lamosano e dell'alveo del Tessina nell'area di intervento, è rappresentato dalla formazione della Marna di Bolago (Burdigaliano-Miocene).

Si tratta di una potente sequenza di marne argillose e siltiti marnose grigie, con rare

intercalazioni arenacee e locale presenza di fossili.

La massa rocciosa affiorante in superficie è sempre caratterizzata dalla presenza di un cappellaccio di alterazione, affetto da una fitta fessurazione che le imprime un aspetto frammentario, scaglioso.

In profondità, per circa 10 m di spessore nei sondaggi geognostici, la roccia è trasformata in una minutaglia limoso-argollosa con caratteristiche paragonabili a quelle di un terreno sciolto coesivo. Oltre i 10 m la roccia presenta, invece, un aspetto massiccio, piuttosto uniforme.

Le caratteristiche tecniche orientative della roccia lapidea sono le seguenti:

- Rocce da coerenti a pseudocoerenti, omogenee
- Grado di suddivisione: molto scarso in massa, elevatissimo in superficie, con V.R.U. scaglioso centimetrico.
- Peso di volume:  $2,40 \text{ t/m}^3 \sim$
- Angolo d'attrito:  $\sim 25\text{-}30^\circ$
- Coesione:  $> 1\text{-}2 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza a compressione semplice:  $117\text{-}187 \text{ Kg/cm}^2$  ( da prove con P.L.T.A.)
- Alterabilità: elevatissima in detrito scaglioso ed in limo argilloso.
- Solubilità: scarsa.
- Porosità: elevata.
- Gelività: elevata.
- Permeabilità: bassissima in massa, presente lungo fasce di fratturazione (inf. da indagini pregresse).
- Erodibilità: media.
- Spessore: oltre 100 m

Al letto della Marna di Bolago si trova la formazione delle Arenarie di Libano (Burdigaliano-*Miocene*) che non affiora nell'area di Lamosano e costituisce verosimilmente la base della grande frana in cronico movimento.

## **8 - CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLA MARNA DI BOLAGO**

Per avere un altro contributo alla conoscenza delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso interessato dalle fondazioni del ponte in previsione, si è proceduto all'esecuzione di un rilievo geomeccanico preliminare definendo lo stato di fratturazione della roccia, le caratteristiche geometriche e meccaniche dei giunti.

Data l'elevata alterabilità della roccia affiorante solo su brevi scarpate, il rilievo geomeccanico si è rivolto specialmente alla stazione localizzata al piede della rampa cementata, ad ovest del ponte, ove risultavano più evidenti le famiglie di fratturazione principale.

Il rilievo è stato svolto con le modalità della scan-line, secondo le norme ISRM (International Society for Rock Mechanics).

Ciò ha permesso di effettuare una prima classificazione orientativa dell'ammasso roccioso con il noto metodo in uso (classificazione secondo Bieniawski).

I parametri delle discontinuità che consentono di caratterizzare l'ammasso sono i seguenti:

- Orientamento (giacitura)
- Spaziatura (distanza tra due giunti di una stessa famiglia)
- Persistenza (o continuità - lunghezza della traccia della discontinuità osservata in affioramento)
- Apertura (distanza tra le pareti di un giunto)
- Riempimento (materiale che riempie il giunto)
- Presenza d'acqua (flusso o umidità visibile sul giunto)
- JCS (joint compressive strength) = resistenza a compressione monoassiale delle pareti del giunto – misurato su alcuni campioni di roccia tramite Point Load Test Apparatus o martello di Schmidt.
- JRC (Joint Roughness Coefficient = coefficiente di rugosità del giunto - misurato con il pettine di Barton). Questo parametro condiziona notevolmente la stabilità allo scivolamento su superfici che non hanno subito movimenti precedenti apprezzabili e sulle quali viene mobilitata la resistenza di picco.
- R.Q.D. (Rock Quality Designation): coefficiente indicativo della qualità dell'ammasso roccioso. L'R.Q.D. esprime il valore percentuale dei frammenti di roccia di lunghezza superiore a 10 cm presenti in un campione di roccia lungo un metro.

## 8.1- DATI DELL'ANALISI GEOSTRUTTURALE

### 1° Sistema K1 -160/70 (= N70E/SSE 70°).

-Sistema importante di fratture caratterizzate da ossidazione e con tracce di scorrimento, spesso alterate.

-Spaziatura: 0,5 m

-Persistenza: > 3 m.

-Rugosità (J.R.C.): 2-4 (liscie).

-Apertura: 1-2 mm.

-Riempimento: ossidazioni rossastre.

-Alterazione: diffusa.

-Acqua: no.

### 2° Sistema K2 – 70/80 (= N20W/ESE 80°).

-Sistema importante di fratture subortogonali alla scarpata sinistra del Tessina.

-Spaziatura: 0,5 m

-Persistenza: 2 m.

-Rugosità (J.R.C.): 0-2 (molto liscie).

-Apertura: 1-2 mm.

-Riempimento: nessuno.

-Alterazione: diffusa

-Acqua: no.

**3° Sistema K3 – 30/60 (= N60W/NE 60°).**

-Sistema importante di fratture trasversali alla scarpata.

-Spaziatura: 02-0,3 m

-Persistenza: 3 m.

-Rugosità (J.R.C.): 2-4 (liscie).

-Apertura: 1-2 mm.

-Riempimento: limo.

-Alterazione: diffusa

-Acqua: no.

**4° Sistema S(= piani di strato) 350/10 (N80E/10°S)**

Spaziatura : 0,1 m

Persistenza: > 5m

-Rugosità (J.R.C.): 2-4 (lisci).

-Apertura: 0-1 mm.

-Riempimento: argilla.

-Alterazione: diffusa

-Acqua: si.

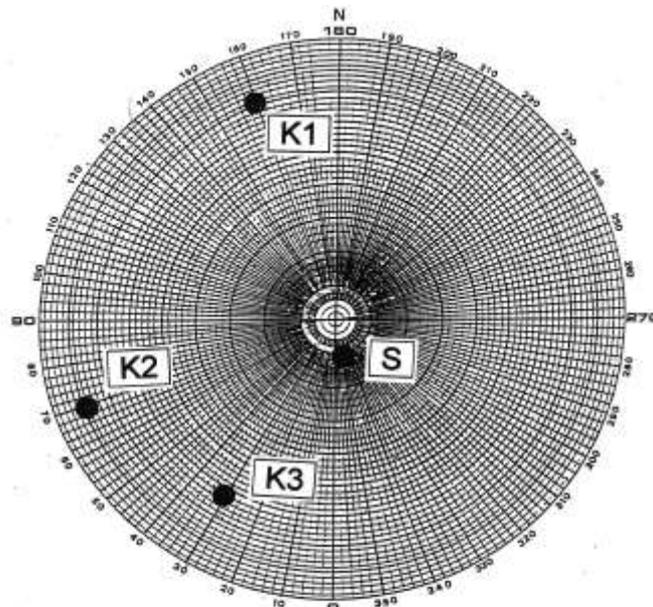


DIAGRAMMA POLARE SU RETICOLO EQUATORIALE EQUIVALENTE DI BILLINGS, EMISFERO INFERIORE, RAPPRESENTAZIONE STRUTTURALE DELLE SUPERFICI DI DISCONTINUITA' ESPRESSE COME POLI.

Sistemi di fratturazione

K1: 160/70

K2: 70/80

K3: 30/80

Stratificazione - S: 350/10

## **8.2 - CLASSIFICAZIONE TRAMITE IL ROCK MASS RATING SYSTEM (RMR) di BIENIAWSKI, 1989**

Con i dati raccolti dai rilievi geomeccanici è stato possibile effettuare una prima classificazione orientativa dell'ammasso roccioso valutando l'indice R.M.R. (Rock Mass Rating) di BIENIAWSKI, ottenendo la classe di roccia.

Per il dettaglio si rimanda alla tabella di seguito riportata.

In sintesi:

### **Rocce marnoso-siltose (Marna di Bolago)**

Valore di RMR: 43. Classe di ammasso roccioso: III (discreta).

In realtà si evidenzia che la roccia oggetto della presente classificazione è esposta agli atmosferici e pertanto risulta più degradata rispetto alla marna attraversata dai sondaggi geognostici. (Cfr. fotografie delle carote, valore di R.Q.D., R.C.S. con P.L.T.A., ecc.).

Nel contempo si evidenzia che nel sondaggio n° 1, da -1 a -10 m dal p.c. e nel sondaggio n° 2, fino a -13 m dal p.c., la marna risulta completamente sfatta, paragonabile ad un materiale sciolto limoso-sabbioso debole (N. SPT minimi da 14 a 18).

ROCK MASS RATING SYSTEM (RMR) di BIENIAWSKI, 1989									
Tipo di roccia:		MARNA DI BOLAGO: marni argillose e siltiti marnose, sane							
<b>A. parametri di classificazione e loro indici</b>									
Parametri		Range dei valori							
Resistenza della roccia	Indice Is (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2				
	compressione uniaassiale (Mpa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1	
Indice		15	12	7	4	2	1	0	12
RQD		90-100 %	75-90%	50-75%	25-50%	<25			
Indice		20	17	13	8	3			
Spaziatura delle discontinuità (m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,2-0,06	<0,06			
Indice		20	15	10	8	5			
Condizioni delle discontinuità									
Persistenza (m) / Indice		<1 / 6	1-3 / 4	3-10 / 2	10-20 / 1	>20 / 0			
Apertura (mm) / indice		no / 6	<0,1 / 5	0,1-1 / 4	1-5 / 1	>5 / 0			
Rugosità / indice		molto rugoso / 6	rugoso / 5	poco rugoso / 3	liscio / 1	levigato / 0			
Riempimento (mm) / indice		no / 6	duro<5 / 4	duro>5 / 2	soft<5 / 2	soft>5 / 0			
Alterazione / indice		no / 6	poco / 5	moderata / 3	elevata / 1	decomposta/0			
Condizioni idrauliche previste		secco	umido	bagnato	stillicidio	flusso			
Indice		15	10	7	4	0			
<b>B. correzione in funzione dell'orientazione</b>									
	molto favorevole	favorevole	discreto	sfavorevole	molto sfavorevole				
Gallerie	0	-2	-5	-10	-12				
Fondazioni	0	-2	-7	-15	-25				
Versanti	0	-2	-25	-50					
Valore di RMR									43
<b>C. classi di ammasso roccioso</b>									
Indice	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20				
classe	I	II	III	IV	V				
descrizione	molto buona	buona	discreta	scadente	molto scadente				
CLASSE DI AMMASSO ROCCIOSO: III DISCRETA									
Parametri									
BRMR	50								
Coesione C (Mpa)	0,25		Kg/cm <sup>2</sup> 2,5						
Angolo d'attrito Φ (°)	30								
Modulo di deformabilità E (Gpa)	10,00		Mpa 10000						
GSI	53 BRMR-lw+15-5								
Q Barton	0,895		e <sup>^</sup> ((RMR-44)/9)						

## 9 - ASPETTI IDROGEOLOGICI

L'apporto meteorico nell'area in esame è compreso tra 1400 e 1500 mm/anno (da "Carta Forestale Regionale", 1983 – Regione Veneto)

Il collettore principale delle acque superficiali è rappresentato dal T.Tessina che confluisce nel Tesa circa 1 Km a valle (SW) dell'area in esame.

Il Tessina è un corso d'acqua permanente, dotato di elevato trasporto solido, periodicamente sede della grande colata di materiale argilloso proveniente dall'alterazione delle rocce flysciodi affioranti al piede del M. Teverone, in località Pelegona.

I terreni morenici detritici sono poco permeabili per porosità, granulometricamente eterogenei, sede di livelli a permeabilità differente.

Le rocce marnose del substrato sono impermeabili in massa, ma sede di circolazione idrica lungo fasce e livelli di fratturazione tettonica e gravitativa.

Durante la perforazione dei locali sondaggi non è stata riscontrata la presenza di una falda.

La misura di falda effettuata in data 28-07-2020, ore 19,00 ha evidenziato un livello piezometrico a -5,85 m dal p.c. nel foro S1 e di -m 2,00 nel foro S2.

Nel foro S2 è probabile l'introduzione dell'acqua dell'adiacente Tessina, per filtrazione sotterranea.

## 10- CONDIZIONI DI STABILITÀ

I risultati delle misure strumentali riportati nell'abbondante documentazione bibliografica degli studi e controlli effettuati nei luoghi, a cura di vari autori, evidenziano la presenza di movimenti gravitativi cronici della dorsale di Lamosano con valori di **spostamento variabili dal cm a 7-8 cm/anno**, nei vari settori.

In particolare le indagini Broili-Onofri degli anni 1986-1992 hanno evidenziato, nell'area in esame, un abbassamento totale di 30-40 mm, con valore medio annuo di circa 5,16 mm.

**Le verifiche di spostamento tangenziale effettuate nel contempo evidenziavano:**

**-al punto B101 presso la sponda sinistra del Tessina, all'altezza del ponte esistente: 12,8 mm/anno.**

**-al punto B7 sulla spalla sinistra del ponte, circa 45 m più a sud: 24,9 mm/anno.**

Per quanto riguarda specificamente l'area in esame si osserva quanto segue:

**-Il grande ponte sul Tessina, ad andamento circa NS, è deformato a causa della diversa entità di spostamento verso W delle due spalle: la spalla destra è spostata di circa 1m verso W rispetto alla sinistra. Ciò ha causato lesioni sui punti di appoggio e l'opportunità della sostituzione con la nuova opera in progetto.**

-Alcuni edifici in destra sono deformati ed in previsione di abbattimento.

-Il possente argine in destra, circa 10 m a valle della passerella, mostra una spaccatura verticale di trazione verso W, aperta di circa 30 cm in testa.

-L'analogo argine in sinistra, nel tratto a monte della passerella, è affetto da numerose aperture subverticali di trazione verso W, aperte da 10 a 40 cm.

-Sulla scarpata detritica, inclinata di 40-45°, in sinistra, circa 20 m ad est (monte) del ponte deformato, si riconosce una frattura di tensione, con spostamento del terreno di circa 1 m verso WSW.

-Per meglio controllare i locali movimenti, i fori di sondaggio S1 e S2 sono stati attrezzati ad inclinometro, per poter effettuare le periodiche misure di deformazione del caso, nel tempo a disposizione.

## 11 - SISMICITÀ STORICA

Sulla base del Database Macrosismico Italiano denominato DBMI11, che raccoglie le informazioni storiche della finestra temporale compresa tra l'anno 1000 e il 2006 [M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>], si ritiene che siano almeno 7 gli episodi sismici i cui effetti hanno interessato il territorio in esame, come riportato alla seguente tabella.

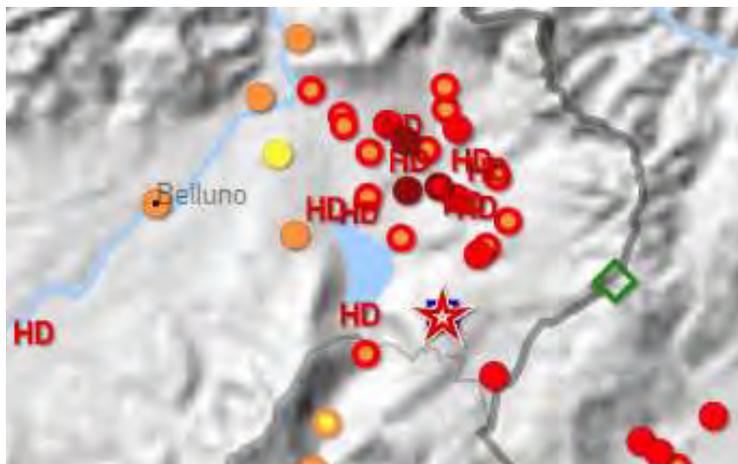
### Chies d'Alpago



PlaceID	IT_26024
Coordinates (lat, lon)	46.164, 12.393
Municipality (ISTAT 2015)	Chies d'Alpago
Province	Belluno
Region	Veneto
No. of reported earthquakes	7

Effects	Reported earthquakes									
Int.	Year	Mo	Da	Ho	Mi	Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
9	1873	06	29	03	58		Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
8	1936	10	18	03	10		Alpago Cansiglio	269	9	6.06
2-3	1959	04	26	14	45		Carnia	122	7-8	5.21
NF	1988	06	12	20	09	5	Dolomiti Friulane	67	5	4.16
3-4	1996	01	27	08	26	0	Dolomiti Friulane	91	4-5	3.90
4-5	1996	04	13	13	00	2	Dolomiti Friulane	164	5-6	4.43
4	2002	02	14	03	18	0	Carnia	338	5-6	4.67

Sulla base del suddetto studio, i massimi effetti verosimilmente registrati nel sito d'intervento hanno raggiunto il grado 9-10 della scala Scala Mercalli-Cancani-Sieberg MCS (ascrivibili al terremoto del 1873). Anche nel 1936 si verificò un forte sisma con intensità 9.



EPICENTRI DEL 18/10/1936

### 11.1 - CATEGORIA DI SUOLO

Il profilo stratigrafico del terreno di fondazione del nuovo ponte rustico in progetto e del terreno al contorno, ai fini dell'azione sismica di progetto, da considerare sulla base dell'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003, può essere descritto in prima analisi con la **categoria di suolo B**, sia in destra che in sinistra del Tessina, presso i sondaggi S1 e S2 (dai risultati dell' indagine sismica a cura del dott. Bartolomei Sergio, cui si rimanda per ogni precisazione del caso).

### 11.2 -CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

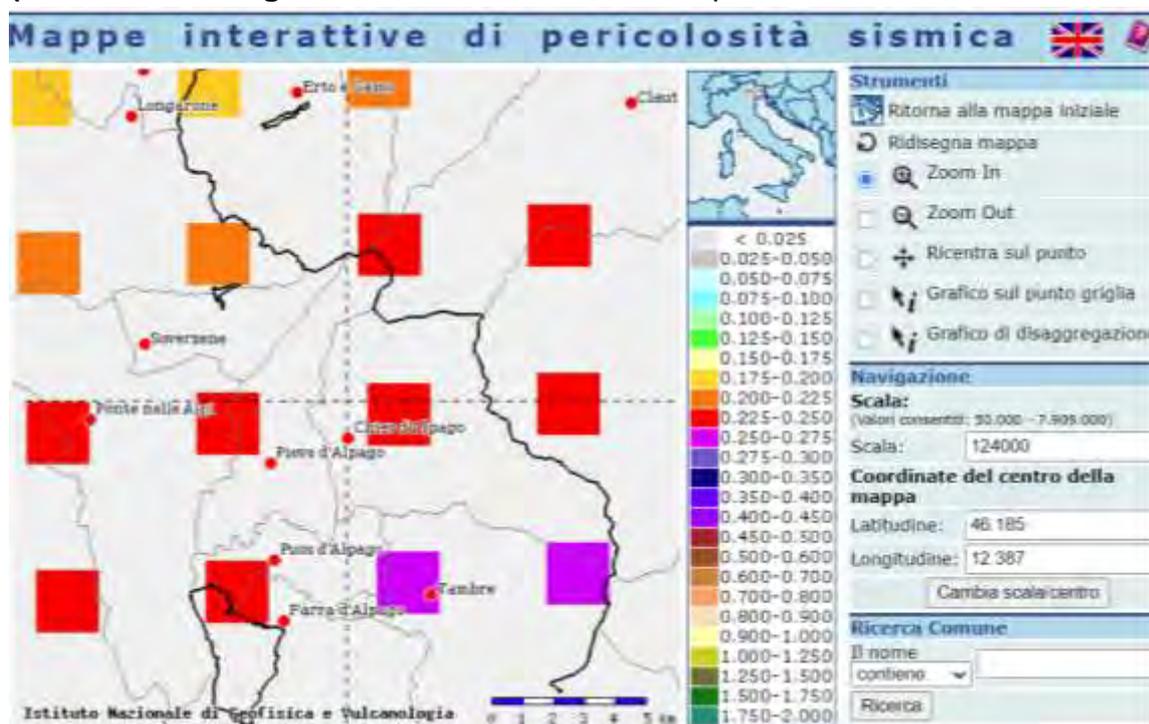
La categoria topografica del suolo dei siti di fondazione dei ponti, ai fini dell'azione sismica di progetto, da considerare sulla base dell'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003, può essere ascritta in prima analisi alla **categoria topografica T2, con coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,2**.

### 11.3 - POSSIBILITÀ DI LIQUEFAZIONE

La presenza della coltre di terreni detritici e marne sfatte, a granulometria eterogenea e sensibile frazione grossolana, induce a ritenere escluso il rischio di **liquefazione**.

### 11.4 - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Sulla base della O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, confermata dalla D.G.R.V. n.67 del 3 dicembre 2003, il territorio comunale viene inserito in **Zona Sismica 2**, a pericolosità medio-alta e con accelerazione massima del suolo pari a 0,225-0,250 g (riferita a suoli rigidi, con  $V_s > 800$  m/s, cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14/09/2005).



MAGLIA DEL RETICOLO DI PERICOLOSITÀ SISMICA



NODI DEL RETICOLO INTORNO AL SITO D'INTERVENTO

### **Parametri sismici preliminari, orientativi**

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 46.1735442467788

longitudine: 12.3879318513818

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 9419 Lat: 46.1794 Lon: 12.3367 Distanza: 3999.499

Sito 2 ID: 9420 Lat: 46.1801 Lon: 12.4088 Distanza: 1762.977

Sito 3 ID: 9642 Lat: 46.1301 Lon: 12.4097 Distanza: 5111.715

Sito 4 ID: 9641 Lat: 46.1294 Lon: 12.3377 Distanza: 6245.415

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0.063 g  
Fo: 2.490  
Tc\*: 0.238 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0.086 g  
Fo: 2.451  
Tc\*: 0.255 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0.245 g  
Fo: 2.411  
Tc\*: 0.327 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0.332 g  
Fo: 2.405  
Tc\*: 0.347 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.200  
Cc: 1.470  
St: 1.000  
Kh: 0.015  
Kv: 0.008  
Amax: 0.738  
Beta: 0.200

SLD:

Ss: 1.200  
Cc: 1.450  
St: 1.000  
Kh: 0.021  
Kv: 0.010  
Amax: 1.008  
Beta: 0.200

SLV:

Ss: 1.160  
Cc: 1.380  
St: 1.000  
Kh: 0.080

Kv: 0.040  
Amax: 2.785  
Beta: 0.280  
SLC:  
Ss: 1.080  
Cc: 1.360  
St: 1.000  
Kh: 0.100  
Kv: 0.050  
Amax: 3.513  
Beta: 0.280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Geostru software - www.geostru.com  
Coordinate WGS84  
latitudine: 46.172657  
longitudine: 12.386934

*(Per parametri sismici più precisi, si rimanda alla specifica relazione del dott. Sergio BARTOLOMEI)*

## **12 - TERRE E ROCCE DA SCAVO**

Le operazioni di scavo per la realizzazione dell'intervento in progetto comporteranno volumi di scavo-risparmio completamente riutilizzabili nell'ambito dello stesso cantiere, costituiti da materiali naturali di origine detritica, torrentizia e glaciale, a suo tempo localmente rimaneggiati nel corso della realizzazione degli argini, cioè da terreni a tessitura dalle ghiaie alle argille limose, in prima analisi privi di matrici estranee o artificiali.

Il riutilizzo del terreno di scavo sarà subordinato all'adempimento di quanto previsto dal D.P.R. 13.06.17 n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo" entrato in vigore il 22/08/2017, il quale costituisce ora l'unico riferimento normativo in materia di terre e rocce da scavo ai fini della loro qualifica come sottoprodotti e non rifiuti ai sensi dell'art. 184-bis, del D.Lgs. 152/2006.

Le terre provenienti dagli scavi potranno essere escluse dall'ambito di applicazione della disciplina sui rifiuti sulla base:

1 - dell'art.184 bis, comma 1 del D.Lgs. n.152/06, ovvero dell'art. 4 "Criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti" del D.P.R. n.120/2017, che dispongono:

*"È un sottoprodotto e non un rifiuto ai sensi dell'articolo 183, comma 1, lettera a), qualsiasi sostanza od oggetto che soddisfa tutte le seguenti condizioni:*

*a) la sostanza o l'oggetto è originato da un processo di produzione, di cui costituisce parte integrante, e il cui scopo primario non è la produzione di tale sostanza od oggetto;*

*b) è certo che la sostanza o l'oggetto sarà utilizzato, nel corso dello stesso o di un successivo processo di produzione o di utilizzazione, da parte del produttore o di terzi;*

*c) la sostanza o l'oggetto può essere utilizzato direttamente senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;*

*d) l'ulteriore utilizzo è legale, ossia la sostanza o l'oggetto soddisfa, per l'utilizzo specifico,*

*tutti i requisiti pertinenti riguardanti i prodotti e la protezione della salute e dell'ambiente e non porterà a impatti complessivi negativi sull'ambiente o la salute umana.”*

2 - dell'art.185, comma 1, lett. c) del D.Lgs. n.152/06, che dispone:

*“1. Non rientrano nel campo di applicazione della parte quarta del presente decreto:  
[...]*

*c) il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale escavato nel corso dell'attività di costruzione, ove sia certo che il materiale sarà utilizzato a fini di costruzione allo stato naturale nello stesso sito in cui è stato scavato”.*

Secondo l'art. 4, comma 5 del D.P.R. n.120/2017, la sussistenza delle condizioni per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti è attestata tramite la predisposizione e la trasmissione del piano di utilizzo o della dichiarazione di cui all'articolo 21, nonché della dichiarazione di avvenuto utilizzo in conformità alle previsioni del presente regolamento.

Per i cantieri con volume di scavo maggiore di 6.000 mc sottoposti a VIA o AIA il Proponente (soggetto che presenta il piano di utilizzo) presenta il Piano di Utilizzo; l'allegata dichiarazione deve essere firmata dal legale rappresentante dell'impresa o dalla persona fisica proponente l'opera.

Per i cantieri con volume di scavo minore di 6.000 mc non sottoposti a VIA o AIA e per i cantieri con volume di scavo maggiore di 6.000 mc va presentata la dichiarazione da parte del produttore (soggetto la cui attività materiale produce le terre e rocce da scavo) e quindi firmata dal legale rappresentante del soggetto pubblico o privato che si configura come produttore.

Per i cantieri di grandi dimensioni (> 6.000 mc) sottoposti a VIA o AIA, il Piano di Utilizzo e la Dichiarazione devono essere presentati prima della conclusione del procedimento (art. 9, comma 1 del D.P.R. 13 giugno 2017).

Per i cantieri di piccole dimensioni (< 6.000 mc) o per quelli di grandi dimensioni non sottoposti a VIA o AIA, la Dichiarazione va presentata almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo (art. 21, comma 1).

Il proponente/produttore si assume la responsabilità anche penale di rispettare i limiti qualitativi previsti dalla norma, per cui è opportuno che disponga di valide informazioni tecniche a supporto dei dati inseriti nella dichiarazione, da esibire in fase di eventuali controlli. Evidentemente una certificazione analitica che attesti la qualità del materiale è un valido supporto a quanto dichiarato.

Ai sensi dell'art. 7 del D.P.R. n. 120 del 13 giugno 2017, per qualsiasi tipologia di cantieri, il produttore o l'esecutore devono presentare la Dichiarazione di Avvenuto Utilizzo redatta secondo il modello di cui all'Allegato 8 del D.P.R. ed inviata entro i termini di validità del Piano di Utilizzo o della Dichiarazione di cui all'art. 21.

La trasmissione del modulo di cui all'allegato 6, anche solo in via telematica, va fatta almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo, al Comune del luogo di produzione e all'Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente. Si sottolinea inoltre quanto segue.

Nel caso di modifica sostanziale dei requisiti di cui all'articolo 4, il produttore aggiorna la dichiarazione di cui al comma 1 e la trasmette, anche solo in via telematica, al comune

del luogo di produzione e all’Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente. Decorsi 15 giorni dalla trasmissione della dichiarazione aggiornata, le terre e rocce da scavo possono essere gestite in conformità alla dichiarazione aggiornata.

Qualora la variazione riguardi il sito di destinazione o il diverso utilizzo delle terre e rocce da scavo, l’aggiornamento della dichiarazione può essere effettuato per un massimo di due volte, fatte salve eventuali circostanze sopravvenute, impreviste o imprevedibili.

I tempi previsti per l’utilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti possono essere prorogati una sola volta e per la durata massima di sei mesi, in presenza di circostanze sopravvenute, impreviste o imprevedibili. A tal fine il produttore, prima della data di scadenza del termine di utilizzo indicato nella dichiarazione, comunica al comune del luogo di produzione e all’Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente, il nuovo termine di utilizzo, motivando le ragioni della proroga.

In ogni caso si rimanda alle recenti modifiche della normativa di riferimento.

### 13 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell’area di intervento sono state effettuate le indagini geognostiche del caso tramite sondaggi a carotaggio continuo, con prove penetrometriche dinamiche in foro, tipo S.P.T. (Standard Penetration Test).

#### 13.1 - SONDAGGIO N° 1 in DESTRA del T. Tessina. Quota m 629,5~ s.l.m. (20 luglio 2020)

<b>Profondità m</b>	<b>Descrizione</b>	<b>N° S.P.T. (punta conica) Prof. m: n° COLPI</b>
0,00-1,50	Detrito marnoso grigio del substrato con sabbia e ciottoli marnosi e calcarei.	m 1,50: 50–RIF.(5 cm)
1,50-5,50	Cappellaccio di alterazione del substrato marnoso (Marna di Bolago): sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi (materiale asciutto)	m 3,00: 5-7-11 m 4,50: 9-13-26

5,50-10,50	<p>Cappellaccio di alterazione del substrato marnoso: marna argillificata grigia con locali ciottoli e livelli teneri-molli a m 5,50 – 6,00 – 6,50 – 7,30 – 8,00. (materiale umido)</p> <p>A m 9,50-9,80: ciottoli di marna.</p> <p>A m 5,70: PP= 1,25 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 0,8 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>A m 5,90: PP= 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 1,0 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>A m 6,50: PP= 0,70 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 0,3 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>A m 6,90: PP= 1,0 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 0,8 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>A m 9,10: PP= 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 0,6-0,8 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>A m 9,20: PP= 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> , TV= 1,0 Kg/cm<sup>2</sup></p>	<p>m 6,00: 4-7-7</p> <p>m 7,50: 11-16-19</p> <p>m 9,00:14-50 RIF. (6 cm)</p> <p>m 10,50: 50 RIF. (6 cm)</p>
10,50-30,00	<p>Marna sana, di consistenza lapidea, grigia, con:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Tra m 25,10 e 25,60: Livello argillificato</li> <li>-Tra m 27,20 e 27,50: Livello argillificato</li> <li>-Tra m 29 e 30: presenza di livelli spessi 5-10 cm di argilla plastica grigia.</li> </ul>	
Note-Falda	<p>20-07-2020: Assenza d'acqua in tutto il foro durante la perforazione. Presente l'acqua di circolazione.</p> <p>23-07-2020: assenza d'acqua</p> <p><b>28-07-2020, ore 19: m 5,85</b></p>	
<b>FOTO del CAROTAGGIO</b>		
		



**S1 - VALORI DI R.Q.D.**

Profondità (m)	%	-----	Profondità (m)	%	
1-10,50	0	Marna sfatta			
10,50-15	100	Marna sana	22-23	100	Marna sana
15-16	90	“	23-24	85	“
16-17	100	“	24-25	100	“
17-18	60	“	25-26	45	“
18-19	90	“	26-27	100	“
19-20	100	“	27-28	60	“

20-21	90	“	28-29	90	“
21-22	100	“	29-30	0	Marna argillificata

**13.2 - SONDAGGIO N° 2** in SINISTRA del T. Tessina. Quota m 628~ s.l.m. (23 luglio 2020)

**(Si sottolinea che la bomba d'acqua del 22 luglio, ore 18, ha danneggiato improvvisamente il cantiere di perforazione, distruggendo 4 delle 6 cassette catalogatrici. La stratigrafia è stata comunque ricostruita tramite gli appunti conservati dal sondatore)**

Profondità m	Descrizione	N° S.P.T. (punta conica) Prof. m: n° COLPI
0,00-1,50	CALCESTRUZZO armato	
1,50-2,30	Limo grigio tenero con poca ghiaia	m 1,50: 7-9-13
2,30 -2,70	Calcestruzzo	
2,70-5,00	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	m 3,00: 14-23-25 m 4,50: 11-25-28
5,00-11,40	Cappellaccio di alterazione del substrato marnoso: marna argillificata bruna-marrone formata da scaglie marnose inglobate in matrice limoso-argillosa. Presenza di ciottoli marnosi. Valori medi del Pocket Penetrometer= 1,5-2,0 Kg/cm <sup>2</sup> , Valori medi del torvane: TV= 0,7-1,0 Kg/cm <sup>2</sup>	m 6,00: 15-20-23 m 7,50: 13-34 R.(13cm) m 9,0 : 27-31-36  m 10,50: 25- 50 R. (14 cm)
11,40-13,50	Marna sfatta, idem come sopra, consistente, colore grigio. Presenza di ciottoli marnosi.	m 12,0: 18 R. (9cm)
13,50-30,00	Marna sana, di consistenza lapidea, grigia, con discontinuità da giunti di strato ogni 80-100 cm	R.Q.D da 90 a 100%
Note. Acqua in foro.	23-07-2020: Assenza d'acqua in tutto il foro durante la perforazione. Presente l'acqua di circolazione. <b>28-07-202, ore 19,00: m 2,00</b> (Probabilmente trattasi di infiltrazioni derivanti dal T. Tessina adiacente il boccaforo)	

		
<i>S2-m 0-5 (cassetta danneggiata)</i>	<i>S2 -m 5-10 (cassetta danneggiata)</i>	
		
<i>Ubicazione S2: effetti distruttivi della piena</i>	<i>Ubicazione S2: effetti distruttivi della piena</i>	

### 13.3 - PROVE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE SEMPLICE

Alle profondità di m 11,80 - 14,60 - 17,60 e 20,30 del **sondaggio 1** sono stati prelevati n° 25 campioni di roccia marnosa sana da sottoporre a prove di compressione semplice tramite Point Load Test Apparatus.

Tale metodo permette di raccogliere dati statistici di buona affidabilità (vedi tabulato allegato).

I campioni su cui sono state effettuate le prove di resistenza derivano da carotaggio.

Le modalità esecutive sono quelle consigliate dall'**ISRM** (International Society for Rock Mechanics – vedi Riv. Ital. di Geotecnica n° 1, 1994) e secondo i suggerimenti di Brook (1985).

In particolare si osserva che dalle prove con PLTA si ricava un indice di resistenza "Is", definito come  $F/D^2$ , dove:

F = forza in KN necessaria per rompere il campione

D = diametro del campione (mm)

In questo caso essendo i campioni di dimensioni non standardizzate, è necessario apportare una correzione al valore di  $I_s$ , rapportandolo al valore di riferimento del diametro di 50 mm ( $I_{s50}$ ).

Per fare questo è necessario introdurre nella relazione il fattore di forma, ottenendo la seguente relazione:

$$I_{s50} = (D/50)^{0,45} \times (F/D^2)$$

Degli indici  $I_s$  corretti è stato valutato il valore mediano (media degli scarti).

Tale valore medio moltiplicato per un fattore pari a 24 fornisce il valore di resistenza a compressione della roccia.

Sui campioni di roccia raccolti sono stati ottenuti i seguenti valori medi della resistenza a compressione:

- Resistenza a compressione semplice (R.C.S.), media degli scarti: **175 Kg/cm<sup>2</sup>**
- R.C.S., media aritmetica: 169 Kg/cm<sup>2</sup>
- R.C.S., media delle medie: 172 Kg/cm<sup>2</sup>
- R.C.S., media, in senso ortogonale ai piani di stratificazione: **187 Kg/cm<sup>2</sup>**
- R.C.S., media, in senso parallelo ai piani di stratificazione: **117 Kg/cm<sup>2</sup>**
- R.C.S. valore massimo: 288 Kg/cm<sup>2</sup>
- R.C.S. valore minimo: 96 Kg/cm<sup>2</sup>

Si sottolinea che la stratificazione nel carotaggio 1, poco discosta dall'orizzontale, è discontinua e difficilmente individuabile. Ciò nonostante la differenza di resistenza tra senso parallelo ed ortogonale alla stratificazione è molto netta.

Si è comunque osservata la presenza di innumerevoli leptoclasti o discontinuità potenziali, a varia orientazione, in seno ai campioni esaminati, riferibili forse a stress tettonici ereditati oppure a stress gravitativi recenti, dovuti alla frana di Lamosano.

**INDICE DI RESISTENZA A CARICO PUNTIFORME**  
(Point Load Strenght Index)

data: 21 luglio 2020

LOCALITA': sond. N° 1 Ponte di Lamosano

PROVA N° **1**

ROCCIA: marna argillosa-siltosa (Marna di Bolago).

PROVENIENZA: sond. N° 1 in destra Tessina

ALTERAZIONE: scarsa

TIPO DI PROVA:  $\perp$  in direzione ortogonale e parallela agli strati

PROVINO	D (cm)	P (KN)	Is (Kg/cm <sup>2</sup> )	Is <sub>(50)</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	RCS(Kg/cm <sup>2</sup> )
1	8,0	2,5	4,0	5	120
2	8,0	2,4	3,8	4,8	115
3	8,0	2,3	3,7	4,2	100
4	5,5	3	10,0	10,5	252
5	5,0	2,4	12,0	12	288
6	4,4	2,3	9,0	8,5	204
7	4,4	1,9	8,0	7,2	173
8	4,2	1,6	9,0	8,3	199
9	5,4	2,6	9,0	9,2	220
10	4,8	2,4	10,0	9,9	237
11	8,0	2,3	3,5	4,2	100
12	8,0	2,6	4,2	5	120
13	6,0	2,6	7,1	8	192
14	4,5	1,9	9,0	8,4	201
15	4,0	1,0	6,0	5,5	132
16	5,5	1,5	5,0	5,3	127
17	5,0	1	4,0	4	96
18	4,0	1,4	8,5	7,8	187
19	5,5	2,8	9,0	9,5	228
20	7	2,8	7	8	192
21	8	2,5	4	5	120
22	6,5	2,2	5	5,3	127
23	5	2,5	10	10	240
24	4	1	8	7,3	175
25	3,5	0,8	7	4,2	100

**RCS Kg/cm<sup>2</sup>**

Media scarti: 175 Parallelamete agli strati: 117

Media matematica 169 Ortogonalmente agli strati: 187

Media delle medie 172

D: Altezza campione (cm)

P : Carico di rottura puntiforme (KN)

Is : Indice di resistenza a carico puntiforme (Kg/cm<sup>2</sup>) calcolato da nomogramma, secondo Broch E. & Franklin J.A. (1972)

Is (50) : Indice di resistenza a carico puntiforme corretto, riferito a D = 50 mm (Kg/cm<sup>2</sup>)

R.C.S. : Resistenza a compressione semplice (Kg/cm<sup>2</sup>)

STUDIO DI GEOLOGIA Dott VITTORIO FENTI - Via Pragrande n° 55b - 32021 Agordo (BL)

Tel 0437.62314- cell. 3288554721 -mail: vittorio.fenti@libero.it

#### 14 – INTERPRETAZIONE DELLE PROVE S.P.T.

Per valutare la resistenza dei terreni sciolti in corrispondenza dei sondaggi geognostici sono state effettuate prove penetrometriche dinamiche in foro, tipo S.P.T. (Standard Penetration Test).

Dalle prove sono stati ricavati, attraverso correlazioni empiriche e semiempiriche, derivanti da prove sperimentali valide solo per determinati tipi di terreno, la densità relativa “Dr”, il modulo di Young drenato Eo in MPa, il modulo edometrico Ed in MPa, Modulo di rigidezza Go in MPa, la velocità delle onde di taglio (m/s) per ogni tratto indagato.

##### **Limiti e significati delle correlazioni**

Si sottolinea che **le correlazioni N<sub>SPT</sub>, sono valide e sufficientemente attendibili per sabbie da fini a grosse, sabbie limose e limi, talora per ghiaietto uniforme.** Non esistono correlazioni per materiali più grossolani o più fini, argillosi e per materiali eterogenei come quelli in esame.

**Le valutazioni del modulo di deformabilità sono in generale poco attendibili:** infatti i valori forniti dai diversi autori sono affetti da variazioni talora sostanziali.

Anche i dati riportati in bibliografia evidenziano intervalli molto ampi.

Si ritiene, comunque, che i valori riportati rappresentino un discreto contributo alla conoscenza dei terreni in esame.

Nei terreni eterogenei come quelli in esame **le prove SPT rappresentano, comunque, l'unico metodo per poter ricavare parametri geotecnici da prove in sito.**

Una stima **sommatoria** dei parametri è la seguente:

**Sondaggio 1-** Interpretazione dati SPT – Determinazione per terreni **granulari.**  
Campo di valore dei parametri orientativi

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Densità Rel. Dr. %	Angolo di resis. al taglio efficace di picco $\phi'$	Mod. di Young dren. Eo MPa	Mod. edom. Ed MPa	Vs (m/s)	Modulo di rigidezza Go MPa	Qualità di terreno
1,50	50-rif.	>100	>35	>30	>20	>200	>100	Buono
3,00	18	67	32	15,0	10,0	157	100	Mediocre
4,50	39	103	38	30,0	20,0	195	100	Discreto
<b>6,00</b>	<b>14</b>	<b>50</b>	<b>28</b>	<b>10,0</b>	<b>8,6</b>	<b>165</b>	<b>50,0</b>	<b>Scadente</b>
7,50	35	70	32	20,0	16,0	202	80	Discreto
9,00	50-rif.	>100	>35	>30	>20	>200	>100	Buono
10,50	50-rif.	>100	>35	>30	>20	>200	>100	Buono

**Sondaggio 2-** Interpretazione dati SPT – Determinazione per terreni granulari.  
Campo di valore dei parametri orientativi

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Densità Rel. Dr. %	Angolo di resis. al taglio efficace di picco $\phi'$	Mod. di Young dren. E <sub>o</sub> MPa	Mod. edom. E <sub>d</sub> MPa	V <sub>s</sub> (m/s)	Modulo di rigidezza G <sub>o</sub> MPa	Qualità di terreno
1,50	22	80	32	8,5	11,0	132	90	Mediocre
3,00	48	110	35	55,0	53,0	178	200	Buono
4,50	53	90	35	58,0	58,0	196	150	Buono
6,00	43	80	33	35,0	20,0	286	170	Buono
7,50	>50 rif.	>110	>35	>58	>58	>286	>200	Buono
9,00	67	90	34	30,0	27,0	233	200	Buono
10,50	Rif.	>110	>35	>58	>58	>286	>200	Buono
12,0	Rif:	>110	>35	>58	>58	>286	>200	Buono

Non si riportano i dati interpretati come terreni coesivi (vedi tabulati per S1, allegati in calce) perché da ritenersi meno significativi.

## 15 - SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI

**Marna argillificata** - Granulometria: limo sabbioso, poco argilloso, con elementi centimetrici di marna.

(da m 1,0 a m 10,50 in S1)

(da m 5 a m 13,50 in S2)

Come sopra riportato, le caratteristiche di resistenza della marna alterata sono molto variabili ai vari livelli, con valori più favorevoli in S2 (sinistra or.).

Si ritiene, comunque, che i valori prudenziali, orientativi, possano essere considerati i seguenti:

**-Peso di volume  $\gamma$  : 2,0-2,2 t/m<sup>3</sup>** (stimato, per analogia con quello di terreni simili analizzati in contesti analoghi e per confronto con i parametri geotecnici riportati nei testi di geotecnica in uso, relativi a terreni simili (CESTELLI GUIDI, 1983; HOEK & BRAY, 1981; HOEK, 2000; LANCELLOTTA, 1989 - Schweizerische Normenvereinigung – S.NV. – Tabella Svizzera).

**-Angolo di resistenza al taglio  $\phi$ : 28°** (valore minimo valutato dalle prove SPT a m

6,,00-6.45 in S1).

**-Coesione cu: 0,3 kg/cm<sup>2</sup> (valore minimo** misurato con scissometro tascabile sulle carote fresche, a m 6,50 in S1).

***Marna lapidea, sana , del substrato (Marna di Bolago)***

*(da m 10,50 a m 30,00 in S1)*

*(da m 13,50 a m 30,00 in S2)*

- Resistenza a compressione semplice: in dir. ortogonale agli strati: 187 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione semplice: in dir. parallela agli strati: 117 Kg/cm<sup>2</sup>
- **Resistenza a compressione semplice: valore medio: 172 Kg/cm<sup>2</sup>**
- Resistenza a compressione semplice: valore massimo: 288 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione semplice: valore minimo: 96 Kg/cm<sup>2</sup>
- Coesione: 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> (da RMR di Bieniawski)
- Angolo d'attrito Ø: 30° (da RMR di Bieniawski)
- Peso di volume: 2,4 t/m<sup>3</sup>

***Materiali alluvionali ghiaiosi***

*(da m 2,70 a m 5 in S2)*

-Granulometria: ghiaia poco sabbiosa con ciottoli, blocchi e massi.

-Peso di volume  $\gamma$  : 1-7-1,9 t/m<sup>3</sup>

-Angolo di resistenza al taglio  $\varphi$ : 35-37°

-Coesione: 0 kg/cm<sup>2</sup>

***Materiali morenici eterogenei misti a detrito eluviale-colluviale***

-Granulometria: limi argillosi con sabbia, ghiaia e ciottoli. Locali blocchi.

-Peso di volume: 1,8-1,9 t/m<sup>3</sup>

-Angolo di resistenza al taglio  $\varphi$ : 25-30°

-Coesione c : 0,1- 0,2 kg/cm<sup>2</sup>

*(valori stimati per analogia con quelli di terreni simili analizzati in contesti analoghi e per confronto con i parametri geotecnici riportati nei testi di geotecnica in uso, relativi a terreni simili (CESTELLI GUIDI, 1983; HOEK & BRAY, 1981; HOEK, 2000; LANCELLOTTA, 1989 - Schweizerische Normenvereinigung – S.NV. – Tabella Svizzera).*

**-Si ricorda che nella fase preliminare di scavo dovranno essere accertati i reali**

**parametri geotecnici dei terreni di fondazione del ponte (che, come è noto, possono subire anche sensibili scostamenti da punto a punto nello stesso cantiere. Infatti, su brevi distanze orizzontali e/o verticali, coesistono o vengono a contatto terreni di riporto, terreni glaciali-detritici, materiali alluvionali e marne sfatte del substrato alterato).**

## **16 – CONCLUSIONI**

-Sono state descritte le caratteristiche geologiche, geognostiche e geosismiche preliminari dei terreni di fondazione di un nuovo ponte sul T. Tessina, a Lamosano, nel Comune di Chies d'Alpago (BL).

-Durante la fase esecutiva dei lavori di scavo di fondazione sono necessarie ulteriori indagini e verifiche, riguardanti la stratigrafia locale e la corrispondenza dei parametri geotecnici sopra proposti in prima analisi con quelli reali dei terreni ed apportare le modifiche che il caso richiede.

-In fase esecutiva dei lavori sono comunque necessarie ulteriori verifiche e controlli anche per risolvere eventuali imprevisti locali, connaturati alla variabile tipologia stratigrafica, idrogeologica e geotecnica del luogo.

Si ricorda che le disposizioni del D.M. 11.03.88 impongono:

*A.2. – Prescrizioni generali..."in corso d'opera si deve controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo".*

*B.2. – Indagini nelle fasi di progetto e di costruzione..."la validità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate".*

In osservanza all'articolo 6.2.4 delle NTC/2008 (D.M. 14.01.2008), "in corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico e geotecnico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo eventualmente il modello geologico e geotecnico ed il progetto esecutivo".

Agordo, 30 luglio 2020  
Vittorio FENTI, geologo

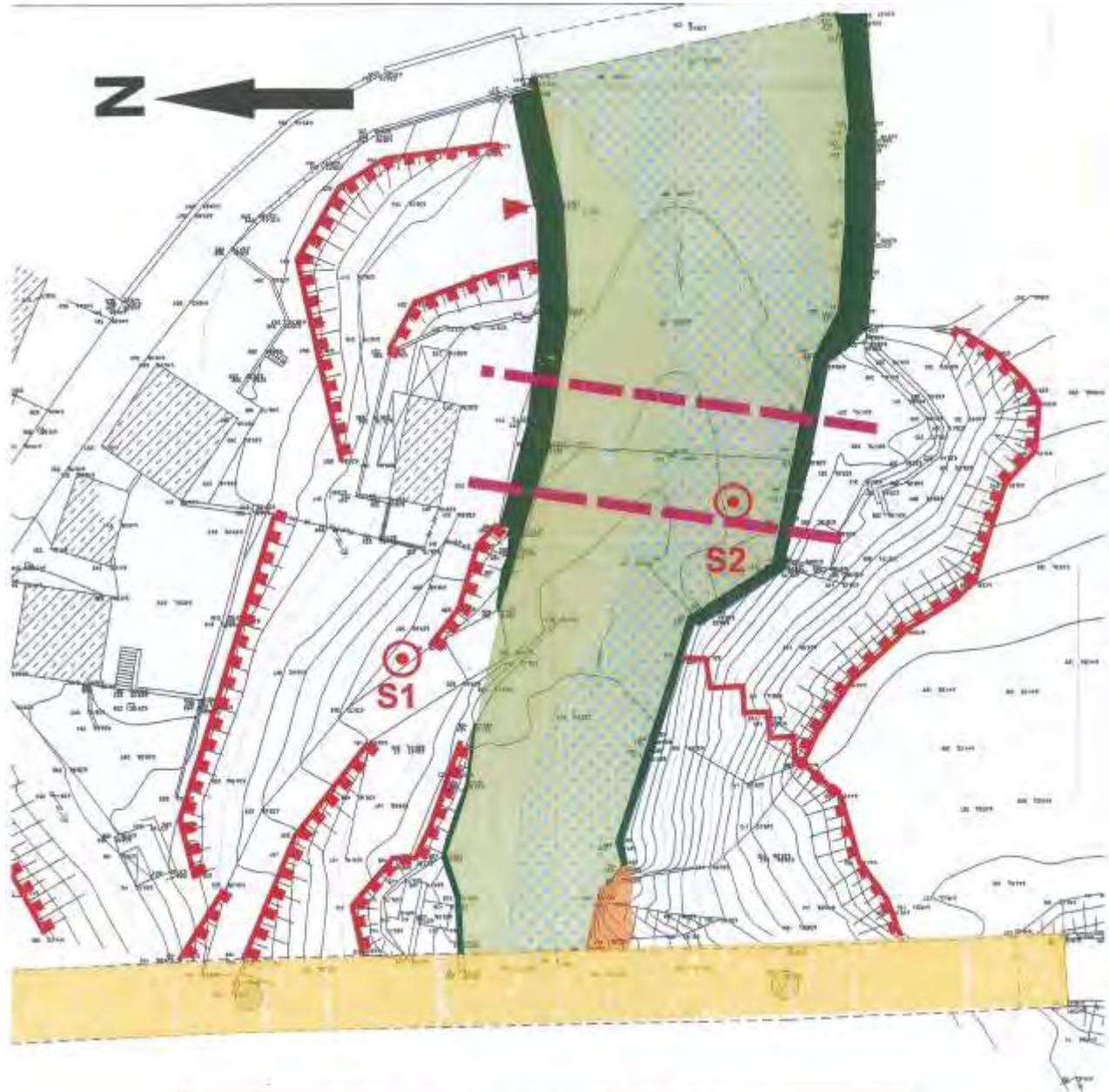




**SCHIZZO GEOLOGICO**  
Scala 1:1000

F STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA DOTT. VITTORIO FENTI – 32021 Agordo (BL) – tel. 043762314

- |  |  |
|--|--|
| Terreni di copertura morenico-detricica  | Fessura di tensione su terreni sciolti       |
| Depositi ghiaiosi del Tessina  | Ponte lesionato e deformato                  |
| Substrato roccioso: marne argillose e siltiti marnose (Marna di Bolago- MIOCENE) | Edifici lesionati e/o deformati              |
| Bordo di scarpate erosive e d'altro tipo   | Sondaggi geognostici                         |
| Argini in CLS  | Ubicazione orientativa del ponte in progetto |
| Cunettone in CLS con locali depositi ghiaiosi                                    |  |
| Principali lesioni degli argini  |  |



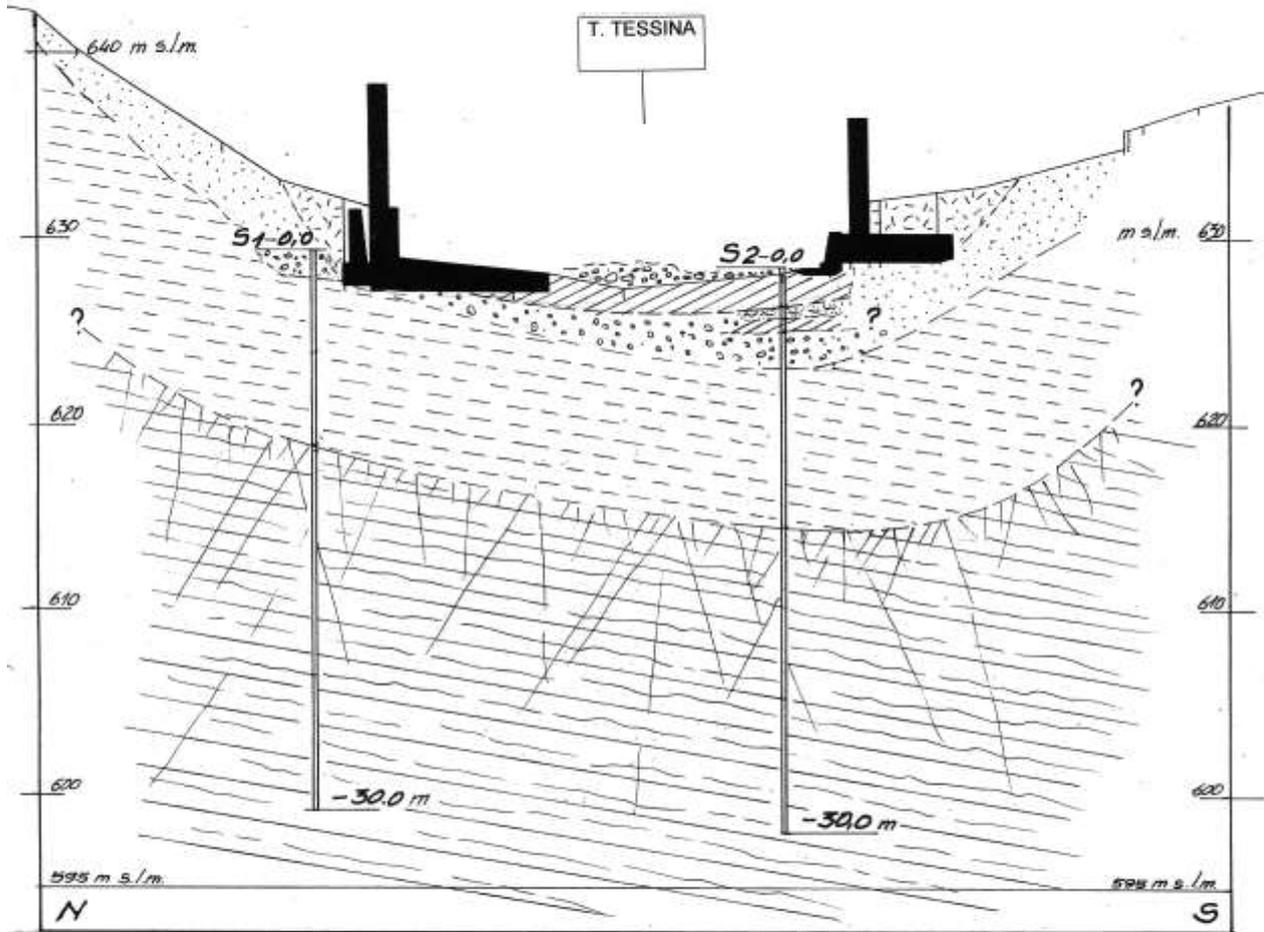
**CARTA GEOLOGICA SCHEMATICA**  
**Scala 1:500**

F STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA - Dr. Vittorio FENTI - 32021 Agordo (BL) - tel. 043762314

- |  |  |
|--|--|
| Terreni di copertura morenico-detritica-riporti                                  | Principali lesioni degli argini                  |
| Substrato roccioso; marne argillose e siltiti marnose (Marna di Bolago- MIOCENE) | Fessura di tensione su terreni sciolti           |
| Bordo di scarpate erosive e d'altro tipo   | Ponte lesionato e deformato                      |
| Argini in CLS  | OS1-2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo |
| Cunettone in CLS con locali depositi ghiaiosi                                    | Ubicazione orientativa del ponte in progetto     |

**SEZIONE STRATIGRAFICA IN ASSE DEL PONTE IN PREVISIONE**  
- Scala 1 : 250 -

F STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA dott. VITTORIO FENTI - 32021 AGORDO (BL) - tel. 0437-62314



	STRUTTURE ARGINALI
	CUNETTONE IN CALCESTRUZZO
<b>S1</b>	PROIEZIONE DEL SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 1 (in destra or.)
<b>S2</b>	SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 2 (in sinistra or.)
	TERRENI DI RIPORTO, ETEROGENEI
	COPERTURA MORENICO-DETRITICA: limi sabbioso-argillosi con ghiaia e ciottoli
	LIVELLO DI LIMO-SABBIOSO
	MATERIALI TORRENTIZI: ghiaia sabbiosa, poco limosa, con ciottoli e blocchi
	CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE DEL SUBSTRATO: limo argilloso-sabbioso, con elementi di marna
	SUBSTRATO LAPIDEO SANO: marne argillose e sititi marnose (MARNA DI BOLAGO – MIOCENE)



INTERPRETAZIONE PROVE SPT - S1- TERRENI GRANULARI

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,80			N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>		
Profondità falda (m):	15,00			5	7	11	18		
	da metri	a metri							
Profondità prova:	3,00	3,45		σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		0,621			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>iM</sub> =	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	1,27			1,13			1,15		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	13,7			12,2			13,0		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %			Gibbs & Holltz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
			78	77	57	58	67		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
32,2	29,7	30,2	27,7	36,1	25,7	37,4	39,2	41,2	43,4
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ<sub>p</sub> assunto =</b>						<b>32</b>			
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tornaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
29,7	32,3	55,5	15,8	7,3	14,1	21,2	35,3	15,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
	Farent		Menzebach e Malcev				Mod. edometrico Ed assunto		
	Sabbie in genere		Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa			
	12,5		10,0	11,6	22,2	24,6	10,0		
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,09	Vs [m/s]=		157		
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
104,260	45,468		45,529			100			

INTERPRETAZIONE PROVE SPT - S1- TERRENI GRANULARI

2

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S 1								
Natura terreno:	Sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi								
Peso volume del terreno ( $t/m^3$ ):	1,80		N1	N2	N3	$N_{SPT}$			
Profondità falda (m):	15,00		9	13	26	39			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	4,50	4,95	$\sigma'_{vo}$ ( $Kg/cm^2$ )		0,891				
<b>Normalizzazione del valore di <math>N_{SPT}</math></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							$ER_{1M} =$	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa		Valore assunto			
$C_N =$	1,06			0,96		1,0			
$(N_1)_{60} =$	24,8			22,5		23			
<b>Correlazioni <math>N_{SPT} - \phi'_p - D_R - E_0 - Ed - V_s - G_0</math></b>									
Densità relativa $D_R\%$			Gibbs & Holtz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
			104	102	65	78	103		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco <math>\phi'_p</math></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [ $\pm 3^\circ$ ]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
38,1	32,6	34,0	33,7	41,4	26,2	42,4	43,3	44,8	46,2
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco <math>\phi'_p</math> assunto = 38</b>									
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) <math>E_0</math> [MPa]</b>									
Tornaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione $E_0$ assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
43,7	48,2	77,4	25,8	13,9	30,6	45,9	76,5	30,0	
<b>Modulo edometrico <math>Ed</math> [MPa]</b>									
	Farent	Menzebach e Malcev				Mod. edometrico $Ed$ assunto			
	Sabbie in genere	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa				
	27,2	17,3	20,8	43,7	49,0	20,0			
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	$F_A =$	1,1	$F_G =$	1,10	$V_s$ [m/s] =	195			
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni <math>G_0</math> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza $G_0$ assunto			
187,637	69,968		73,022			100			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Marna argillificata grigia con locali ciottoli e livelli teneri-molli								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,80		N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>			
Profondità falda (m):	15,00		4	7	7	14			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	6,00	6,45	σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )			1,161			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>IM</sub> =	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	0,93			0,90			0,91		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	7,8			7,6			7,7		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ'<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %		Gibbs & Holtz, 1957		Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
		58		58	37	43	50		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
31,1	28,6	29,5	26,2	32,4	24,0	35,0	37,3	39,5	42,0
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto = 28</b>									
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tomaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
26,2	29,3	51,4	13,8	6,0	11,0	16,5	27,5	10,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
Farrent	Menzebach e Malcev				Mod. edometrico Ed assunto				
	Sabbie in genere	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia		Sabbia ghiaiosa			
9,7	8,6	9,8	18,1	20,0	8,6				
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,05	V <sub>s</sub> [m/s]=	165				
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
86,132	50,171		39,048			50,0			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Marna argillificata grigia con locali ciottoli e livelli teneri-molli								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,85		N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>			
Profondità falda (m):	15,00		11	16	19	35			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	7,50	7,95	σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		1,471				
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)						ER <sub>IM</sub> =	0,6		
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa		Valore assunto			
C <sub>N</sub> =	0,82			0,84		0,83			
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	17,3			17,7		17,5			
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ'<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %		Gibbs & Holtz, 1957		Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
		84		85	52	63		70	
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
37,0	31,9	33,3	32,7	38,7	24,9	37,8	39,6	41,5	43,6
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto =</b>						<b>32</b>			
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tornaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
41,4	45,2	73,3	23,9	12,6	27,5	41,2	68,6	20,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
Farent	Menzebach e Malcev				Mod. edometrico Ed assunto				
	Sabbie in genere	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia				Sabbia ghiaiosa	
24,4	15,9	19,0	39,6	44,4	16,0				
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,05	V <sub>s</sub> [m/s]=	202				
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
172,823	76,693		68,350			80			

INTERPRETAZIONE PROVE SPT - S1- TERRENI COESIVI

5

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,80			N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>		
Profondità falda (m):	15,00			5	7	11	18		
	da metri	a metri							
Profondità prova:	3,00	3,45		σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		0,621			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>IM</sub> =	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	1,27			1,13			1,15		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	13,7			12,2			13,0		
Classifica orientativa della consistenza del terreno							Media		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - CU - E<sub>d</sub> - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
<b>Coesione non drenata CU [Kg/cm<sup>2</sup>]</b>									
	Terzaghi & Peck	DM-7			SANGLERAT			SHIOI - FUKUI	
		Bassa plasticità	Media plasticità	Alta plasticità	Media plasticità	Argille limose	Argille limo-sabbiose	Media plasticità	Alta plasticità
	0,871	0,494	0,962	1,625	1,625	1,300	0,871	0,325	0,650
Coesione non drenata CU assunta =							0,32		
<b>Modulo edometrico Ed [Kg/cm<sup>2</sup>]</b>									
STROUD & BUTLER									
		Argille a media plasticità		Argille a bassa plasticità			Mod. edometrico Ed assunto		
		65,0		78,0			78		
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,09		V <sub>s</sub> [m/s]=	157		
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
96,463	45,468		45,529			100			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi								
Peso volume del terreno ( $t/m^3$ ):	1,80			N1	N2	N3	$N_{SPT}$		
Profondità falda (m):	15,00			9	13	26	39		
	da metri	a metri							
Profondità prova:	4,50	4,95		$\sigma'_{vo}$ ( $Kg/cm^2$ )		0,891			
<b>Normalizzazione del valore di <math>N_{SPT}</math></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							$ER_{IM} =$	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			<b>Valore assunto</b>		
$C_N =$	1,06			0,96			1		
$(N_1)_{60} =$	24,8			22,5			23,0		
<b>Classifica orientativa della consistenza del terreno</b>							Bassa		
<b>Correlazioni <math>N_{SPT} - CU - E_d - V_s - G_0</math></b>									
<b>Coesione non drenata <math>CU</math> [<math>Kg/cm^2</math>]</b>									
	<b>Terzaghi &amp; Peck</b>	<b>DM-7</b>			<b>SANGLERAT</b>			<b>SHI OI - FUKUI</b>	
		Bassa plasticità	Media plasticità	Alta plasticità	Media plasticità	Argille limose	Argille limo-sabbiose	Media plasticità	Alta plasticità
	1,541	0,874	1,702	2,875	2,875	2,300	1,541	0,575	1,150
<b>Coesione non drenata <math>CU</math> assunta =</b>							<b>0,57</b>		
<b>Modulo edometrico <math>E_d</math> [<math>Kg/cm^2</math>]</b>									
STROUD & BUTLER									
		Argille a media plasticità		Argille a bassa plasticità			<b>Mod. edometrico <math>E_d</math> assunto</b>		
		115,0		138,0			120		
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [<math>m/s</math>] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	$F_A =$	1,1	$F_G =$	1,10		$V_s$ [ $m/s$ ]	195		
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni <math>G_0</math> [<math>MPa</math>]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			<b>Mod. di rigidezza <math>G_0</math> assunto</b>			
199,529	69,968		73,022			100			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S1								
Natura terreno:	Sabbia limosa sciolta, con 30% di ciottoli spigolosi								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,80			N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>		
Profondità falda (m):	15,00			4	7	7	14		
	da metri	a metri							
Profondità prova:	6,00	6,45		σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		1,161			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>I,M</sub> =	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	0,93			0,90			0,91		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	7,8			7,6			7,7		
<b>Classifica orientativa della consistenza del terreno</b>							<b>Bassa</b>		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - CU - E<sub>d</sub> - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
<b>Coesione non drenata CU [Kg/cm<sup>2</sup>]</b>									
	<b>Terzaghi &amp; Peck</b>	<b>DM-7</b>			<b>SANGLERAT</b>			<b>SHIOI - FUKUI</b>	
	Bassa plasticità	Media plasticità	Alta plasticità	Media plasticità	Argille limose	Argille limo-sabbiose	Media plasticità	Alta plasticità	
	0,5159	0,293	0,570	0,963	0,963	0,770	0,516	0,193	0,385
<b>Coesione non drenata CU assunta =</b>							<b>0,19</b>		
<b>Modulo edometrico Ed [Kg/cm<sup>2</sup>]</b>									
STROUD & BUTLER									
	Argille a media plasticità			Argille a bassa plasticità			Mod. edometrico Ed assunto		
	38,5			46,2			40		
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,05	V <sub>s</sub> [m/s]=		165		
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
76,167	50,171		39,048			50			

INTERPRETAZIONE PROVE SPT - S2- TERRENI GRANULARI

8

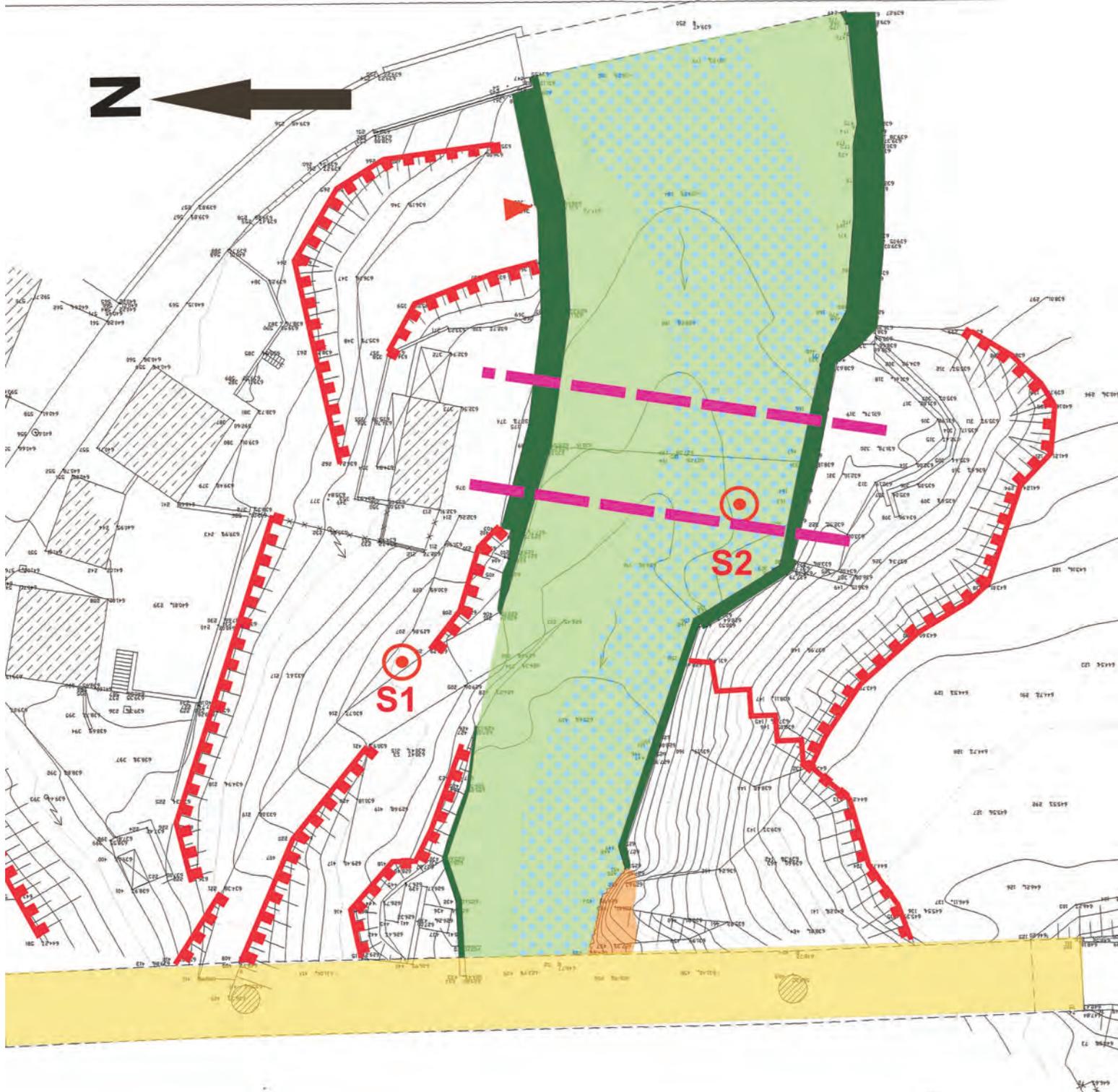
Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S 2								
Natura terreno:	Limo grigio tenero con poca ghiaia								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,75		N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>			
Profondità falda (m):	15,00		7	9	13	22			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	1,50	1,95	σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )			0,341			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>1M</sub> =	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa		Valore assunto			
C <sub>N</sub> =	1,71			1,67		1,69			
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	22,6			22,0		22,3			
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %			Gibbs & Holtz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
			97	99	75	72	80		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
33,4	30,6	31,0	29,1	41,1	27,3	39,2	40,7	42,5	44,4
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto = 32</b>									
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tornaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
32,8	35,4	59,7	17,7	8,5	17,3	25,9	43,1	8,5	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
	Farent		Menzebach e Malcev				Mod. edometrico Ed assunto		
	Sabbie in genere		Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa			
	15,3		11,4	13,3	26,3	29,3			
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,00		V <sub>s</sub> [m/s]=	132		
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
121,437	31,258		51,467			90			

Committente:		Veneto Strade S.p.A							
Cantiere:		Lamosano							
Sondaggio:		S 2							
Natura terreno:		Ghiaia sabbiosa con ciottoli							
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):		1,95		N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>		
Profondità falda (m):		15,00		14	23	25	48		
	da metri		a metri						
Profondità prova:		3,00	3,45	σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		0,673			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)						ER <sub>IM</sub> =	0,6		
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	1,22			1,06			1,1		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	35,1			30,7			33		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ'<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %			Gibbs & Holtz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
			124	121	77	93	110		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
40,6	33,4	35,6	35,8	45,7	27,1	43,4	44,2	45,5	46,8
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto =</b>						<b>35</b>			
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tomaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
48,5	55,0	86,8	30,1	16,7	37,7	56,5	94,1	55,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
Farrent	Menzebach e Malcev							Mod. edometrico Ed assunto	
	Sabbie in genere		Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa			
			20,4	24,7	53,0	59,5			
33,4							53,0		
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
	F <sub>A</sub> =	1,0	F <sub>G</sub> =	1,15	V <sub>s</sub> [m/s]=	178			
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
219,711	63,250		82,899			200			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S2								
Natura terreno:	Ghiaia sabbiosa con ciottoli								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,95			N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>		
Profondità falda (m):	15,00			11	25	28	53		
	da metri	a metri							
Profondità prova:	4,50	4,95		σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		0,965			
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							ER <sub>IM</sub> = 0,6		
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			Valore assunto		
C <sub>N</sub> =	1,02			0,94			0,98		
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	32,4			30,0			31		
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %		Gibbs & Holtz, 1957		Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)		
		118		115	75	89	90		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
42,0	33,7	36,5	36,8	44,9	26,5	40,6	41,9	43,5	45,2
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto =</b>							<b>35</b>		
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tomaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
51,0	58,8	92,0	32,5	18,3	41,6	62,4	104,0	58,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
Farrent	Menzebach e Malcev				Mod. edometrico Ed assunto				
	Sabbie in genere	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia		Sabbia ghiaiosa			
36,9	22,1	26,9	58,1	65,3	58,0				
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
F <sub>A</sub> =	1,0	F <sub>G</sub> =	1,15	Vs [m/s]=		196			
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
236,897	75,994		88,073			150,0			

Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S 2								
Natura terreno:	Marna argillificata marrone. Scaglie marnose in matrice limoso-argillosa								
Peso volume del terreno ( $t/m^3$ ):	1,80		N1	N2	N3	$N_{SPT}$			
Profondità falda (m):	15,00		15	20	23	43			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	6,00	6,45	$\sigma'_{vo}$ ( $Kg/cm^2$ )		1,161				
<b>Normalizzazione del valore di <math>N_{SPT}</math></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)							$ER_{1M} =$	0,6	
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann			Peck & Bazaraa			<b>Valore assunto</b>		
$C_N =$	0,93			0,90			<b>0,92</b>		
$(N_1)_{60} =$	23,9			23,2			<b>23,5</b>		
<b>Correlazioni <math>N_{SPT} - \phi'_p - D_R - E_0 - Ed - V_s - G_0</math></b>									
<b>Densità relativa <math>D_R</math> %</b>			Gibbs & Holtz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	<b>Densità relativa assunta (%)</b>		
			101	99	60	76	<b>80</b>		
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco <math>\phi'_p</math></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [ $\pm 3^\circ$ ]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
39,2	32,8	34,7	34,7	41,7	25,8	39,2	40,7	42,5	44,4
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco <math>\phi'_p</math> assunto =</b>								<b>33</b>	
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) <math>E_0</math> [MPa]</b>									
Tornaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			<b>Mod. deformazione <math>E_0</math> assunto</b>	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
45,9	51,2	81,6	27,7	15,1	33,7	50,6	84,3	<b>35,0</b>	
<b>Modulo edometrico <math>Ed</math> [MPa]</b>									
Farent	Sabbie in genere	Menzebach e Malcev				<b>Mod. edometrico <math>Ed</math> assunto</b>			
		Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa				
		18,7	22,5	47,8	53,7				
29,9						<b>20,0</b>			
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
$F_A =$	1,1	$F_G =$	1,50	$V_s$ [m/s] =	<b>286</b>				
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni <math>G_0</math> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto	Crespellani e Vannucchi			<b>Mod. di rigidezza <math>G_0</math> assunto</b>				
202,090	149,953	77,511			<b>170</b>				

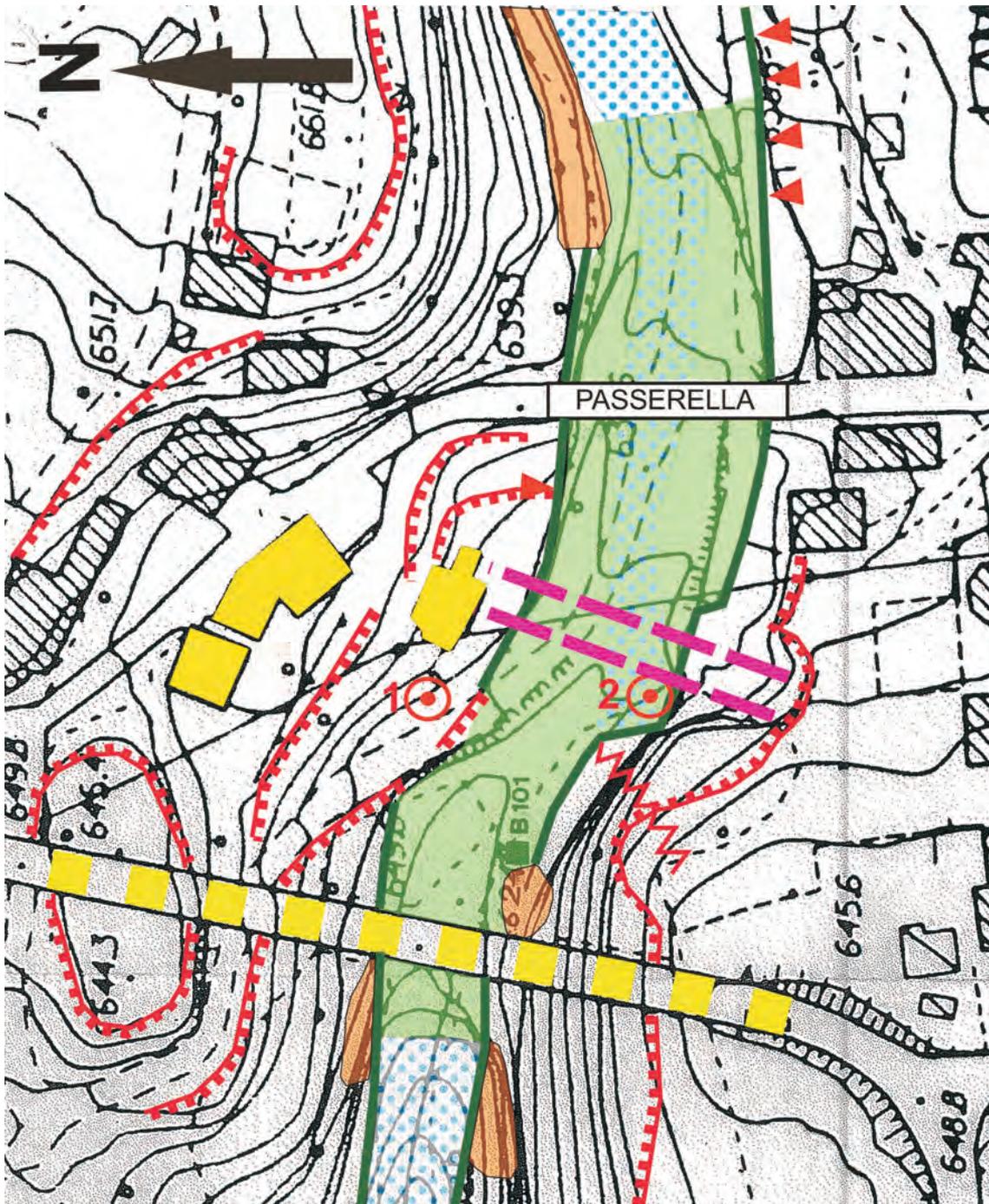
Committente:	Veneto Strade S.p.A								
Cantiere:	Lamosano								
Sondaggio:	S 2								
Natura terreno:	marna argillificata marrone. Scaglie marnose in matrice limoso-argillosa								
Peso volume del terreno (t/m <sup>3</sup> ):	1,80		N1	N2	N3	N <sub>SPT</sub>			
Profondità falda (m):	15,00		27	31	36	67			
	da metri	a metri							
Profondità prova:	9,00	9,45	σ'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )		1,701				
<b>Normalizzazione del valore di N<sub>SPT</sub></b>									
Normalizzazione in relazione al rendimento del dispositivo di sganciamento Pilcon (Nenzi)						ER <sub>I M</sub> =	0,6		
Normalizzazione rispetto alla profondità									
	Liao & Whitmann		Peck & Bazaraa		Valore assunto				
C <sub>N</sub> =	0,77		0,80		0,78				
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub> =	30,8		32,2		31,0				
<b>Correlazioni N<sub>SPT</sub> - φ<sub>p</sub> - D<sub>R</sub> - E<sub>0</sub> - Ed - V<sub>s</sub> - G<sub>0</sub></b>									
Densità relativa D <sub>R</sub> %		Gibbs & Holtz, 1957	Schultze & Mezembach, 1961	Skempton, 1986	Meyerhof, 1957	Densità relativa assunta (%)			
		111	111	69	83	90			
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub></b>									
Peck - Hanson & Thornburn	De Mello	JNR Japanese National Railway	RBS Road Bridge Specification	Hatanaka e Uchida, 1996 [±3°]	Malcev, 1964	Schmertmann			
						sabbia fine	sabbia media	sabbia grossa	ghiaia
46,0	34,3	39,1	39,6	44,9	25,7	40,6	41,9	43,5	45,2
<b>Angolo di resistenza al taglio efficace di picco φ'<sub>p</sub> assunto =</b>						<b>34</b>			
<b>Modulo di deformazione (modulo di Young drenato) E<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Tomaghi et al.	D'Apollonia et alii		Webb		Schmertmann			Mod. deformazione E <sub>0</sub> assunto	
	Ghiaia e sabbia	Sabbia SC	Sabbia satura	Sabbia con fine plast.	Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia grossa		
57,3	69,4	106,6	39,2	22,7	52,6	78,8	131,4	30,0	
<b>Modulo edometrico Ed [MPa]</b>									
Farent	Menzebach e Malcev						Mod. edometrico Ed assunto		
	Sabbie in genere		Sabbia fine	Sabbia media	Sabbia + ghiaia	Sabbia ghiaiosa			
			27,0	33,0	72,5	81,5			
46,7						27,0			
<b>Velocità di propagazione delle onde di taglio [m/s] secondo la correlazione di Ohta e Goto (1978), aggiornata da Seed et al. (1986)</b>									
F <sub>A</sub> =	1,1	F <sub>G</sub> =	1,05	V <sub>s</sub> [m/s]=		233			
<b>Modulo di rigidezza a piccole deformazioni G<sub>0</sub> [MPa]</b>									
Ohsaki & Iwasaki	Ohta e Goto		Crespellani e Vannucchi			Mod. di rigidezza G <sub>0</sub> assunto			
331,830	99,838		101,635			200			



**CARTA GEOLOGICA SCHEMATICA**  
**Scala 1:500**

F STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA Dr. Vittorio FENTI – 32021 Agordo (BL) – tel. 043762314

- |  |   |
|--|---|
|  Terreni di copertura morenico-detritica-riporti                                  |  Principali lesioni degli argini                 |
|  Substrato roccioso: marne argillose e siltiti marnose (Marna di Bolago- MIOCENE) |  Fessura di tensione su terreni sciolti          |
|  Bordo di scarpate erosive e d'altro tipo   |  Ponte lesionato e deformato                     |
|  Argini in CLS  |  S1-2 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo |
|  Cunettone in CLS con locali depositi ghiaiosi                                    |  Ubicazione orientativa del ponte in progetto    |



**SCHIZZO GEOLOGICO**  
Scala 1:1000

F

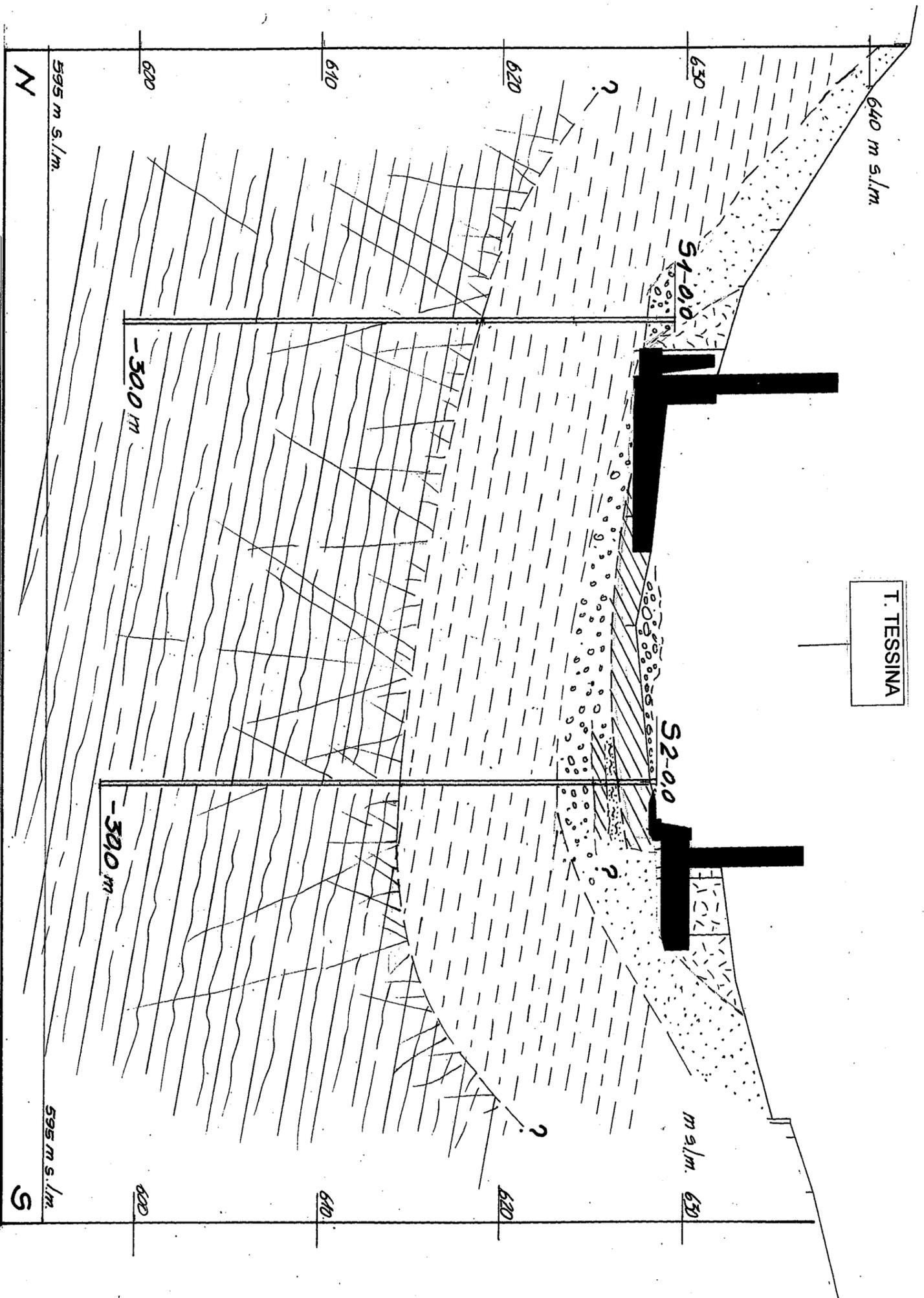
STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA Dr. Vittorio FENTI – 32021 Agordo ( BL ) – tel. 043762314

- |   |  |   |  |
|---|--|---|--|
|  | Terreni di copertura morenico-detritica  |  | Fessura di tensione su terreni sciolti       |
|  | Depositi ghiaiosi del Tessina  |  | Ponte lesionato e deformato                  |
|  | Substrato roccioso: marne argillose e siltiti marnose (Marna di Bolago- MIOCENE) |  | Edifici lesionati e/o deformati              |
|  | Bordo di scarpate erosive e d'altro tipo   |  | 1-2 Sondaggi geognostici                     |
|  | Argini in CLS  |  | Ubicazione orientativa del ponte in progetto |
|  | Cunettone in CLS con locali depositi ghiaiosi                                    |   |  |
|  | Principali lesioni degli argini  |   |  |

# SEZIONE STRATIGRAFICA IN ASSE DEL PONTE IN PREVISIONE

- Scala 1 : 250 -

F STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA dott. VITTORIO FENTI - 32021 AGORDO (BL) - tel. 0437-62314



	STRUTTURE ARGINALI
	CUNETTONE IN CALCESTRUZZO
S1	PROIEZIONE DEL SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 1 (in destra or.)
S2	SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° 2 (in sinistra or.)
	TERRENI DI RIPORTO, ETEROGENEI
	COPERTURA MORENICO-DETRITICA: limi sabbioso-argillosi con ghiaia e ciottoli
	LIVELLO DI LIMO-SABBIOSO
	MATERIALI TORENTIZI: ghiaia sabbiosa, poco limosa, con ciottoli e blocchi
	CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE DEL SUBSTRATO: limo argilloso-sabbioso, con elementi di marna
	SUBSTRATO LAPIDEO SANO: marne argillose e silti marmose (MARNIA DI BOLAGO - MIOCENE)

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



**FOT. 1 - Vista da GOOGLE dell'area di intervento sul T.Tessina.**



**FOT. 2 - Vista dell'area di intervento , dal ponte deformato sul T. Tessina,**

**FOT. 3 -**  
Panoramica da est  
(monte) dell'area di  
intervento. Si notano  
i possenti argini ed il  
cunettone in c.a.  
Sullo sfondo il ponte  
lesionato da sostitui-  
re.



**FOT. 4-5 -**  
Aspetto delle vistose lesioni  
degli argini in c.a.



**FOT. 6 -7- 8 -**  
**Aspetti del ponte lesionato e deformato, da sostituire.**



**FOT. 9 -  
Aspetto di una lesione  
arginale aperta circa 40  
cm in sinistra.**



**FOT. 10 -  
Aspetto del cunettone  
in c.a.**



**FOT. 11-  
La rampa rivestita in pie-  
trame a valle del ponte  
lesionato (vista da valle).**



**FOT. 12 -  
Particolare dei terreni  
torrentizi grossolani  
d'alveo attivo.**



**FOT. 13- 14 -  
Aspetto dei terreni de-  
tritici e glaciali ad ab-  
bondante matrice fine.**



**FOT. 15—16 -  
Particolari del Cappel-  
laccio di alterazione  
superficiale della Mar-  
na di Bolago, a frattu-  
razione comminuta.**



**FOT. 17—  
Aspetto della Marna  
di Bolago degradata  
alla profondità di 5-  
10 m dal p.c., nel  
sondaggio n° 1.**





**FOT. 18 –19- 20 -  
Aspetto lapideo della  
Marna di Bolago in  
corrispondenza della  
stazione di analisi  
geostrutturale poco a  
valle del ponte; si no-  
tano i principali siste-  
mi di fratturazione, tra  
cui uno ossidato, ed i  
piani di strtificazione**





**FOT. 21-22-23**  
**Sondaggio S1:**  
**Carote da m 0 a m15**





**FOT. 24—25—26—**  
**Sondaggio S1:**  
**Carote da m 15 a m**  
**30.**

-

**FOT. 27-28-**  
**Sondaggio S2:**  
**Carote residue, dan-**  
**neggiate dalla piena**  
**del 22 luglio:**  
**m 0-10**



**FOT. 29-**  
**Ubicazione del boc-**  
**caforo del Sondag-**  
**gio S2 danneggiato**  
**dalla piena improvi-**  
**sa della sera del 22**  
**luglio 2020. Si noti**  
**la distruzione appor-**  
**tata nel cantiere.**





**FOT. 30-31-32-**  
**Aspetto della piena della**  
**sera del 22 luglio 2020**  
**che ha danneggiato il**  
**cantiere del sondaggio n°**  
**2, distruggendo n° 4 del-**  
**le 6 cassette catalogatri-**  
**ci.**





**FOT. 33-34-**  
Prove di resistenza a compressione con Point Load Test Apparatus, sui campioni della Marna di Bolago, prelevati tra m 10 e m 30 , nel sondaggio n° 1.





**FOT. 35-36 -  
Cantiere di perforazione del sondaggio n° 1**





**COMUNE DI CHIES D'ALPAGO  
(PROVINCIA DI BELLUNO)**

-----  
***PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UN NUOVO PONTE  
SUL T. TESSINA A LAMOSANO***

***Indagini geofisiche di Tomografia Sismica  
a rifrazione con onde di compressione,  
profilo sismico down-hole con onde di compressione P e taglio SH  
e profilo sismico MASW con onde di superficie  
per lo studio di dettaglio e classificazione sismica  
dei terreni del versante  
ad integrazione delle indagini geognostiche***

**RELAZIONE PRELIMINARE**

-----  
**Feltre, 28 Luglio 2020**

## CONTENUTO

1. Premessa;
2. Ubicazione dei profili geofisici;
3. Indagini geofisiche;
  - 3.1. Profili Sismici:
    - Tomografia Sismica a Rifrazione con onde di compressione;
    - Profilo Sismico MASW con onde di superficie;
    - Profilo sismico down-hole con onde P e SH;
    - Sezioni del Rock Mass Quality: Q (Barton, 2002-2006);
    - RQD e grado di fratturazione;
  - 3.2. Elaborazione dei dati;
4. Analisi della Sezioni Geofisiche
  - Caratterizzazione sismica dei terreni dell'area;
  - Sezione di Tomografia sismica TS1;
  - Caratterizzazione sismica e calcolo parametro Vs30;
  - Sezione di Tomografia di Resistività Elettrica;
  - Rock Mass Quality (RMQ);
5. Conclusioni;

### Allegati :

- Planimetria Ubicazione Profili Geofisici;
- Tavola sezione di Tomografia Sismica TS-1, scala 1:500;
- Tavola sezione di Tomografia Sismica TS-2, scala 1:400;
- Tavola “molteplicità di copertura raggi sismici”, profilo TS-1;
- Tavola “molteplicità di copertura raggi sismici”, profilo TS-2;
- Tavola del Rock Mass Quality : RMQ-TS-1 scala 1:500;
- Tavola del Rock Mass Quality : RMQ-TS-2 scala 1:400;
- Documentazione fotografica.

## **1. Premessa**

Su richiesta del Ing. WALTER MAZZORAN dello Studio di Ingegneria MTD, Piazza Castello n° 4, - 32100 Belluno, per conto di VENETO STRADE S.P.A., VIA BASEGGIO, 5 – 30174 MESTRE, nelle date 23-25-26/07/2020 è stata eseguita una campagna di indagini geofisiche per lo studio di dettaglio dei terreni a cavallo del torrente Tessina nel Comune di Lamosano (BL).

Lo studio è stato fatto ad integrazione della relazione geologico geotecnica del dott. Geol. Vittorio Fenti dell'area dove è prevista la costruzione del nuovo ponte sul torrente Tessina.

L'area di studio si sviluppa nell'alveo del torrente e sui due versanti.

Nell'alveo del torrente, in posizione prossima alle due sponde, in corrispondenza dei due sondaggi geognostici, S1 e S2 sono state eseguite due prove sismiche di tipo down-hole, con energizzazione con onde di compressione P e di taglio SH.

L'utilizzo delle due energizzazioni permette di ricavare i parametri dinamico-elastici dei terreni e determinarne la categoria sismica.

Lungo i versanti sono state eseguite due prove di tomografia sismica a rifrazione con onde di compressione per ricostruire le geometrie, lo spessore della copertura detritico terrosa e per caratterizzare il substrato roccioso.

Questo è costituito dalla formazione della marna grigia che si presenta con un elevato grado di differenziazione locale, presentando una consistente argillificazione/fratturazione nelle parti più superficiali passando in profondità a caratteristiche più competenti tipiche di un substrato roccioso compatto.

## **2. Ubicazione dei profili geofisici**

L'ubicazione dei profili è stata condizionata dall'agibilità del luogo e dalla necessità di avere degli spazi sufficienti dove eseguire le prove in modo da riuscire ad indagare sufficientemente in profondità.

Lo morfologia dell'area ha permesso di sviluppare il profilo di tomografia sismica TS-1 lungo il versante in dx idrografica, partendo con il primo geofono a ridosso del ponte pedonale e sviluppando il profilo verso NW sul versante, passando a monte della pila destra del ponte esistente ed arrivando nella parte sommitale della strada sterrata che porta all'alveo del torrente, in

centro strada.

Il profilo TS-1 ha uno sviluppo lungo il versante, compresi gli shots, di 100 m.

Il profilo TS-2 e MASW1 si sviluppano sul versante sx in corrispondenza del terrazzo; questi partono dal centro strada in corrispondenza delle case, sul lato sud, fino al limite della scarpata a nord, sviluppandosi per 65 m.

Le prove sismiche down-hole (DH) sono state acquisite all'interno dei due fori di sondaggio attrezzati con tubo inclinometrico.

La prova DH1 è stata acquisita all'interno del foro di sondaggio S1, la prova DH2 all'interno del foro di sondaggio S2.

L'allegata planimetria riporta la posizione delle prove eseguite.

### **3. Indagini geofisiche**

#### **3.1. Profili sismici**

- **Tomografia Sismica a rifrazione con onde di compressione;**

L'interpretazione dei dati di sismica a rifrazione parte dall'analisi degli oscillogrammi dai quali si ottengono le dromocrone (in allegato), i diagrammi spazio/tempo dei primi arrivi della sollecitazione sismica ai vari geofoni, da cui si può riconoscere la presenza dei rifrattori, cioè di sismostrati a velocità crescente di trasmissione delle onde  $V_p$ .

Dall'analisi con varie metodologie (Plus-Minus, GRM, Inversione Tomografica, ecc.) dei diagrammi si calcola la profondità delle varie interfacce sismiche, che sono legate alle caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche dei terreni attraversati dall'onda sismica.

Nella presente relazione l'elaborazione delle dromocrone è avvenuta ricorrendo ad un opportuno software di tomografia sismica con algoritmo WET (Wavepath Eikonal Traveltime – Schuster, 1993; Watanabe, 1999) che tramite un processo di inversione ricostruisce la più probabile distribuzione delle velocità sismiche nel sottosuolo basandosi sui sismogrammi acquisiti; si è così ottenuto il modello di distribuzione delle velocità P nel sottosuolo; l'elevato numero di energizzazioni eseguite per ogni profilo ha permesso di generare un alto numero di raggi sismici e mantenere elevato il dettaglio dei terreni indagati.

L'algoritmo WET a differenza dei normali sistemi di elaborazione sismica, che valutano la

propagazione dell'onda sismica come se fosse un'onda monocromatica (una sola frequenza) ad alta frequenza (si trascura l'influenza della lunghezza d'onda) e secondo le leggi della rifrazione ottica, valuta la propagazione del fronte sismico come una perturbazione policroma e pertanto il fronte sismico da puntuale e rettilineo si avvicina di più alla forma di un fuso tridimensionale.

Il comportamento è pertanto definito come un “Wavepath Eikonal Traveltime” (Schuster, 1993; Watanabe, 1999).

I maggiori vantaggi dell'uso di questa tecnica sono che nella ricostruzione dei tragitti del fronte sismico, vengono presi in considerazione anche fenomeni di interferenza e di ombra, ne deriva così una più dettagliata e fedele ricostruzione dell'andamento dei rifrattori sismici.

Sulla base della velocità di propagazione delle onde di compressione e delle ricostruzioni tomografiche delle geometrie dei terreni, si possono fare delle successive elaborazioni che mettono in evidenza, sulla base di correlazioni e studi specifici (Barton, 2002-2006), la qualità dell'ammasso roccioso ed indirettamente quindi anche il grado di fratturazione della roccia.

Per l'acquisizione dei dati Sismici si è utilizzato un sismografo OYO DAS-1 con 48 canali ed acquisizione a 24 bit del segnale; si sono usati geofoni verticali Geosource tipo MD-81 con 10 Hz di frequenza di risonanza, con smorzamento al 70%.

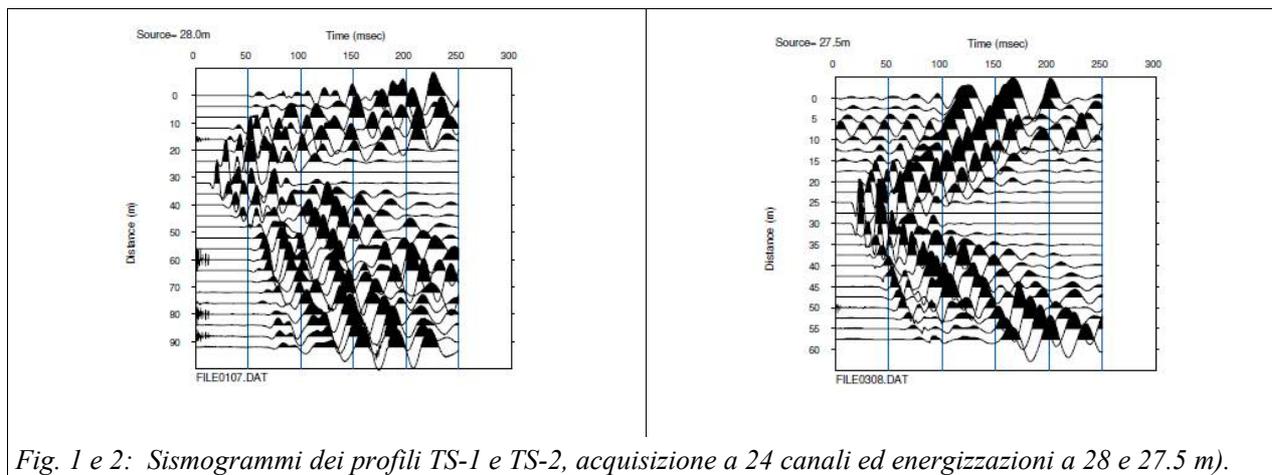
I profili di tomografia sismica sono stati acquisiti sulla base di 24 geofoni, con una spaziatura inter-geofonica di 4.0 m per il profilo TS-1, pari ad uno stendimento sismico di 100 m inclusi gli shots offset, e di 2.5 m per il profilo TS-2 e MASW, pari ad uno stendimento di 65 m inclusi shots offset.

Le lunghezze sono state ottimizzate in base agli spazi disponibili dell'area.

L'energizzazione delle onde P è avvenuta mediante un mazza del peso di 7 Kg ed una opportuna piastra su cui veniva inferto il colpo di shot, che è stato energizzato mediamente 2-3 volte (stack del segnale), lungo i profili sismici si sono fatte 20 energizzazioni per mantenere un alto dettaglio nella restituzione delle geometrie e delle caratteristiche dei terreni.

Il segnale sismico, ottimizzando i parametri di acquisizione e di filtraggio nella fase di registrazione e tramite l'utilizzo di geofoni a frequenza medio alta, è risultato ben riconoscibile (si riporta di seguito, due shots esemplificativi del profilo TS-1 e TS-2, (Fig.1-2).

La morfologia dell'area ha richiesto la correzione topografica dei dati che è stata fatta, in fase di elaborazione, sulla base del rilievo fatto tramite stazione GPS.



- **Profilo Simico MASW con onde di superficie;**

Per la caratterizzazione dei terreni dell'area da un punto di vista sismico e definirne la categoria di sottosuolo come previsto dalle norme tecniche per le costruzioni NTC2018 si è acquisito un profilo di sismica attiva di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

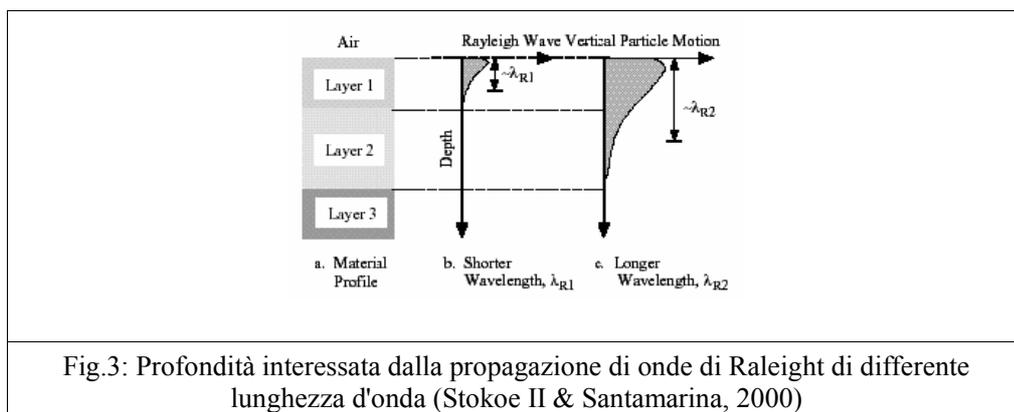
Il metodo MASW è una tecnica non invasiva che permette di ricavare le velocità delle onde di taglio nel terreno misurando la propagazione della perturbazione dell'onda sismica sulla superficie del terreno.

Il contributo maggiore della perturbazione è data dalle onde di Rayleigh (onde di superficie), che si propagano con una velocità che è strettamente correlata con le caratteristiche elastiche della porzione di suolo dove si propagano.

In un semispazio stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè le onde di differente lunghezza d'onda si propagano con velocità diverse di fase e di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980).

Questo significa che la velocità di fase apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla loro frequenza.

Il fenomeno della dispersione è collegato al fatto che le onde con alta frequenza (corta lunghezza d'onda) viaggiano prevalentemente attraverso i terreni superficiali, mentre le onde di bassa frequenza (onda lunga) interessano strati più profondi durante la propagazione (Fig.3).



L'elaborazione dei dati acquisiti consiste nell'effettuare l'analisi della dispersione delle onde di Rayleigh mediante una trasformata bidimensionale “slowness-frequency” ( $p$ - $f$ ) che analizza l'energia di propagazione del segnale lungo la linea sismica e la successiva rappresentazione su di un grafico  $p$ - $f$  dello spettro di potenza (Fig.7).

I dati selezionati nell'immagine  $p$ - $f$  vengono graficati in un diagramma velocità di fase-frequenza (Fig.8), da cui è possibile elaborare un primo modello monodimensionale, successivamente un processo di inversione ad elementi finiti calcola la distribuzione delle velocità  $V_s$  nel sottosuolo che più si avvicina nei termini R.S.M. ai dati acquisiti (Fig.9).

Dall'analisi spettrale dell'impulso sismico trasmesso nel terreno ed acquisito dallo stendimento di geofoni, si ottiene l'immagine dello spettro e delle velocità di fase dei segnali, questi tramite un software dedicato, permettono di calcolare il modello di distribuzione delle velocità  $V_s$  nel sottosuolo e su questo modello si è calcolato il valore medio  $V_{s30}$  richiesto dalla normativa.

Per lo studio si è mantenuto lo stesso tipo di stendimento geofonico e si è provveduto a cambiare i parametri di acquisizione dei segnali.

- **Profilo Sismico down-hole con onde P e SH;**

La prospezione sismica Down-Hole è una tecnica che prevede lo studio della propagazione delle onde di volume nel terreno mediante l'utilizzo di un foro di sondaggio all'interno del quale viene calato il sistema ricevente (geofoni o idrofoni) mentre l'energizzazione sismica avviene sulla

superficie in posizione adiacente (1-5 m) alla bocca del foro.

La registrazione dei tempi necessari alla perturbazione sismica per raggiungere la quota del geofono/i, calati all'interno del foro di sondaggio, permette di misurare accuratamente le velocità di propagazione delle onde sismiche.

Aumentando la profondità del geofono/i all'interno del tubo e registrando i relativi tempi di arrivo si costruisce il diagramma dei “tempi di percorso / profondità”.

Per la corretta analisi delle misure tempi/profondità, i tempi di viaggio T, misurati lungo i percorsi sorgente-ricevitore, devono essere corretti per tener conto dell'offset della posizione della sorgente rispetto all'asse del foro; l'influenza di questo offset è significativo nel calcolo delle velocità superficiali ma si riduce con la profondità.

Detta H la distanza dalla sorgente dall'asse del foro, e z la profondità del geofono, la trasformazione dei tempi T nei corrispondenti tempi corretti T\*, si ottiene semplicemente mediante la seguente formula:

$$T^* = \frac{z}{d} * T = \frac{z}{\sqrt{z^2 + H^2}} * T$$

Successivamente, i tempi T\* vengono diagrammati in funzione della profondità z (dromocrone).

In tal modo la velocità media delle onde sismiche in strati omogenei di terreno è descritta dall'inclinazione rispetto all'asse dei tempi dai segmenti di retta lungo i quali si allineano i dati sperimentali.

Conoscendo la posizione del geofono/i, la distanza della sorgente sismica dall'asse del tubo ed i tempi di percorso si calcolano le velocità di propagazione dell'onda sismica nel sottosuolo, che sono fortemente legate alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati.

Per l'esecuzione del presente profilo sismico DH si è utilizzato un sismografo OYO DAS-1 con 48 canali ed acquisizione a 24 bit del segnale ed uno “shuttle” con geofono tridimensionale montato su di un sistema di ancoraggio pneumatico con 50 m di cavo.

I tre geofoni posti nello “shuttle” sono degli SM-4 della Sensor con frequenza di risonanza di 10 Hz, orientati ortogonalmente tra di loro.

L'acquisizione dei profili con onde di compressione P e con onde di taglio Sh è avvenuta in

due fasi distinte per la necessità di cambiare la modalità energizzazione e quindi anche i geofoni da abilitare od escludere.

Prima si è acquisito il profilo con onde di compressione P e successivamente quello con onde di taglio SH.

L'acquisizione è avvenuta ad incrementi di profondità di un metro da p.c. fino alla fine del foro (-30 m).

Per le onde di compressione P l'energizzazione è stata fatta percuotendo a 2.0 metri di distanza dal foro un disco di alluminio posto sul terreno con una mazza di 7 Kg; per quelle di taglio si è utilizzata una traversa ancorata al suolo, in asse con il tubo e anch'essa posta a 2.0 metri di distanza.

Per la generazione delle onde di taglio si è provveduto a colpire con una mazza un travetto di legno solidale al terreno, secondo due direzioni opposte, in modo da poter riconoscere

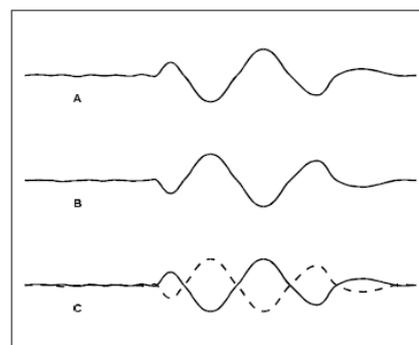
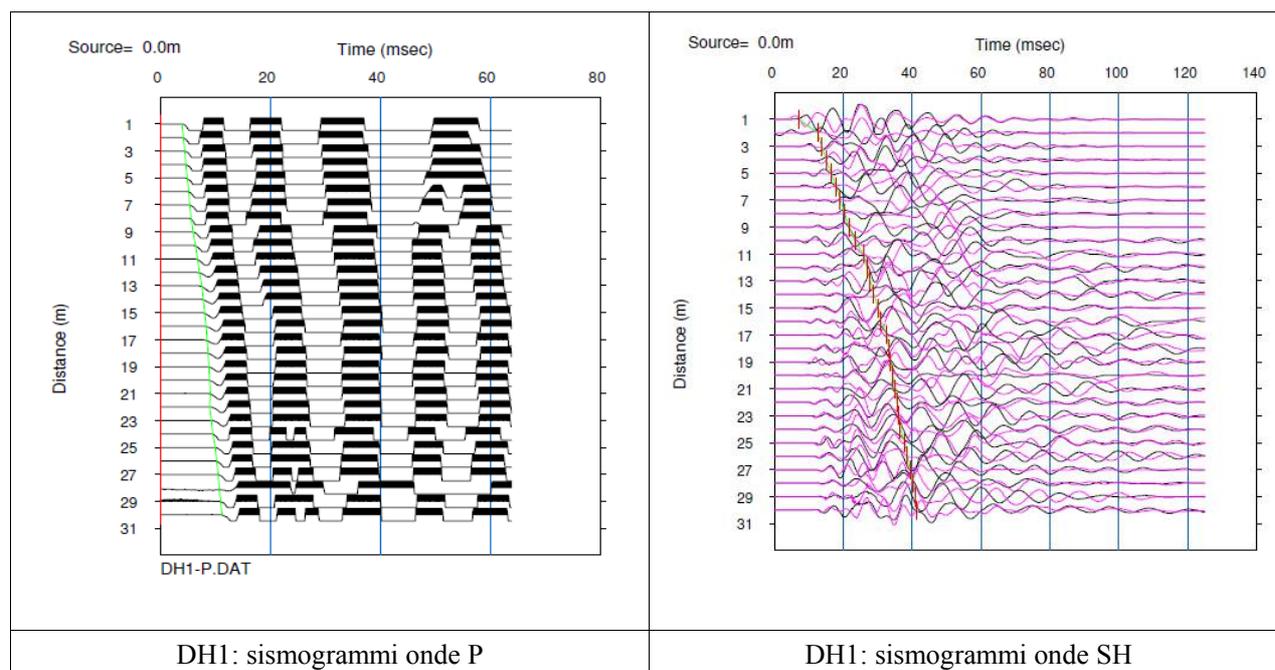
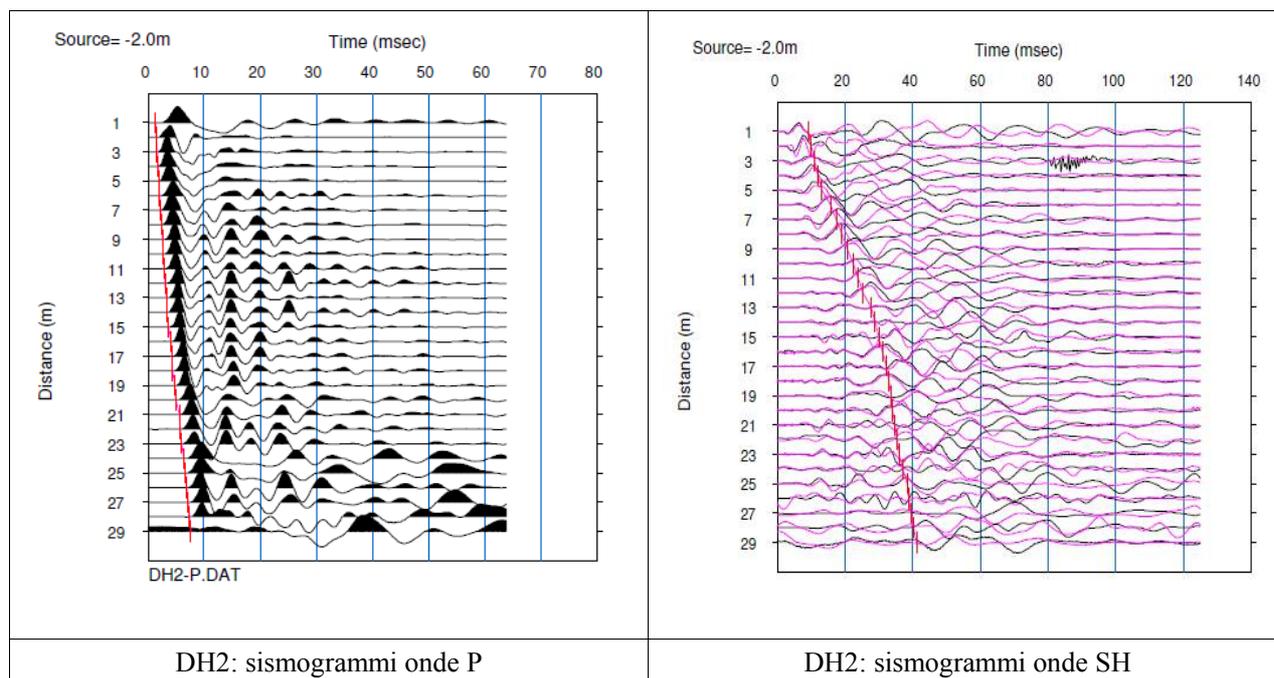


Figure 3. Shear waves reverse polarity when the source polarity is reversed.

in sede di elaborazione le onde di taglio da quelle di compressione; queste ultime infatti non evidenzieranno il cambio di fase nelle due registrazioni (vedi esempio a lato).

I diagrammi riportati in seguito riportano le curve tempo-profondità corrette per le misure down-hole effettuate con onde di compressione P e con le onde di taglio Sh.





- **Sezioni del Rock Mass Quality: Q (Barton, 2002-2006)**

Barton sulla base di numerose prove in sito, tra il (2002-2006), ha fornito una relazione sperimentale, tra la velocità della onde sismiche di compressione e il modulo di qualità dell'ammasso roccioso.

Egli correla la velocità sismica al valore Q della qualità della roccia con la relazione:

$$V_p = 3.5 + \log Q$$

Questa relazione dedotta da Barton da una gran mole di dati di carotaggi e di profili sismici, è stata generalizzata considerando come riferimento una roccia “dura” con una resistenza alla compressione mono assiale di 100 MPa, per una profondità di 25 m ed una porosità 1%.

Una correlazione più accurata, con le velocità sismiche, può essere fatta se si conosce il valore di compressione uniassiale ricavato da un campione rappresentativo del tipo di roccia del sito.

Utilizzando il valore di compressione uniassiale misurato in laboratorio, quale termine di paragone, si può elaborare la sezione di tomografia sismica in modo da evidenziare le

caratteristiche dell'ammasso roccioso, normalizzata sui valori di compressione uniaassiale misurati dei provini di roccia:

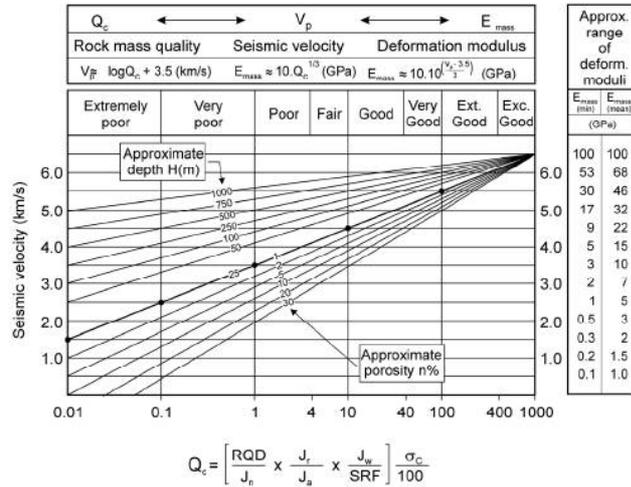


Figure 5. Velocity-depth-porosity- $Q_{rock}$ -modulus correlation, developed from case records and trial-and-error fitting. Barton, 2002 and 2006. Note that the deformation modulus estimates are pseudo-static estimates from plate-loading, or tunnel or shaft deformation analyses.

**Tabella-1:** La classificazione Q riporta la scala di valutazione proposta da Barton, (2002) normalizzato per rocce con  $\sigma_c = 100$  MPa.

Rock Quality											
RQD	Very poor		Poor			Fair		Good	Excel.		
RQD %	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Fratture/m	34		22			14		10,2	6,7	4,4	3,4
Q	Extremily poor	Very poor			Poor		Fair	Good	Very Good	ex. Good	
Q	0,01	0,1	1			3,2	10	40	100	1000	
Vp m/s	2500		3000			3500	4000	4500	5500		

**Tabella-2:** (Dati di letteratura: Velocità media onde P e lunghezza dei campioni: Sjøgren et al. 1979, scala Q: Barton, 1995.) N.B. Con l'incremento della profondità la scala Q si sposta verso destra, con valori minori di  $\sigma_c$  la scala Q si sposta verso sinistra.

Sulla base delle precedenti correlazioni si è ricostruita la sezione del valore di qualità della roccia Q secondo l'autore sopramenzionato e normalizzate per una resistenza media alla compressione uniassiale di 18,3 MPa (187 Kg/cmq) ricavata da misure sperimentali di campioni di roccia (marne) ricavati dal sondaggio S1 a profondità comprese tra 10 e 30 m, (Tavola "Rock Mass Quality" in allegato : RMQ-TS1 e RMQ-TS2), ed un valore Q = 1 normalizzato ad una velocità sismica Vp di 2500 Km/s, ritenuto adeguato alla tipologia di roccia dell'area ed alle profondità indagate.

La Tabella-2 deve essere pertanto letta con il valore Q, che mi indica la qualità della roccia, traslato verso sinistra di circa due intervalli, con il valore Q=1 che approssima il valore Vp (m/s) 2500 m/s.

Pertanto a valori di velocità prossimi a 4500 m/s sarà attribuito un Q di circa 100, indice di una roccia sana e competente con un limitato grado di fratturazione, con un RQD% tra 90 e 100, con un valore medio di resistenza alla compressione uniassiale di 18.3 MPa .

- **RQD e grado di fratturazione**

I lavori di Sjøgren et Al., 1979 e Barton (1995, 2002) che correlano il valore RQD del substrato roccioso con la velocità delle onde sismiche permettono anche di ricavare una indicazione sul grado di fratturazione dell'ammasso (Tab.2).

### **3.2. Elaborazione dei dati sismici**

Il processing dei dati di *tomografia sismica* inizia con il corretto picking dei dati sismici, ovvero la misura del tempo del primo arrivo della perturbazione sismica indotta nel terreno lungo lo stendimento di geofoni e riportata su un diagramma spazio tempo le dromocrone sismiche (Fig.6-7).

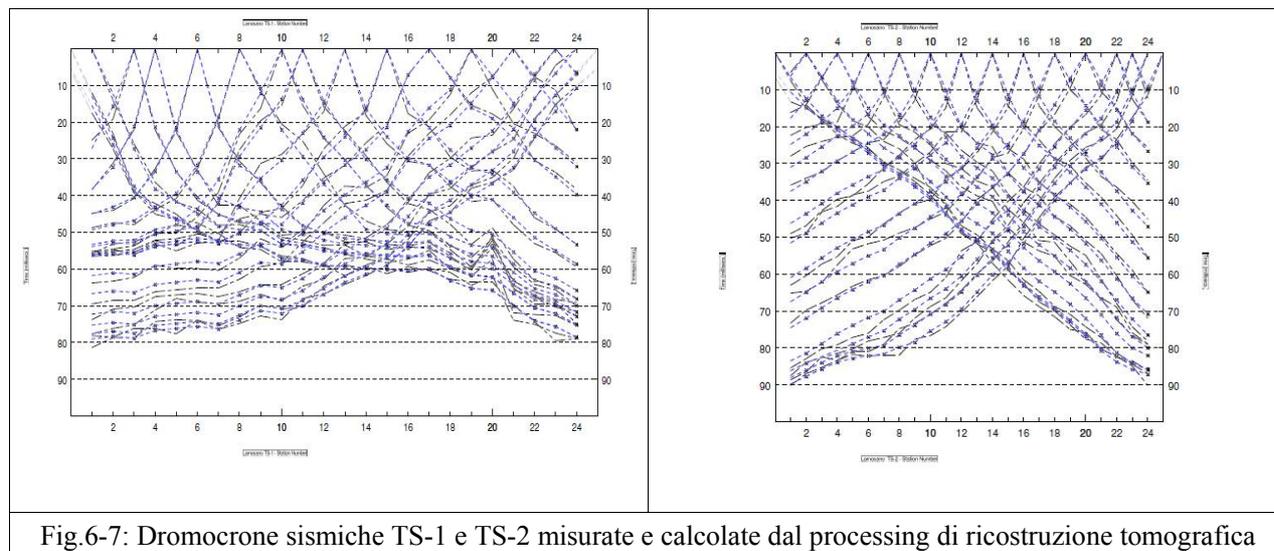


Fig.6-7: Dromocrone sismiche TS-1 e TS-2 misurate e calcolate dal processing di ricostruzione tomografica

Successivamente si ubica e quota, ogni singolo geofono, in modo da poter ricostruire correttamente l'andamento dei raggi rifratti dalle varie interfacce simiche.

I dati sismici vengono in seguito elaborati tramite il software Rayfract che ricostruisce sulla base di un primo semplice modello e incrementalmente modificato in modo da soddisfare nel senso dei minimi quadrati i dati acquisiti; infine la sezione calcolata viene graficata con un programma di contouring (Golden Software: SURFER), in cui si correlano i campi di velocità ad una mappa di colori (Sezioni di Tomografia sismica a rifrazione con onde di compressione TS-1 e TS-2).

Il software ha permesso, tramite la tecnica tomografica, la ricostruzione dell'andamento dei raggi sismici all'interno di ogni interfaccia simica e di evidenziarne le velocità; queste sono riportate come isocrone nelle sezioni cromatiche.

Le sezioni “molteplicità di copertura” in allegato evidenziano i percorsi dei raggi sismici calcolati e la loro molteplicità di copertura e indirettamente l'accuratezza della ricostruzione delle geometrie sotterranee.

#### 4. Analisi delle sezioni Geofisiche

- **Sezione di tomografia sismica TS-1:** la sezione sviluppata lungo la scarpata dx del versante evidenzia una copertura di spessore variabile di terreni a velocità da bassa a medio bassa (400-750 m/s), che si estende per 5-7 m di spessore, questa è legata agli apporti detritico terrosi ghiaiosi del

versante.

A partire dalla progressiva 56 m (circa dalla posizione del sondaggio S1) il versante curva leggermente verso Est, ed il profilo sismico si sviluppa sulla carrareccia che scende al torrente, è evidente un leggero incremento delle velocità legato al minor contenuto di terre ed un aumento della matrice ghiaiosa.

Inferiormente segue uno spessore di terreni abbastanza omogeneo di circa 5-6 m con una morfologia leggermente ondulata e velocità medio basse comprese tra 750 e 1000 m/s fino alla progressiva 56 m.

Oltre i 56 m, legato al cambio di morfologia del versante, che diviene più scosceso, lo spessore indagato di questi terreni a velocità medio bassa arriva a circa 14-15 m.

Inferiormente segue uno spessore variabile, compreso tra 4 e 13 m di terreni a velocità media compresa tra 1500 e 2000 m/s, a cui seguono velocità via via più elevate.

Velocità sismiche superiori a 4000 m/s si individuano alla quota di 612 slm.

Apparentemente questa area evidenzia un andamento dei campi di velocità che immergono verso nord.

- Sezione di tomografia sismica TS-2: la sezione sviluppata dalla zona abitata fino al limite del versante in sx idrografica, permette di evidenziare uno spessore consistente di terreni a velocità bassa e medio bassa che si inspessisce consistentemente spostandosi verso nord, ovvero verso l'alveo del torrente.

In particolare è evidente un cambio netto nello spessore dei terreni di copertura a bassa velocità di propagazione delle onde sismiche, a partire dalla progressiva 32 m fino a fine profilo, ovvero al limite della scarpata.

Questo gradino nelle geometrie del sottosuolo, presenta uno spessore di 6-7 m.

Secondo quanto riportatomi da una persona locale, al limite della scarpata era stata scavata una strada per la costruzione della pila sinistra del ponte, che tagliava il versante scendendo verso l'alveo.

Alla fine della costruzione del ponte, il versante è stato ripristinato.

Ciò che appare nella sezione sismica è verosimilmente questo scavo ripristinato.

Rimane evidente il cambio delle caratteristiche dei terreni, con velocità sismiche più basse, di quelle osservabili alle stesse quote ma più a sud, indice di terreni a caratteristiche meccaniche

più scadenti.

Continuando l'analisi della sezione appare evidente uno spessore consistente, di almeno 15-16 m di terreni a velocità medie comprese tra 750 e 1000 m/s; oltre il gradiente delle velocità appare mediamente omogeneo individuando velocità sismiche di 1500 m/s alla quota di 622-620 m slm.

La sezione TS-2 riporta sovrapposta la stratigrafia del sondaggio S2 effettuato nell'alveo del torrente spostato verso est a pochi metri rispetto alla verticale del limite del profilo, ma ad una quota più bassa di circa 17 m.

Sulla base delle risultanze dei sondaggi geognostici S1 e S2 e delle velocità sismiche misurate, delle caratteristiche dell'area e della litologia presente, si possono fare le seguenti correlazioni:

- Velocità delle onde sismiche di compressione comprese tra 400 e 750 m/s solo da correlare alla copertura detritico ghiaiosa terrosa superficiale allo stato sciolto, con un contenuto detritico ghiaioso maggiore per i termini di velocità maggiori;
- Velocità delle onde sismiche comprese tra 750 e 1500 m/s solo da correlarsi a depositi detritico ghiaiosi ciottolosi o ad un substrato roccioso fratturato ed alterato, con un miglioramento in profondità delle caratteristiche meccaniche per i valori maggiori;
- Velocità delle onde sismiche comprese tra 1500 e 2000 m/s indicano la parte più alta del substrato roccioso marnoso interessata da evidenti fenomeni di fratturazione ed alterazione, quello che si può anche definire come il "cappellaccio di alterazione", questo risulta più fratturato e/o alterato per i termini di velocità minori;
- Velocità superiori comprese tra 2000 e 2500 m/s evidenziano un substrato roccioso più competente pur se fratturato nelle parti più superficiali, per fenomeni di distensione e rilascio del versante specialmente per i termini inferiori.
- Velocità decisamente superiori a 3000 m/s sono da attribuirsi ad un substrato roccioso compatto e competente, che migliora ancora in profondità dove le velocità aumentano ancora.

### - Prove sismiche Down-Hole:

Sono state effettuate due prove sismiche di tipo down-hole all'interno dei fori di sondaggio S1 e S2 opportunamente attrezzati con tubo inclinometrico.

Queste sono state sviluppate per tutta la profondità del foro (-30 m) facendo la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione P e di taglio SH ogni metro.

Per le prove SH, data la difficoltà di individuare l'arrivo della perturbazione sismica indotta, che presenta sempre delle onde P sovrainposte, si è utilizzato il metodo della doppia polarizzazione, ovvero l'energizzazione (shot) in superficie, a 2 m dal foro di sondaggio, viene fatta con due acquisizioni distinte con polarità delle onde di taglio opposta.

In fase di elaborazione pertanto si può distinguere l'arrivo delle onde di taglio da quelle di compressione perché presentano fasi opposte. L'onda P invece rimane uguale in quanto non interessata dal cambio di fase dell'energizzazione.

Per ogni metro acquisito pertanto devono essere acquisiti tre sismogrammi, con tre energizzazioni differenti (P, SH+, SH-) per un totale di 90 energizzazioni per prova down-hole.

I valori vengono in seguito corretti per l'offset della battuta (shot) e graficati.

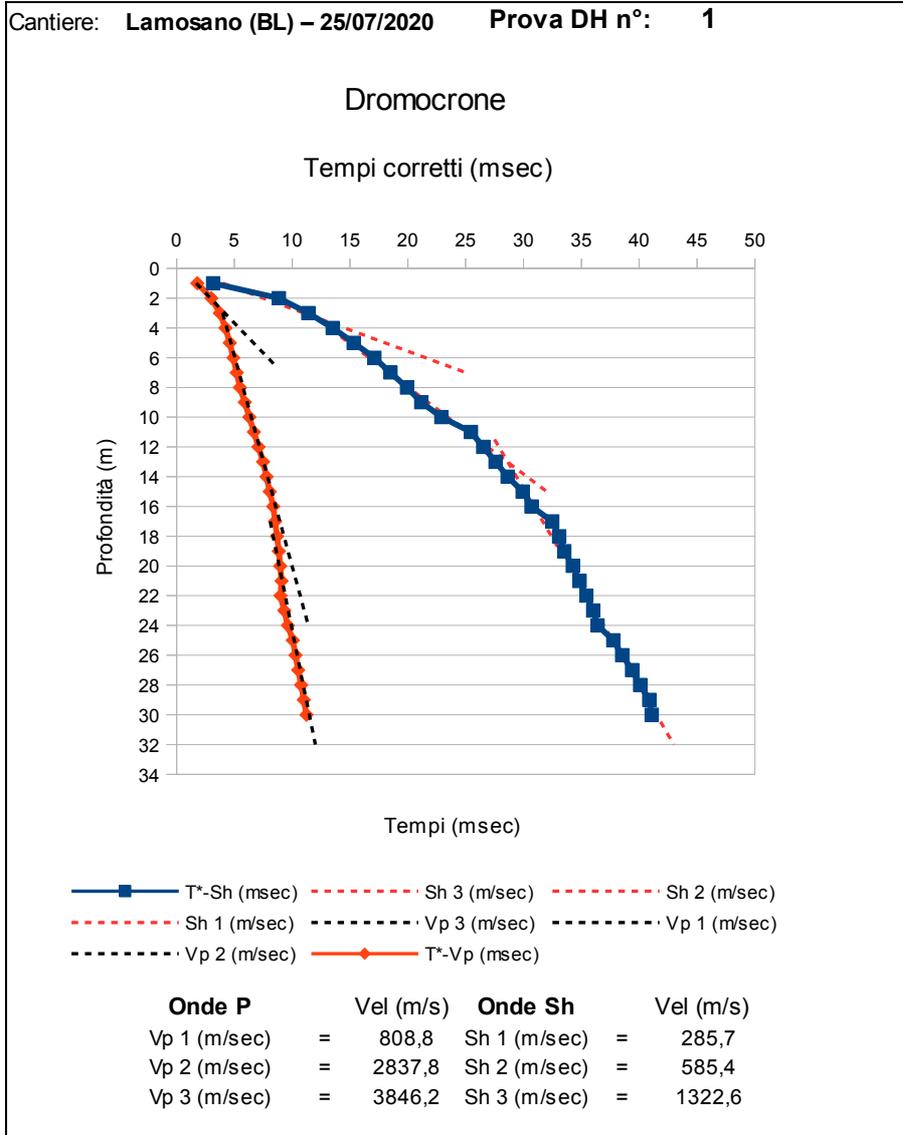
Una volta graficati i dati è possibile quindi individuare le velocità di propagazione delle onde sismiche nei vari terreni.

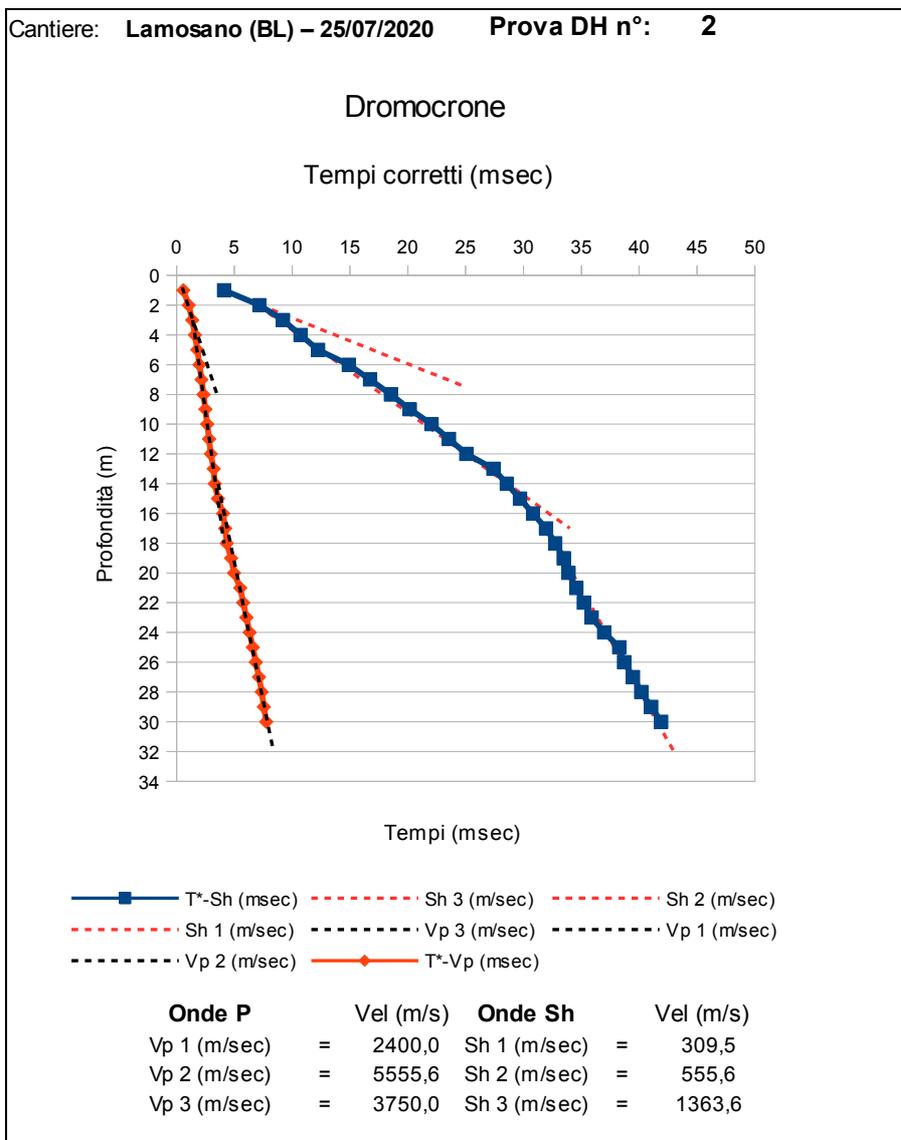
La prova down-hole DH-2 non ha permesso di individuare correttamente la velocità di propagazione delle onde sismiche nei primi 12-13 metri in quanto la perturbazione sismica non è risultata chiaramente individuabile presumibilmente per il disturbo indotto dalle massicce strutture fondazionali dei muraglioni di contenimento dell'alveo del torrente.

I grafici delle dromocroni (grafico tempi-profondità) mostrano in entrambe le prove delle spanciature nell'andamento dei grafici, in genere questo è dovuto ad una non corretta/omogenea cementazione del tubo inclinometrico.

Le prove down-hole hanno evidenziato delle velocità di propagazione riconducibili a tre macro strati, con velocità crescente con la profondità.

Queste sono riassunte nei seguenti diagrammi:





- Caratterizzazione Sismica dell'area e calcolo parametro Vs30:

Sulla base dei risultati del profilo sismico acquisito con onde di superficie (MASW1) e delle due prove down-hole, si è potuto fare la caratterizzazione sismica dei terreni e l'individuazione del parametro Vs30, come previsto delle norme tecniche per le costruzioni NTC2018.

La classificazione dei suoli avviene come previsto dalla normativa sulla base del parametro

$V_{s30}$ , questo rappresenta la velocità media di propagazione delle onde di taglio S entro i 30 m di profondità per un “*volume significativo*”<sup>1</sup>, ed è calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \left( \frac{H_i}{V_i} \right)}$$

Dove  $H_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ esimo, per  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Di seguito il modello di distribuzione delle velocità  $V_s$  elaborato con la velocità media  $V_{s30}$ , valutata sui primi 30 metri di spessore (Fig.9), necessaria alla caratterizzazione del sottosuolo secondo quanto richiesto dalla normativa NTC 2018.

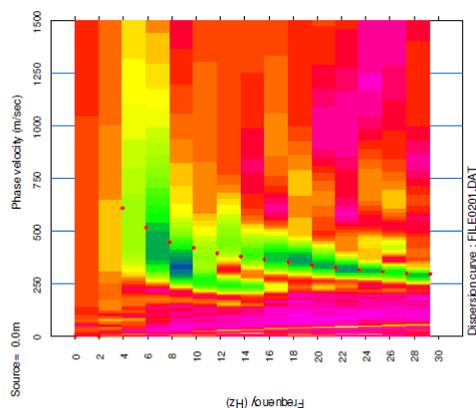


Fig.7: Diagramma Velocità di Fase (m/sec) - Frequenza (Hz) dall'analisi dei sismogrammi dei micro-rumori, MASW1, e relativo picking.

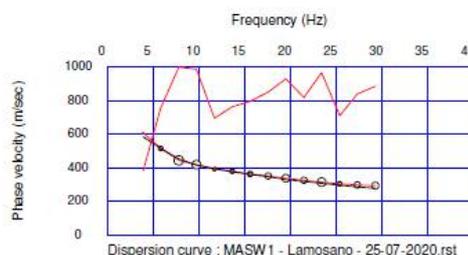


Fig.8: Curva di dispersione valori diagramma (Fig.3, MASW1), vel. fase (m/sec) - frequenza (Hz), il best fit calcolato (tratto nero), qualità misure (tratto rosso in alto).

<sup>1</sup> “Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.” DM 14-01-2008

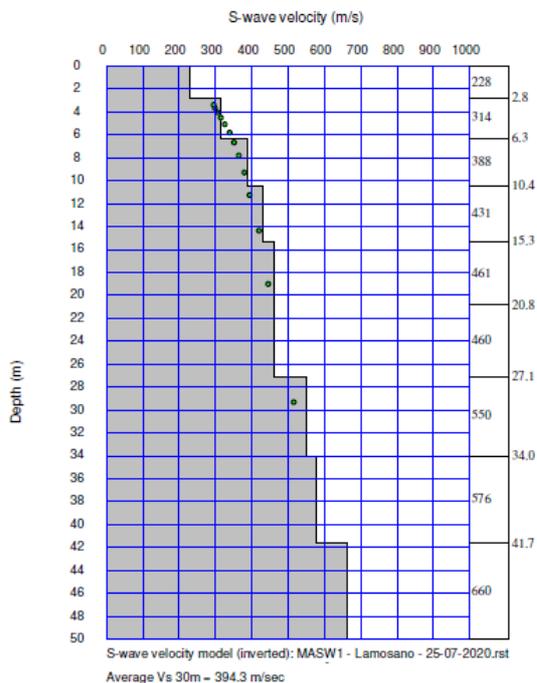


Fig.9: Profilo MASW1 - Modello calcolato della distribuzione della velocità Vs nel sottosuolo e velocità apparente campionata (punti verdi), e rispettivo valore Vs 30 calcolato richiesto dalla normativa;

L'analisi dei dati del profilo sismico MASW1 ha evidenziato velocità delle onde di taglio medio basse, il cui valore medio sui primi trenta metri è:  $V_{s30} = 394 \text{ m/sec}$ .

Questo valore è legato al consistente spessore di terreni a bassa velocità che sono presenti nella parte alta del terrazzo sulla sx idrografica.

Infatti se si valuta il valore medio di propagazione dei singoli strati derivato dalle prova DH1 e DH2, il valore è più elevato, partendo da una profondità maggiore, e la media delle velocità sui 30 m risulta di 724 m/s, valore che rispecchia le caratteristiche del substrato roccioso di base sano e competente.

Analisi Sismica	Profilo Sismico DH1-DH2			
Località:	Lamosano	Progetto realizzazione del nuovo ponte sul T. Tessina		
Data: 25/07/2020				
Strato	Quota progress.da p.c.	Spessore strato (m)	Vel. Media (m/sec)	Hi/Vi
1	0	5,0	298	0,0168
2	5	6,0	570	0,0105
3	11	19,0	1344	0,0141
	30			
			Somma =	0,041
			<b>Vs30 m/sec</b>	<b>724</b>

Le presenti norme NTC2018 nel *Cap.3.2 AZIONE SISMICA, par. 3.2.2 Categorie di suolo e Condizioni topografiche*, classifica questa velocità, valutata come media delle velocità dei terreni da p.c. fino a -30 m come:

**CATEGORIA B:** “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.).

#### Rock Mass Quality:

L'analisi delle sezioni sismiche elaborate come Rock Mass Quality, secondo gli studi di Barton, e normalizzata con un valore di compressione uniassiale di 18.3 Mpa (187 Kg/cm<sup>2</sup>), valore di rottura ricavato dai provini con la prova di compressione uniassiale (Point Load Test), evidenzia in modo più intuitivo le zone più intensamente fratturate ed a basse caratteristiche geomeccaniche.

Il valore di  $Q = 1$  è stato assegnato ad una velocità di propagazione delle onde di compressione di 2500 m/s.

Questo è un valore che rispecchia la natura e le caratteristiche del substrato roccioso dell'area.

La tabella n°2 in allegato evidenzia bene il grado di fratturazione del substrato roccioso in base al valore dedotto  $Q$ .

Si possono facilmente individuare 3 aree:

- La superiore compresa tra 0 e 0.5, che rappresenta la parte più superficiale terrosa ed alterata;
- quella compresa tra 0.5 e 4 che rappresenta un substrato da intensamente fratturato, le cui caratteristiche vanno migliorando con l'aumento della profondità;
- passando ad aree con valori superiori a 4 le caratteristiche meccaniche del substrato migliorano velocemente ed in modo significativo.

Questo tipo di elaborazione permette di ottenere una sezione che evidenzia le caratteristiche dell'ammasso roccioso sulla base delle caratteristiche dei campioni di roccia utilizzati come riferimento.

I valori di RQD % ed il numero fratture/m, valutati sulla base delle velocità  $V_p$  ricavate dalle sezioni di tomografia sismica, come evidenziato dalla Tabella-2, evidenziano un substrato roccioso fortemente fratturato/alterato nelle parti più superficiali, e che raggiunge buone caratteristiche meccaniche a quote inferiori a 620-618 m slm, con un valore Q attorno a 3-4 pari ad un RQD% di almeno 60-65.

## **5. Conclusioni**

I profili di tomografia sismica e le prove down-hole hanno permesso di distinguere i terreni in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche ed evidenziare in dettaglio l'andamento della copertura terrosa detritica superficiale e l'andamento del tetto del substrato roccioso.

In particolare sulla sponda sinistra, appare evidente la presenza di un'area, prossima al limite della scarpata, dove è stata scavata, durante la costruzione del ponte esistente, una strada di accesso alla pila di sx, ed in seguito il versante è stato ripristinato nella sua morfologia iniziale.

Tuttavia appare evidente, dalle sezioni sismiche elaborate (TS-2, RMQ-TS2), che i terreni di ripristino mostrano velocità di propagazione decisamente più basse, indice di caratteristiche

meccaniche inferiori a quelle dei terreni originari.

Le prove down-hole effettuate all'interno dei fori di sondaggio mostrano velocità di propagazione delle onde sismiche (P e SH), tipiche di un substrato competente, a partire da circa -10.5 m (S1) e -13.5 m (S2) da p.c.

Da un punto di vista geosismico l'area sulla sponda sx evidenzia delle velocità di propagazione delle onde di taglio Vs medie valutate da p.c. a 30 m di profondità di 394 m/s, per cui secondo la normativa, la parte più alta dell'area rientra in categoria sismica B.

Le prove down-hole effettuate con onde di taglio SH nei fori di sondaggio e quindi ad una quota mediamente più bassa di circa 16-17 m mostrano una media calcolata di propagazione delle onde di taglio Vs da p.c. (quota sondaggi) di 724 m/s.

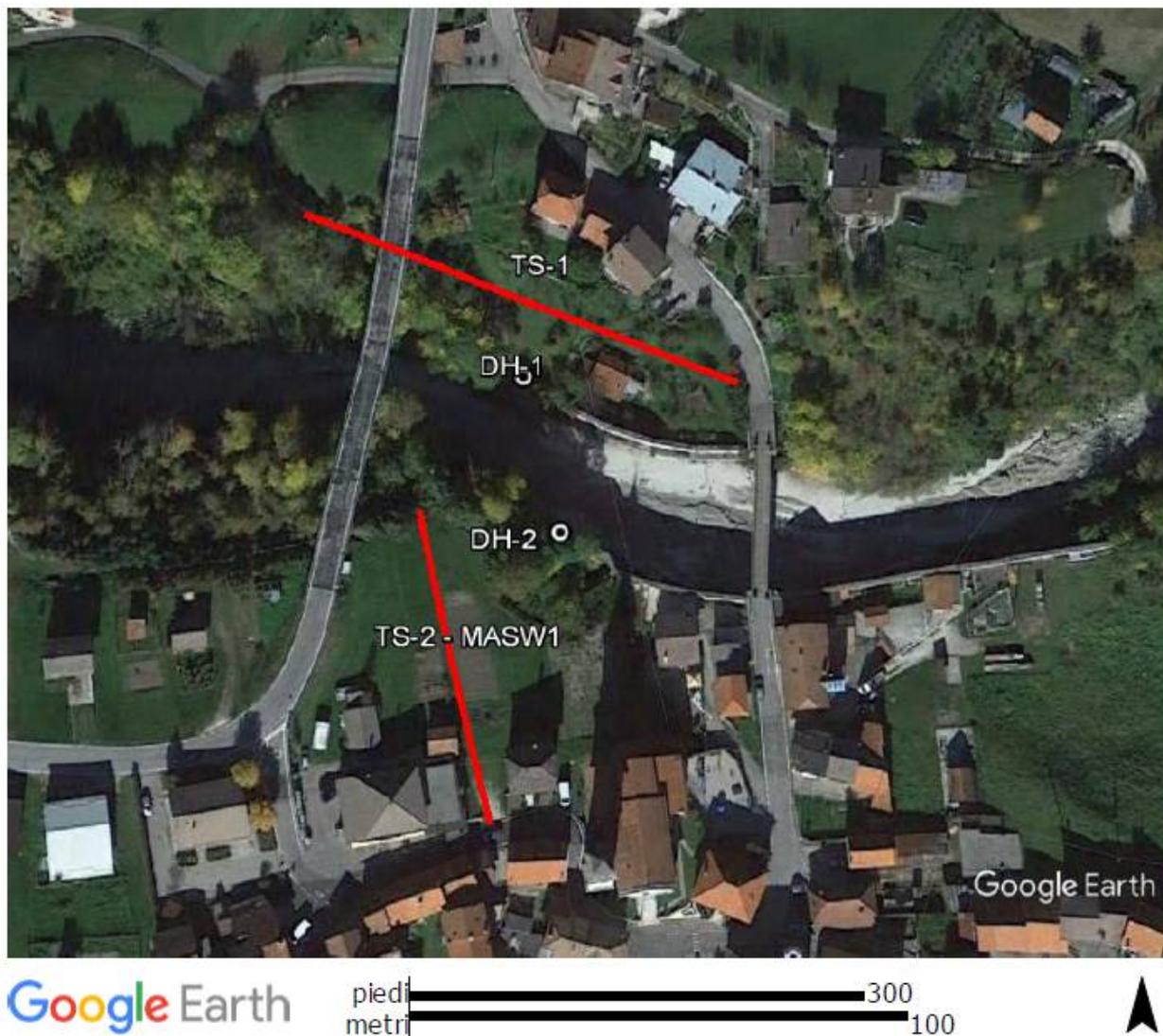
Le presenti NTC2018 classificano i terreni a cavallo del torrente Tessina come rientranti in categoria sismica B.

Feltre, 28 Luglio 2020

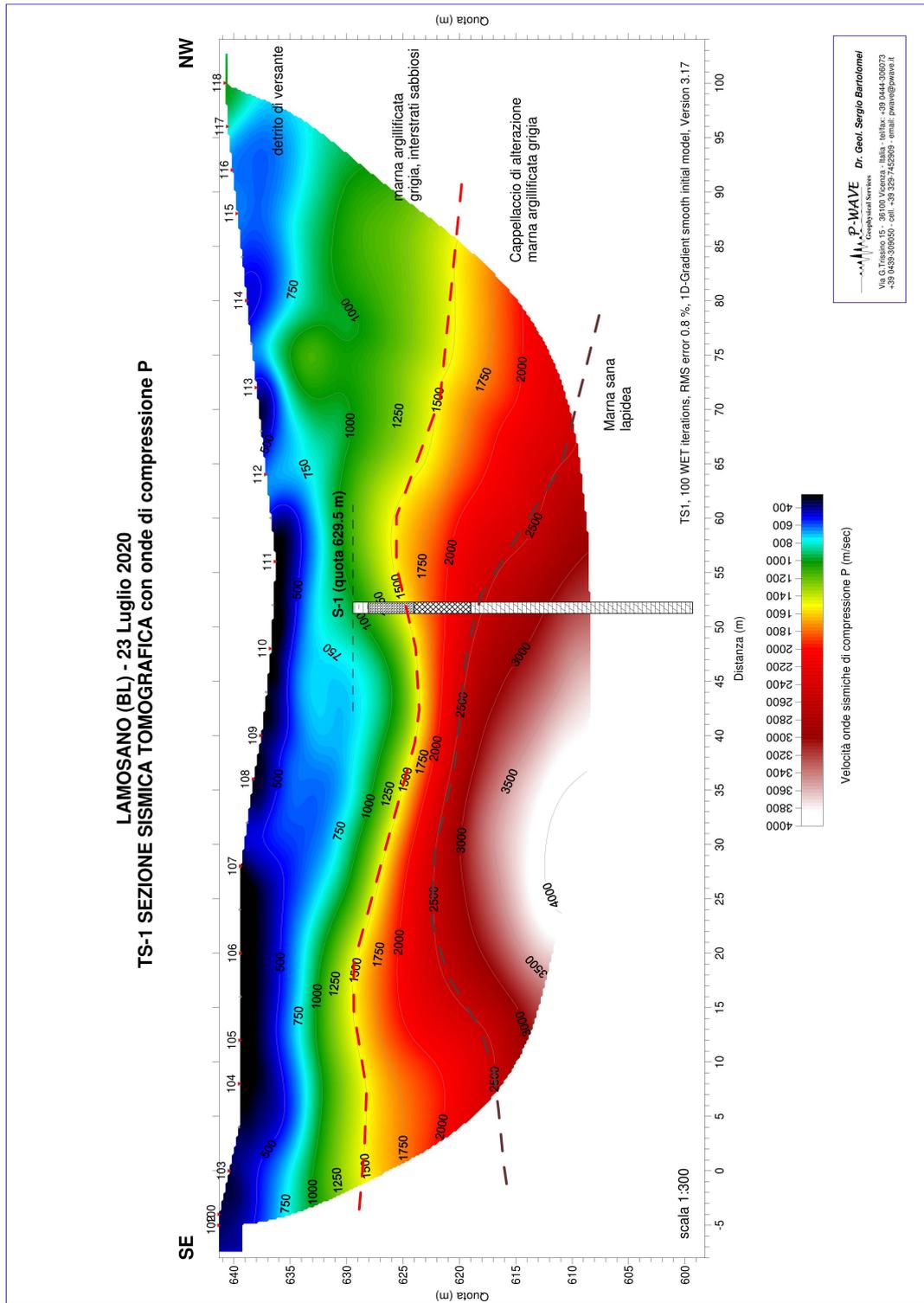
Dott. Geol. Sergio Bartolomei



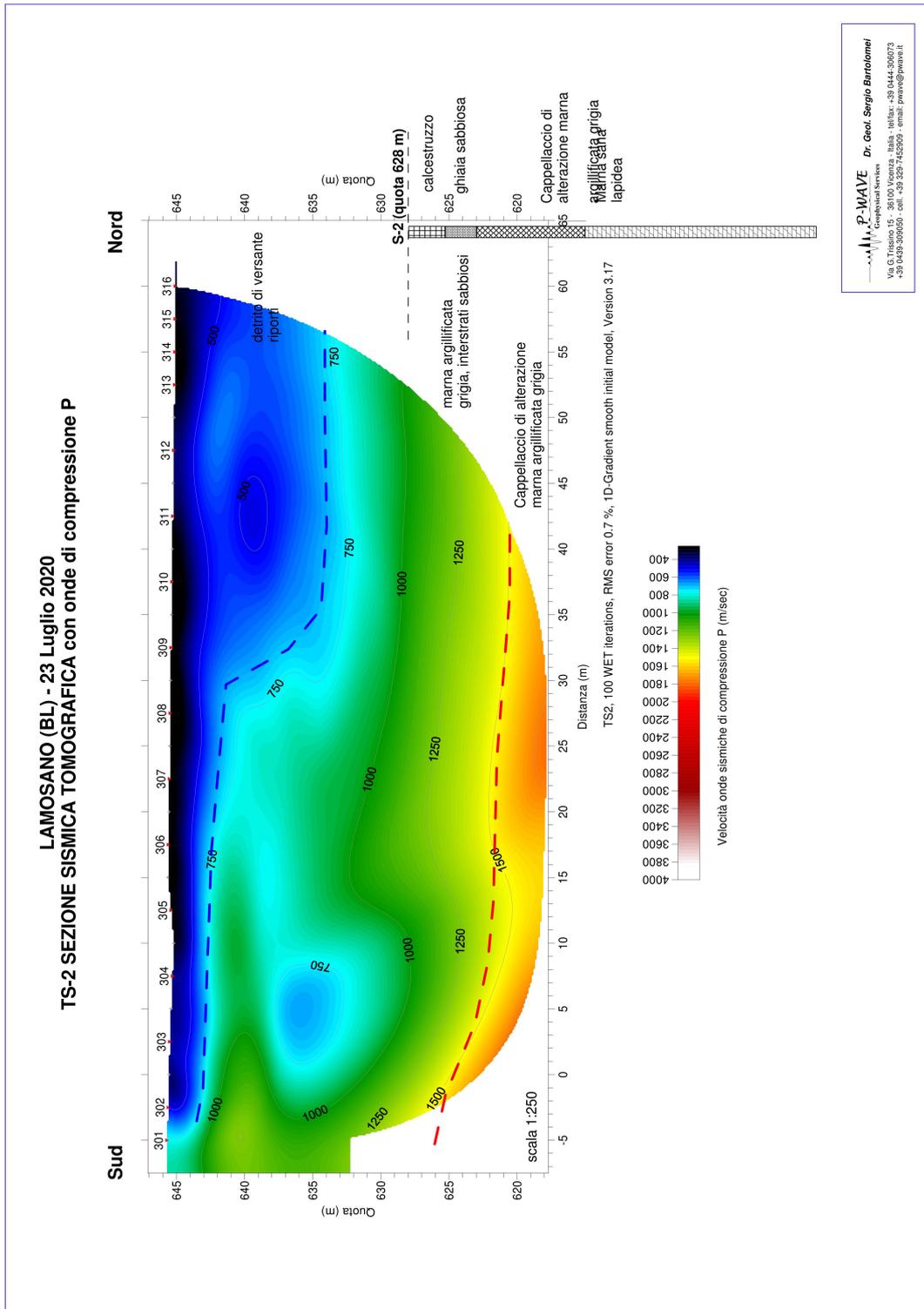
## Planimetria posizione profili geofisici



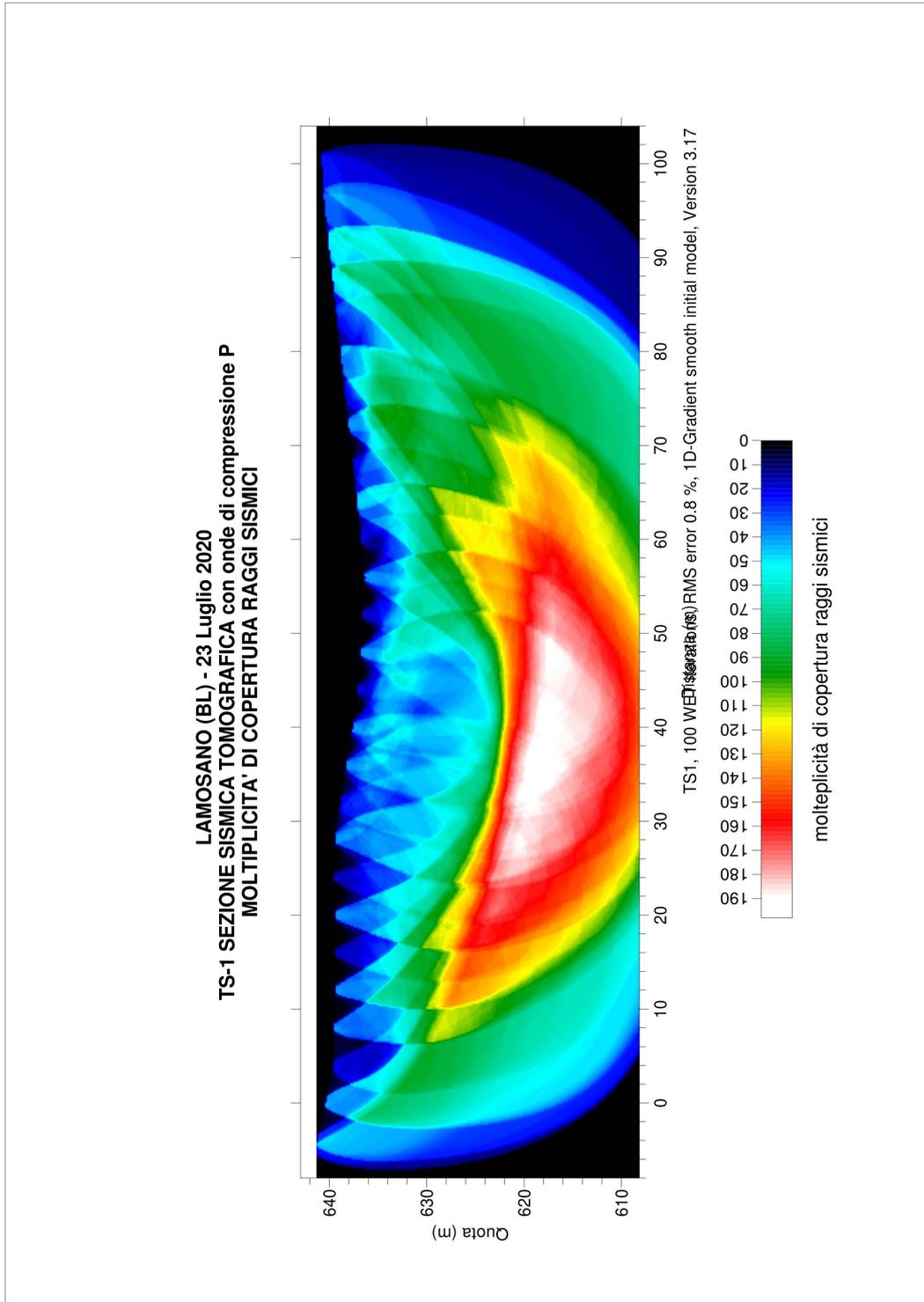
**Tavola sezione di Tomografia Sismica TS-1**



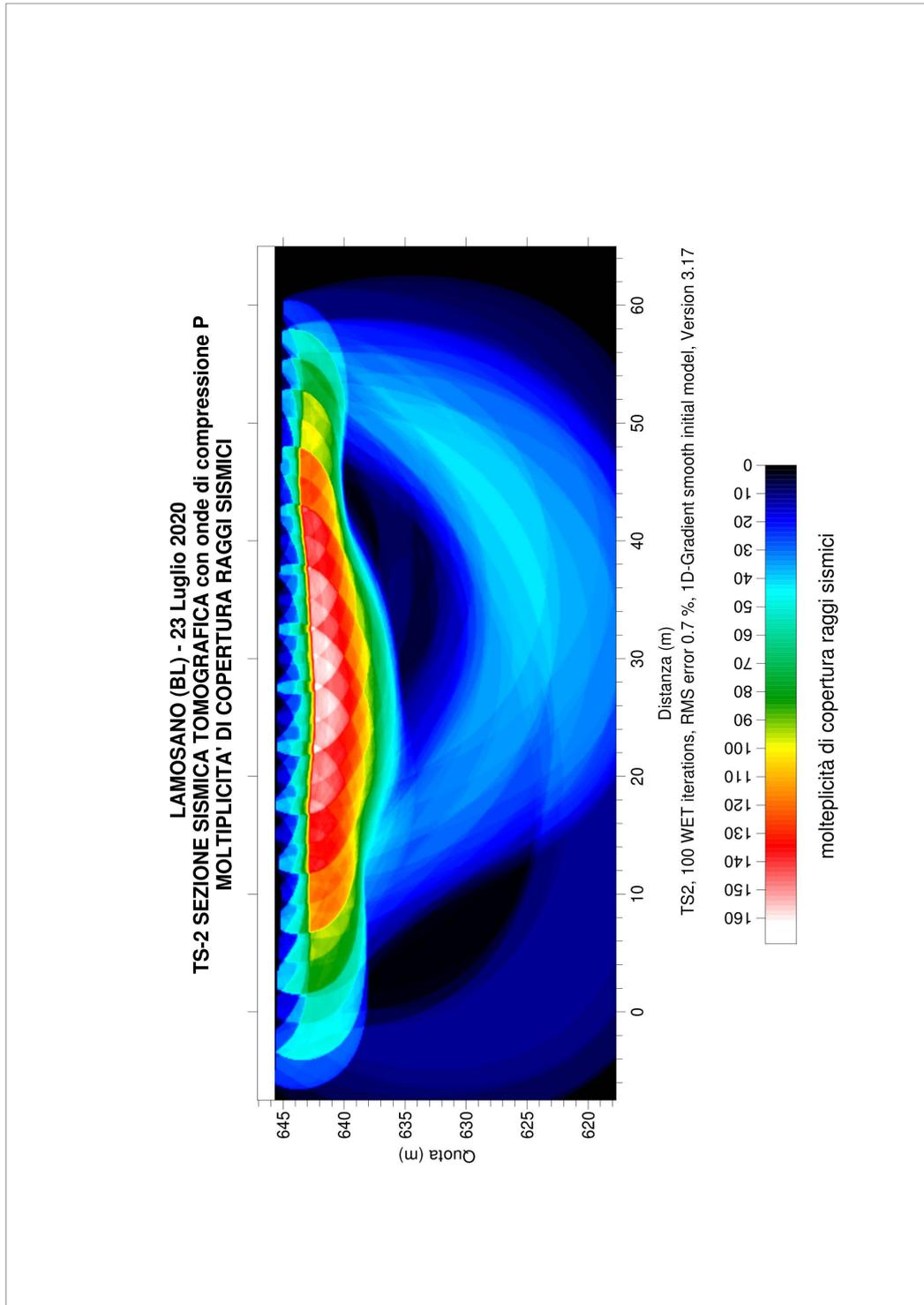
**Tavola sezione di Tomografia Sismica TS-2**



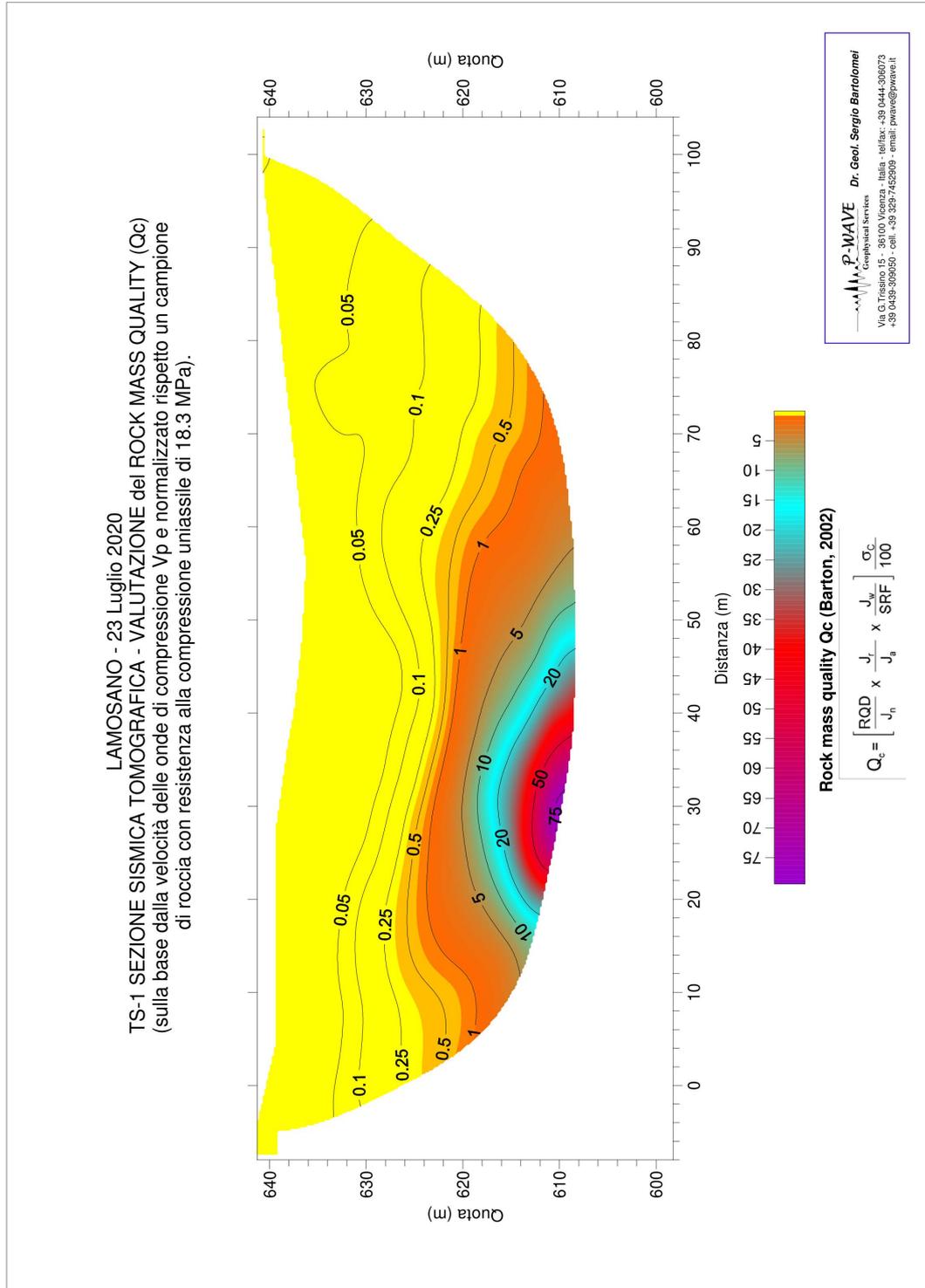
**Tavola “molteplicità di copertura raggi sismici”, profilo TS-1**



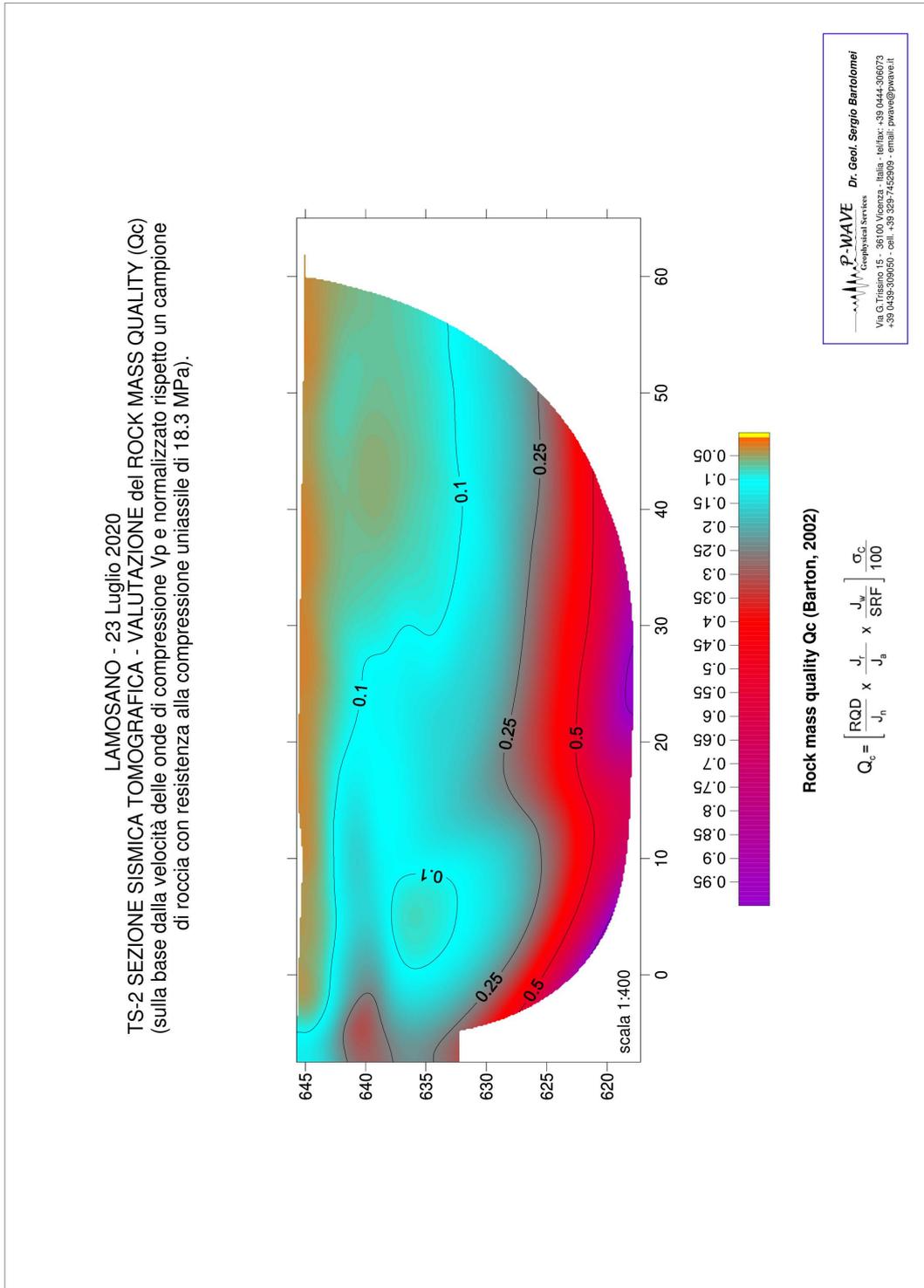
## Tavola “molteplicità di copertura raggi sismici”, profilo TS-2



### Tavola del Rock Mass Quality : RMQ-TS1



## Tavola del Rock Mass Quality : RMQ-TS2



### Documentazione fotografica



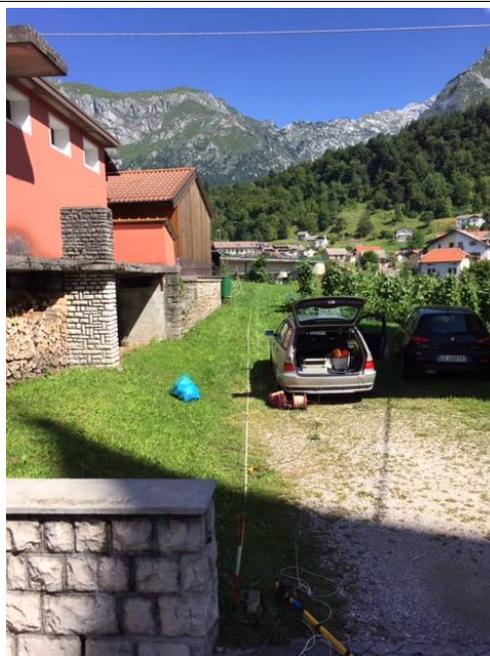
Profilo di sismica a rifrazione TS1 vista verso NW



Profilo di sismica a rifrazione TS1 vista verso SE



Profilo di sismica a rifrazione TS1 vista verso SE



Profilo di sismica a rifrazione TS2 vista verso N



Profilo di sismica a rifrazione TS2 vista verso N



Profilo di sismica a rifrazione TS2 vista verso Sud



Profilo sismico down-hole1 (DH1) su sond. S1



Profilo sismico down-hole2 (DH2) su sond. S1



Profilo sismico down-hole2 (DH2) su sond. S2