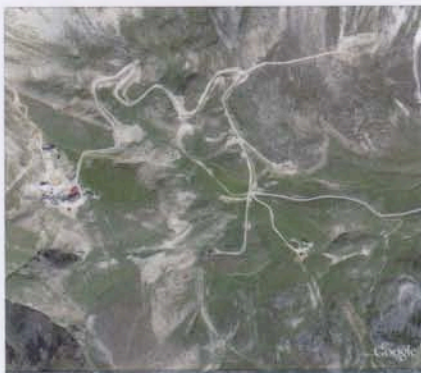


Reparto	<b>Progettazione</b>	Documento	Revisione	<b>0</b>	<b>LEITNER</b> ropeways
Numero di allegato <div style="float: right; font-size: 2em; font-weight: bold;">1.7.1</div>					
Documentazione <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO – PARTE A         </div>					
Tipo impianto <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             Seggiovia esaposto ad ammortamento automatico         </div>					
Nome dell'impianto <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.5em;">             FONTARI - CAMPO IMPERATORE         </div>					
Quote fune Imbarco/sbarco <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             1951,90 – 2131,50         </div>					
Comune <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             Campo Imperatore – L'Aquila         </div>					
Richiedente <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             Centro Turistico Gran Sasso S.p.A.         </div>					
Denominazione		RELAZIONE GEOLOGICA E NIVOLOGICA			
Rev.	Data	Modifiche	Elaborato da	Controllato da	
0.	08/2016	Prima stesura	Geol. Dr. Spaziani	G. Mullaj	
<b>Il progettista generale:</b>			<b>Il richiedente la concessione:</b>		
Ing. Mullaj Genci					
<b>Il progettista generale:</b>					
Ing. Fabio Fanchini					
<b>Commissa</b>			<b>Il costruttore:</b>		
<b>M-121-06911</b>			<b>Leitner S.p.A. Toninelli Pietro S.r.l</b>		
Documento di riferimento: <div style="font-size: 0.8em;">             Il presente documento è di proprietà della ditta LEITNER che ne vieta ogni riproduzione e cessione a terzi a termini di legge.         </div>					
Data di progetto <div style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">             Agosto 2016         </div>			<div style="text-align: right; font-size: 0.8em;">             LEITNER S.p.A.              Via Brennero 34              I-39049 Vipiteno (BZ) Italia              Tel. +39 0472/722 111 - Telefax +39 0472/724 111              www.leitner-ropeways.com - <a href="mailto:info@leitner-ropeways.com">info@leitner-ropeways.com</a>              pec: <a href="mailto:progettazione.sfa@legalmail.it">progettazione.sfa@legalmail.it</a> </div>		



REGIONE ABRUZZO  
**COMUNE DI L'AQUILA**  
PROVINCIA DI L'AQUILA

INDAGINE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA  
**RELAZIONE**

Oggetto: Progetto per la sostituzione della seggiovia quadriposto "Fontari - Campo Imperatore", con una seggiovia ad ammortamento automatico con veicoli a 6 posti denominata "Campo Imperatore - Osservatorio".

CUP: J19F14000030009. CIG: 5700212BBD;



Geologia Tecnica e Ambientale  
Dr. Geologo Angelo Spaziani

A.P. Abruzzo n° 551 sez.A

Sede operativa: Via Fioretta, 37 - 67100 L'Aquila (AQ)

Tel - Fax: +39.0862.68.672 - mobile: +39.328.84.62.942

e-mail: [angelo.spaziani@libero.it](mailto:angelo.spaziani@libero.it)

Partita I.V.A. 01814500664

**Dott. Angelo Spaziani**  
**GEOLOGO**

(Ordine Geologi Abruzzo A.P. 551 sez.A)





## **INDICE**

1. PREMESSA
2. RELAZIONE GEOLOGICA
  - 2.1. Inquadramento geografico
  - 2.2. Caratteristiche morfologiche
  - 2.3. Inquadramento geologico generale
  - 2.4. Caratteristiche geologiche del sito
  - 2.5. Caratteristiche idrogeologiche del sito
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE
  - 3.1. Metodologia d'indagine
  - 3.2. Risultati delle prove in sito
  - 3.3. Calcolo dei valori caratteristici degli affioramenti calcarei e marnosi.
  - 3.4. Capacità portante dei terreni di fondazione.
  - 3.5. Analisi di stabilità dei pendii e fronti di scavo.
4. SISMICITA' DELL'AREA
  - 4.1. Aspetti macrosismici
  - 4.2. Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione
5. OTTIMIZZAZIONE DEL PROFILO DI LINEA
  - 5.1. Caratteristiche del sito d'interesse progettuale
  - 5.2. Considerazioni geomorfologiche, vegetazionali e nivologico-valanghiv.
6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE
7. BIBLIOGRAFIA

# ALLEGATI

- 1. Corografia generale*
- 2. Carta geologica*
- 3. Planimetria ubicativa delle indagini in sito*
- 4. Risultati delle prove penetrometriche*
- 5. Certificati delle prove di laboratorio*
- 6. Risultati della prova M.A.S.W.*
- 7. Risultati della sismica a rifrazione*
- 8. Risultati della prova H.S.V.R.*
- 9. Stralcio del Piano di Assetto Idrogeologico*
- 10. Carta del rilievo dell'impianto*
- 11. Planimetria catastale*
- 12. Profilo longitudinale dell'impianto*

## 1 - PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati i risultati delle indagini geologiche, geotecniche e sismiche per redigere il progetto definitivo per la sostituzione della seggiovia quadriposto "Fontari – Campo Imperatore", con una seggiovia ad ammortamento automatico con veicoli a 6 posti denominata "Campo Imperatore – Osservatorio" nel Comune di L'Aquila.

Lo scopo delle indagini è stato quello di fornire un'esauriente documentazione sia per quanto riguarda le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali di sottofondo, sia per stabilire la compatibilità morfologica, idrogeologica ed idrografica del sito.

Le indagini geologico-tecniche del terreno interessato dal cambiamento del campo degli sforzi sono consistite in:

- **Un'indagine sui dati bibliografici** esistenti sull'area che hanno permesso di esaminare le condizioni generali del sito e ricostruirne l'assetto e l'evoluzione geologico-ambientale;
- Un accurato **rilevamento geologico di superficie**, necessario per la ricostruzione della situazione litostratigrafica e morfologica, integrato da un rilievo delle caratteristiche idrogeologiche dei complessi presenti nell'area;
- Esecuzione di n°2 prove **D.P. (Dynamic Probing)**;
- Esecuzione di n°1 prova di tipo **M.A.S.W.** (Multi Channel Analysis of Surface Wave), per la valutazione delle velocità di propagazione di onde sismiche ( $V_{s30}$ ) nei primi trenta metri dal P.C. ;
- Esecuzione di n°1 indagine di **sismica passiva (HSVR)** per la misura delle frequenze di sito;

- Un rilievo **geomeccanico** direttamente sul litotipo interessato dalle opere in progetto per la valutazione delle caratteristiche geotecniche.

Tutte le fasi del programma d'indagine sono state eseguite secondo le *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche* - **A.G.I. (1977)**.

L'elaborazione dei risultati delle prove è stata effettuata nel pieno rispetto della vigente normativa tecnica, Norme Tecniche per le Costruzioni, **D.M. 14 gennaio 2008** e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, C.S.LL.PP.



## **2 – RELAZIONE GEOLOGICA.**

### **2.1 Inquadramento geografico.**

*Geograficamente* l'area d'interesse progettuale è sita in località Campo Imperatore, e più precisamente nel territorio di Assergi, frazione del comune di L'Aquila.

*Topograficamente* tale area è ubicata nella:

- ✓ Carta d'Italia **I.G.M.** Foglio 349 -scala 1:50.000
- ✓ Carta Tecnica Regionale **C.T.R.** unione delle sezioni n°349151 alla scala 1:5.000
- ✓ Coordinate geografiche WGS84 (da Google Earth):  
Latitudine: 42.442404° - Longitudine: 13.558962°

## **2.2 Caratteristiche morfologiche**

L'aspetto morfologico dell'area in esame è in stretta relazione con le caratteristiche fisiche delle unità geologiche presenti. Nella fattispecie l'area oggetto di studi è inserita nel tipico paesaggio della catena appenninica che si caratterizza per ampie valli delimitate da catene montuose. In particolare l'area oggetto di studi è situata nel bordo ovest di Campo Imperatore che è una depressione di origine tettonica disposta in direzione est-ovest. Tale depressione, con quota media di circa 1.950 m.s.l.m., è caratterizzata dai pendii acclivi dei rilievi montuosi che la circondano che, nei singolari casi di Corno Grande e Piccolo, superano anche i 2500 m.s.l.m.

Il paesaggio attuale è il risultato di una forte modellazione ad opera di movimenti tettonici quali faglie e sollevamenti tettonici che, seguiti da un'erosione selettiva delle diverse litologie, hanno portato ad un'alternanza di processi erosivi e deposizionali di materiale lungo i pendii che circondano l'intera area di Campo Imperatore. Sono di particolare evidenza le morfologie pseudocalanchive impostate sulle spesse fasce cataclastiche delle formazioni dolomitiche e calcareo-dolomitiche associate alle faglie dirette di grande rigetto e ai thrust. La presenza di faglie dirette ad attività quaternaria, ha poi generato il modellamento di estesi versanti lungo i quali sono presenti importanti coperture detritiche e alluvionali.

Lo studio geomorfologico ha rilevato che non esistono, limitatamente al sito interessato dalle opere in progetto, evidenti superfici di rottura. Non è stato riscontrato alcun fenomeno di frana in atto o potenziale. La "Carta della pericolosità da frana" Foglio 349 Est redatta dalla *"Autorità dei Bacini di rilievo Regionale dell'Abruzzo e del Bacino Interregionale del Sangro"* conferma che per tale area non si evidenziano dissesti in atto, mentre allargando l'indagine ad

un'area circostante a quella di nostro interesse si evidenziano altri fenomeni di cui si caratterizza l'area. I dissesti evidenziati in cartografia nelle aree circostanti sono riferibili a dissesti dovuti ad orli di scarpata, canali di valanga e frane da scorrimento rotazionale; tuttavia tali fenomeni sono collocati ad una distanza tale da non destare preoccupazioni.

Per quanto riguarda i rischi connessi alla dinamica fluviale non si evidenziano problematiche poiché il sito in esame non rientra in aree d'influenza fluviale. Le acque di scorrimento superficiale seguono gli impluvi naturali e drenano nella sottostante piana.

## **2.3 – Inquadramento geologico generale.**

L'area abruzzese, pur essendo vasta e complessa, dal punto di vista geologico-strutturale risulta essere piuttosto omogenea. Difatti essa è il risultato della deformazione e sollevamento di ambienti marini *mesozoici* (circa 200 milioni di anni fa) formatisi lungo il margine settentrionale africano che successivamente, nel *neogene* (tra 15 e 4 milioni di anni fa), hanno contribuito alla costruzione della catena appenninica centrale.

Anche il settore Abruzzese, come del resto tutta la fascia appenninica centrale, deriva dall'evoluzione *neogenica* di un sistema orogenetico catena-avanfossa-avanpaese in cui si possono ricostruire fasi di migrazione degli sforzi compressivi dai settori tirrenici verso quelli adriatici; a queste fasi compressive segue una tettonica distensiva che ancora oggi è attiva come testimoniato dall'intensa attività sismica.

Si è così strutturata, prima in ambiente marino e poi subaereo, l'area abruzzese così come la conosciamo, articolata in dorsali e depressioni.

Infine, nel Plio-Pleistocene (circa 3,5 milioni di anni fa) l'emersione graduale della catena in formazione ha creato le condizioni per una fase di erosione e smantellamento subaereo con la conseguente deposizione di coltri detritiche alluvionali e lacustri che colmano le aree depresse.



## **2.4 Caratteristiche geologiche del sito.**

L'area oggetto di studio non presenta grandi complessità per quanto concerne gli affioramenti, difatti l'aspetto particolare dato dalla concomitanza di ampie valli e dorsali montuose permettono di definire uno "scheletro" (costituente le alture che in alcuni casi superano anche i 2.500 m.s.l.m.) di natura carbonatico riconducibile al *Cretaceo* (circa 140 milioni di anni fa) ed una "copertura", delle depressioni intermontane, rappresentata da terreni continentali prevalentemente *quaternari* di vario ambiente di sedimentazione.

Infatti, anche l'area oggetto di studi, sita nella porzione occidentale di Campo Imperatore e più precisamente a SE di Monte Portella, è costituita in parte da calcari, calcari marnosi e calcareniti nel substrato, ed in parte, procedendo verso valle, da depositi quaternari di materiali provenienti dal disfacimento delle alture circostanti.

Tali depositi consistono in un ammasso di detriti poligenici calcarei a granulometria variabile dalla ghiaia a grossi blocchi. I clasti, con grado di arrotondamento variabile da spigoloso a sub-arrotondato, sono immersi in una matrice siltosa-sabbiosa scarsamente cementata. In particolare, si hanno localmente i detriti di falda, caratterizzati da frammenti litoidi di origine carbonatica a spigoli vivi, compenetrati e interdigitali ai sedimenti coesivi e granulari di origine alluvionale.

La successione stratigrafica dell'area è caratterizzata dalle unità di seguito descritte. Per la loro descrizione si è fatto riferimento alla "*Carta Geologica dei Bacini della Laga e del Cellino e dei rilievi carbonatici circostanti*" alla scala 1:100.000 , di cui di seguito si riporta uno stralcio.



Stralcio non in scala della "Carta Geologica dei Bacini della Laga e del Cellino e dei rilievi carbonatici circostanti"

## DEPOSITI DEL QUATERNARIO

### (1): Depositi continentali quaternari

#### DEPOSITI PRE-TORBIDITICI

(29): Calcareniti e marne a Briozoi, piccoli Litotamni, Pectinidi e Ostreidi. ("Calcareniti di M. Scindarella"). *Miocene medio-Miocene sup.*

(35): Calcareniti a macroforaminiferi (Nummulitidi, Orbitoidi) e calcari marnosi a planctonici con selce. *Oligocene, Eocene, Paleocene.*

(44): Calcari marnosi e marne calcaree con selce con abbondanti intercalazioni biotritiche. *Eocene, Cretacico sup.*

E' stata inoltre consultata sul sito dell'IS.P.R.A. (<http://www.isprambiente.gov.it>) la Carta Geologica d'Italia Foglio 349 Gran Sasso, che a scala di maggior dettaglio (1:50.000), conferma quanto su riportato, cioè la presenza sull'area d'interesse progettuale di un substrato calcareo e calcareo marnoso di era *cenozoica* e depositi continentali di origine glaciale e fluvio-glaciale del *quaternario*.

Dal punto di vista tettonico, l'area oggetto di studi come del resto tutta la catena dell'Appennino centrale, sono il risultato della tettonica compressiva che a partire dal miocene ha costituito una serie di sovrascorrimenti a vergenza Adriatica. Dal Pliocene questo settore della catena venne progressivamente interessato dalla tettonica distensiva originando un complesso assetto morfologico caratterizzato da numerosi bacini intermontani che si alternano a dorsali montuose allungate in direzione NW-SE.

Il risultato dei processi tettonici sopra descritti viene manifestano in superficie dalla formazione di sistemi di faglie allungate per

decine di chilometri originando così degli allineamenti tettonici sub-parallelamente all'interno della zona Appenninica. Le principali faglie normali, che immergono generalmente a SW, caratterizzano i bordi dei bacini intermontani abruzzesi.

Difatti la "Carta Geologica d'Italia" F349 Gran Sasso alla scala 1:50.000, evidenzia, a distanze non intercedibili con le opere in progetto, la presenza di faglie normali.



Principali sistemi di faglie quaternarie della dorsale appenninica.  
(da Guide geologiche Regionali Abruzzo).



## **2.5 Caratteristiche idrogeologiche del sito.**

Dal punto di vista idrogeologico l'area in esame è caratterizzata prevalentemente dall'idrostruttura del massiccio carbonatico del Gran Sasso che costituisce in buona parte la ricarica degli acquiferi regionali.

Il particolare assetto strutturale di questo corpo idrico, caratterizzato da pieghe e faglie, ha permesso di classificare l'acquifero carbonatico del Gran Sasso come una serie di "serbatoi" resi comunicanti tra loro, o contrariamente isolati.

Il fenomeno, legato alla permeabilità relativa delle rocce interessate dalle principali dislocazioni, è giustificato dal grado di cataclasi e milonitizzazione subito con l'attrito tra le parti, cioè alla capacità di ridurle in frammenti piccoli e addensati da renderle poco permeabili o addirittura impermeabili rispetto alle rocce circostanti.

Tale circostanza quindi, ha fatto sì che si creassero dei setti impermeabili tra i "serbatoi" naturali, che essendo costituiti da rocce fratturate, si caratterizzano per alto grado di permeabilità e immagazzinamento. Tali "serbatoi", in possibile connessione idraulica attraverso una rete di cavità carsiche, danno luogo a livelli piezometrici che possono essere differenti anche per centinaia di metri.

Il Piano di Tutela delle Acque della Regione Abruzzo, (di seguito PTA), inquadra l'area del Gran Sasso nel *corpo idrico sotterraneo significativo principale* denominato "Monti del Gran Sasso-Monte Sirente" [GS-S].





la vasta depressione di Campo Imperatore, caratterizzata da inghiottitoi e faglie dirette ad andamento appenninico, costituisce una zona permeabile e a maggiore drenaggio. Come osservabile dalla Tav. 1.5, le linee di spartiacque sotterranee e la direzione di deflusso della falda idrica sotterranea sono orientate verso la più bassa depressione del Fiume Atreno posta a SE.

Il sistema idrogeologico di Campo Imperatore è quindi drenato da sorgenti basali tra cui, sul versante aquilano, le più importanti sono quella del *Vetoio-Boschetto* e quella del *Vera* con portate di circa 2 m<sup>3</sup>/s.

Nell'area di interesse progettuale, peraltro, è da escludersi una falda idrica entro la profondità dei 30 metri dal P.C.



### **3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.**

In questo capitolo sono descritte le metodologie d'indagine eseguite per la valutazione dei parametri geotecnici del sito interessato dalle opere in progetto.

Il progetto prevede la sostituzione della seggiovia quadriposto "Fontari – Campo Imperatore", con una seggiovia ad ammortamento automatico con veicoli a 6 posti denominata "Campo Imperatore – Osservatorio".

Il tracciato del nuovo impianto, più lungo rispetto all'attuale, parte dalla zona su cui insiste la stazione di valle della seggiovia della Scindarella, percorre il vallone interessato dalla pista "dell'Osservatorio", per gran parte sotto vento, e raggiunge poi il pendio retrostante l'Osservatorio Astronomico.

Il nuovo tracciato proposto, che prevede una stazione di partenza, una di arrivo e n°14 sostegni, poggerà le proprie fondazioni su terreni che presentano copertura detritica, ed in parte direttamente su roccia. Per tale motivo, in questa fase progettuale, è stato espletato un rilievo geomeccanico di dettaglio sugli ammassi rocciosi ed indagini geotecniche sui terreni di copertura.

### **3.1 Metodologia d'indagine utilizzata.**

Le *indagini* necessarie per la parametrizzazione geotecnica dell'area sono avvenute in più fasi. Fondamentale è risultata la campagna di rilevamento geologico condotta direttamente in sito e l'approfondimento dei dati bibliografici.

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal cambiamento degli stati tensionali sono state eseguite le seguenti indagini (vedere planimetria con ubicazione prove):

- Esecuzione di n°2 prove penetrometriche dinamiche (DP-30) sul materiale di copertura;
- n°2 rilievi geomeccanici direttamente sui litotipi affioranti;
- Esecuzione di n°1 sismica a rifrazione per la verifica di continuità areale del substrato.

**RILIEVO GEOMECCANICO:** Per quanto riguarda la definizione delle caratteristiche geotecniche della formazione lapidea interessata dal cambiamento degli stati tensionali è stato eseguito, come sopra detto, un rilievo geomeccanico direttamente sull'affioramento roccioso partendo dalla classificazione secondo il metodo di Bieniawski (indice RMR).

Si è quindi proceduto con il prelievo di un campione di materiale, utile per la determinazione del peso per unità di volume, ed è stata eseguita una prova con martello di *Schmidt*.

Il martello di *Schmidt*, per la definizione della resistenza a compressione monoassiale, consiste nell'impiego di un corpo di battuta che colpisce, in questo caso la roccia, con un'energia nota. Il corpo di battuta, che rimbalza ad una velocità misurata dallo strumento, è funzione della roccia stessa. Apposite tabelle o

programmi di conversione permettono di determinare il valore della resistenza alla compressione in base all'entità del rimbalzo misurata dall'apparecchio.

Di fatto la modellazione geomeccanica è stata sviluppata sulla base dello studio geologico e di tutte le altre informazioni disponibili sull'affioramento naturale. Il litotipo interessato dall'opera in progetto è stato esaminato prendendo in considerazione sequenziale le relative caratteristiche geostrutturali e quindi le specifiche componenti per la classificazione secondo Bieniawski (indice RMR).

La caratterizzazione risultante costituisce anche la base del procedimento di classificazione geomeccanica degli ammassi rocciosi, con la definizione dei cosiddetti "indici di qualità". Oltre al comportamento delle singole discontinuità, i parametri che caratterizzano la resistenza al taglio di tali tipi di masse sono principalmente la spaziatura e la rigidezza sia della matrice, sia della discontinuità. La resistenza al taglio di questi tipi di masse è stata studiata da molti ricercatori di Meccanica delle Rocce (Bandis et al. 1981; Barton 1971, 1981; Barton e Chubey 1977; Ladanyi e Archambault 1972; Hoek e Brown 1980; Jaeger 1971). Hoek e Brown (1980) proposero il seguente criterio di rottura empirico valido per masse rocciose con giunti ravvicinati:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_c \cdot \left( m \frac{\sigma_3}{q_c} + s \right)^{0,5}$$

in cui:

$\sigma_1$  è la massima tensione principale efficace;

$\sigma_3$  è la minima tensione principale efficace;

$q_c$  è la resistenza a compressione semplice di un provino standard di roccia intatta;

$m$  ed  $s$  sono delle costanti adimensionali caratteristiche di ciascun tipo di ammasso, che dipendono dalla forma e dal grado di incastramento dei singoli blocchi di roccia nella massa.

Tale criterio può essere esteso alla roccia intatta ( $s=1$ ) e ad un materiale granulare ( $s=0$ ). Hoek e Brown determinarono, utilizzando le classificazioni di Barton e Bieniawski, i valori dei parametri empirici  $m$  ed  $s$ . La Tabella I, di seguito esposta, riporta per vari tipi di roccia e qualità, i valori dei parametri empirici che Hoek e Brown suggeriscono di utilizzare senza dover ricorrere a specifici dati sperimentali derivati da indagini geotecniche.

	A	B	C	D	E
Campioni di roccia intatta (dimensioni di laboratorio senza giunti)	$m = 7,0$ $s = 1,0$	$m = 10,0$ $s = 1,0$	$m = 15,0$ $s = 1,0$	$m = 17,0$ $s = 1,0$	$m = 25,0$ $s = 1,0$
Massa rocciosa di ottima qualità (roccia sana con giunti serrati e spaziati di 3 m)	$m = 3,5$ $s = 0,1$	$m = 5,0$ $s = 0,1$	$m = 7,5$ $s = 0,1$	$m = 8,5$ $s = 0,1$	$m = 12,5$ $s = 0,1$
Massa rocciosa di buona qualità (roccia debolmente alterata, con giunti spaziati di 1-3 m)	$m = 0,7$ $s = 0,004$	$m = 1,0$ $s = 0,004$	$m = 1,5$ $s = 0,004$	$m = 1,7$ $s = 0,004$	$m = 2,5$ $s = 0,004$
Massa rocciosa di media qualità (parecchi sistemi di giunti moderatamente alterati e spaziati di 0,3-1 m)	$m = 0,14$ $s = 0,0001$	$m = 0,20$ $s = 0,0001$	$m = 0,30$ $s = 0,0001$	$m = 0,34$ $s = 0,0001$	$m = 0,50$ $s = 0,0001$
Massa rocciosa di qualità scadente (numerosi giunti alterati e spaziati di 30-50 mm)	$m = 0,04$ $s = 0,00001$	$m = 0,05$ $s = 0,00001$	$m = 0,08$ $s = 0,00001$	$m = 0,09$ $s = 0,00001$	$m = 0,13$ $s = 0,00001$
Massa rocciosa di qualità molto scadente (numerosi giunti fortemente alterati e spaziati meno di 50 mm, intercalati da detriti e fini)	$m = 0,007$ $s = 0$	$m = 0,010$ $s = 0$	$m = 0,015$ $s = 0$	$m = 0,017$ $s = 0$	$m = 0,025$ $s = 0$

**Tabella I.** Correlazioni approssimate tra le qualità della massa rocciosa e le costanti empiriche.

- A.** Rocce carbonatiche (dolomie, calcari, marmi);
- B.** Argilloscisti litificati (marne, argilloscisti);
- C.** Rocce arenacee (quarziti, arenarie);
- D.** Rocce ignee cristalline a grana fine (andesiti, doleriti, diabasi, rioliti);
- E.** Rocce ignee cristalline e metamorfiche a grana grossa (anfiboliti, gabbri, gneiss, graniti, quarzo/dioriti).

Ai fini del calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali su roccia, Hoek e Brown (1997) hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index), il cui significato è quello di un indice di resistenza, valido per ammassi di roccia tenera e dura.

Le relazioni fornite da Hoek e Brown per determinare il valore di tale indice sono le seguenti:

$$\text{GSI} = \text{RMR} - 5 \quad \text{per } \text{RMR} \geq 23 \quad (1)$$

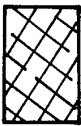
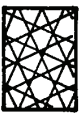


$$\text{GSI} = 9 \ln Q' + 44 \quad \text{per } \text{RMR} < 23 \quad (2)$$

in cui:

RMR è il Rock Mass Rating, definito da Bieniawski (1989);

$$Q' = \frac{\text{RQD}}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad \text{è l'indice di qualità (modificato) di Barton.}$$

Hoek e Brown (1997) hanno comunque proposto anche una tabella per effettuare una stima dell'indice GSI tramite una semplice ispezione visiva. In essa (Tabella II) sono individuate 4 principali categorie di rocce, in accordo con la classificazione di Terzaghi:

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		DISCONTINUITY SURFACE CONDITION				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially distributed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		60	50		
	BLOCKY/FOLDED - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks			40	30	
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks				20	10

**Tabella II.** Stima dell'indice GSI attraverso ispezione visiva delle condizioni geologiche valida per rocce massive o stratificate.

- |       |               |                              |
|-------|---------------|------------------------------|
| (i)   | Blocky        | (Massiva);                   |
| (ii)  | Very Blocky   | (Discretamente massiva);     |
| (iii) | Blocky/Folded | (Massiva con discontinuità); |
| (iv)  | Crushed       | (Disgregata).                |

Le condizioni della superficie di discontinuità sono invece classificate in 5 categorie, simili a quelle adottate per la definizione dell'indice RMR:

- |       |           |                   |
|-------|-----------|-------------------|
| (i)   | Very Good | (Molto buona);    |
| (ii)  | Good      | (Buona);          |
| (iii) | Fair      | (Discreta);       |
| (iv)  | Poor      | (Scadente);       |
| (v)   | Very Poor | (Molto scadente). |

Hoek (1994) ha suggerito l'adozione del seguente criterio di resistenza modificato per un ammasso roccioso:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_c \left[ m \frac{\sigma_3}{q_c} + s \right]^n$$

in cui:

$\sigma_1$  è la massima tensione principale efficace;

$\sigma_3$  è la minima tensione principale efficace;

$q_c$  è la resistenza a compressione semplice per un provino standard;

$m$  è una costante caratteristica di ciascun tipo di ammasso;

$$s = \left( \frac{q_{c, \text{mass}}}{q_c} \right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{è un fattore di riduzione della resistenza;} \quad (4)$$

$$\begin{cases} n = 0,5 & \text{per } GSI \geq 25 \\ n = 0,65 - \frac{GSI}{200} & \text{per } 10 \leq GSI < 25 \\ n = 0,60 & \text{per } GSI < 10 \end{cases}$$

Il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb per un ammasso di roccia è espresso come segue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = q_{c, \text{mass}} + A \cdot \sigma_3$$

in cui:

$$q_{c, \text{mass}} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

è la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso di roccia;

"c" è la coesione dell'ammasso di roccia;

$$A = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio dell'ammasso di roccia.

Hoek e Brown (1997) hanno effettuato numerosi tentativi di trovare un'approssimazione lineare del criterio non-lineare di resistenza ed è emerso che i parametri  $c$  e  $\phi$  dipendono da  $\sigma_3$ . Essi hanno perciò diagrammato i valori di  $c$  e  $\phi$  al variare di  $m$  e  $GSI$ . Si può notare come  $c$  e  $\phi$  diminuiscano non linearmente al diminuire di  $GSI$ , al contrario che per RMR.

L'angolo di dilatanza a rottura di un ammasso di roccia è approssimativamente pari a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta = \frac{\phi}{4} \\ \Delta = \frac{\phi}{8} \\ \Delta = 0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{per } GSI = 75 \\ \text{per } GSI = 50 \\ \text{per } GSI \leq 30 \end{array}$$



PROVE PENETROMETRICHE: Per quanto riguarda la definizione delle caratteristiche geotecniche del materiale di copertura, sono state realizzate n°2 prove in sito di tipo DP-30(Dynamic Probing). Le prove sono state spinte in continuo fino alle profondità massime di rifiuto pari a -1,5m nella *prova1* (STAZIONE DI VALLE) e -0,5m relativamente alla *prova2* (SOSTEGNO DI LINEA "W7").

La prova DP-30 consiste nell'impiego di una batteria di aste di acciaio, collegabili tra loro, dotate di una punta conica all'estremità inferiore e di un sistema di battuta con maglio nella parte superiore. Quest'ultimo, del peso di 30 Kg, è lasciato cadere da un'altezza di 20cm sulla testa della batteria di aste in modo da trasmettere l'energia necessaria all'infissione del sistema aste-punta. La prova consiste nel registrare il numero di colpi necessari per far penetrare di 10cm nel terreno il sistema aste-punta. Il numero di registrazioni continua fino alla profondità di rifiuto, o profondità alla quale sono necessari 50 colpi di maglio per infiggere di 10cm il sistema aste-punta, quindi di non penetrazione.

### 3.2 Risultati delle prove in sito.

Il rilevamento geologico condotto direttamente in sito ha permesso di accertare che l'intero versante, su cui insiste il nuovo tracciato in progetto, è costituito da calcari, calcari marnosi e calcareniti talora sottostanti a depositi di copertura.

In particolare, le indagini eseguite nel pianoro dove dovrebbe sorgere la stazione di valle, hanno permesso di riscontrare depositi di copertura che insistono fino alla profondità media di circa -1,5m dall'attuale piano campagna. Per quanto riguarda invece l'ubicazione dei sostegni di linea, come anche per la stazione di monte, gli spessori di depositi di copertura riscontrati presentano uno spessore medio di circa 0,5m.

Secondo la classificazione di Terzaghi e Peck, basata sul numero di colpi risultanti della prova DP, i depositi di copertura quaternari risultano POCO ADDENSATI. I valori geotecnici riscontrati, congiunti ai dati provenienti dal rilievo geomeccanico, sono riassunti nella tabella più avanti esposta.

Per quanto concerne la stima dei parametri geotecnici caratteristici della formazione litoide, partendo dalle misure eseguite con il martello di *Schmidt*, elaborate poi con il *software JCS*, hanno consentito di stimare una resistenza a compressione in sito di 84 Mpa sull'affioramento di calcare marnoso posto a valle, e di 62Mpa relativamente al sito di monte dove affiorano le calcareniti.

I campioni di materiale lapideo prelevati negli affioramenti a monte e a valle del versante oggetto di studi, utili per la determinazione del peso per unità di volume, hanno permesso di stimare un  $\gamma=2.47 \text{ t/m}^3$  per il sito di valle, e **2,28 t/m<sup>3</sup>** relativamente al sito di monte.

Il valore del GSI(Geological Strenght Index), partendo dall'indice RMR di Bieniawski desunto dalla relazione  $GSI = RMR - 5$  per  $RMR \geq 23$ , applicando la classificazione di Hoek e Brown e il criterio di rottura di Mohr-Coulomb esposti nel paragrafo precedente, è:

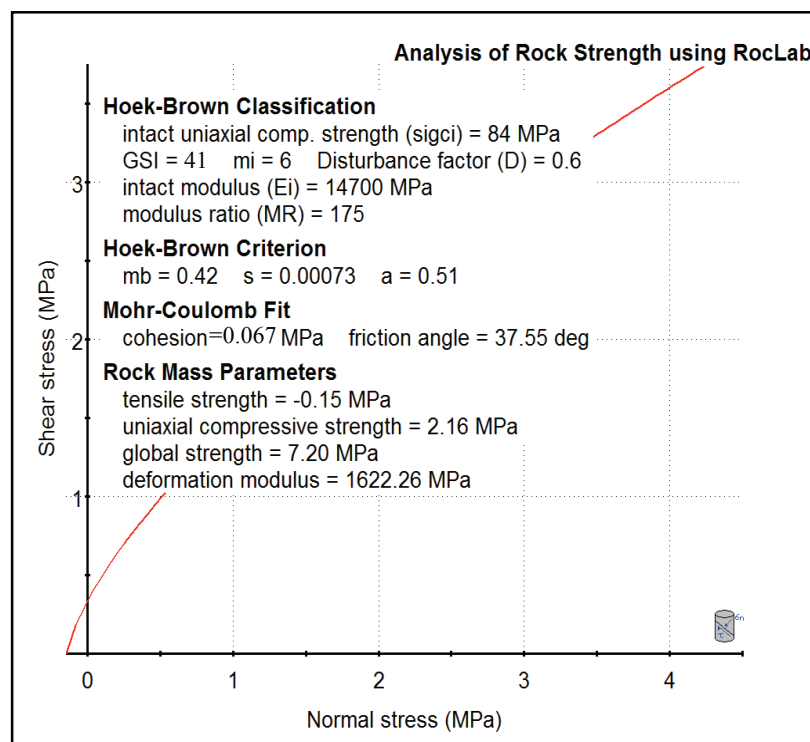
**Stazione di VALLE:**  $GSI = RMR - 5 = 46 - 5 = 41$

**Stazione di MONTE:**  $GSI = RMR - 5 = 41 - 5 = 36$

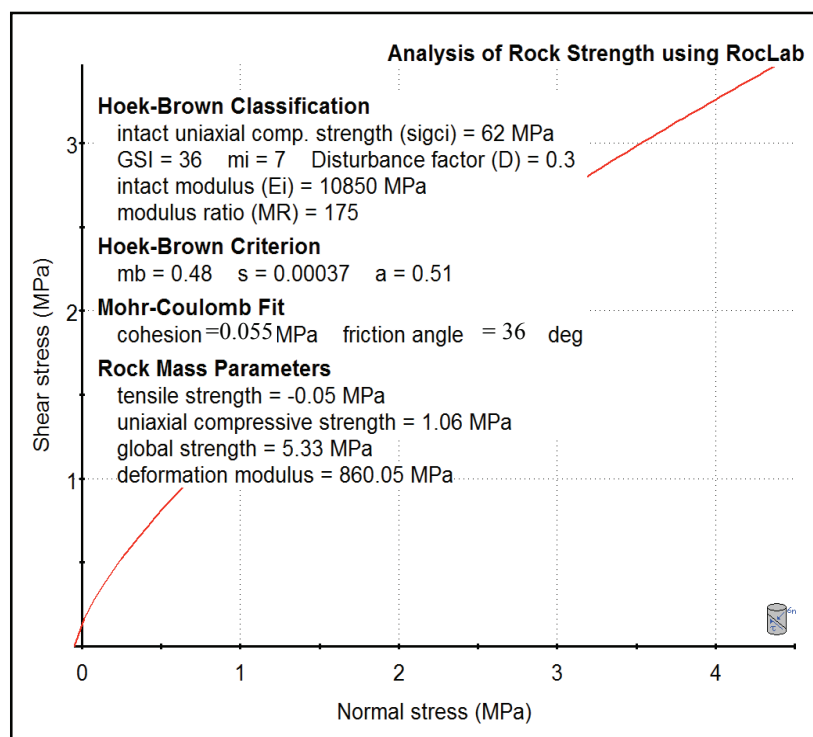
Le caratteristiche geotecniche, coesione-angolo di attrito e modulo di deformabilità, sono state ricavate mediante l'utilizzo del software *RocLab1*.

Di fatto, vengono inseriti dati in entrata quali la resistenza a compressione, peso di volume ed il valore di GSI, ottenendo i seguenti parametri geotecnici:

**Stazione di VALLE:**



### **Stazione di MONTE:**



Nella tabella seguente sono riassunti i dati geotecnici provenienti dalle prove DP, eseguite sui terreni di copertura che insistono sull'impronta della stazione di valle ed in alcuni tratti della linea, congiunte a quelle provenienti dal rilievo geomeccanico eseguito sull'ammasso roccioso che affiora sulla parte alta e bassa del versante oggetto di studi.

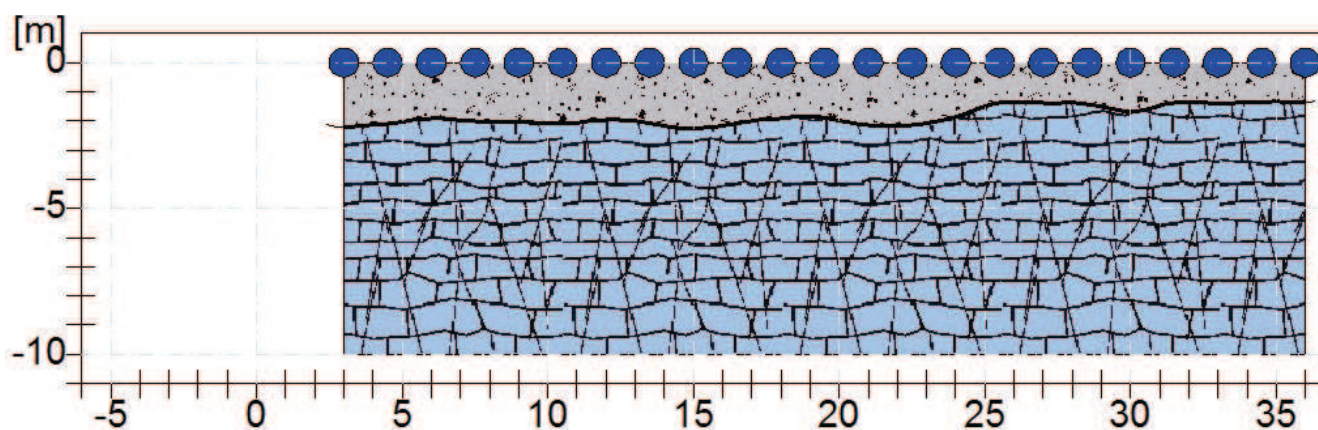
Descrizione	[1] – Depositi di copertura	[2] – Calcareniti e marne (stz monte)	[3] – Calcari marnosi e marne calcaree con selce (stz valle)
Prof. max strato (m)	1,5m	0,5m	>1,5m
C' (Kg/cm <sup>2</sup> )	-	0,55	0,67
Densità relativa (%)	31	-	-
Angolo d'attrito (°)	25,3	36	37,5
Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	69	-	-
Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )	-	8769	16539
Classificazione AGI	POCO ADDENSATO	MOLTO FRATTURATO	MEDIAMENTE FRATTURATE
Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	1,62	2,28	2,47
Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	1,9	-	-
Poisson $\nu$	0,34	0,24	0,24

Tenendo conto della debole cementazione dei depositi di copertura si è ritenuto opportuno attribuire un valore  $c'=0$ .

La fondazione delle opere in progetto sarà impostata nell'ambito del substrato roccioso, previa asportazione dello strato di copertura.

L'indagine geofisica di sismica a rifrazione eseguita sull'impronta della stazione di valle, ha consentito la ricostruzione areale della successione stratigrafica. Di fatto, la sismica a rifrazione, consente di interpretare la stratigrafia del sottosuolo attraverso il principio fisico del fenomeno della rifrazione totale di un'onda sismica ( $V_p$ ) che incide su una discontinuità, individuata fra due corpi aventi proprietà meccaniche diverse (orizzonte rifrattorio). La condizione fondamentale per eseguire studi di sismica a rifrazione è quella per

cui la successione di strati da investigare sia caratterizzata da velocità sismiche crescenti all'aumentare della profondità. In questo modo sono stati individuati n°2 orizzonti rifrattori differenti così come di seguito proposto:



Per i risultati in dettaglio delle indagini eseguite e l'ubicazione delle stesse, si rimanda alla planimetria in allegato.

### **3.3 Calcolo dei valori caratteristici degli affioramenti calcarei e marnosi.**

In generale, in tutta la Letteratura specializzata, così come nella Circolare 617/2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, quando si parla di valore caratteristico, si parte sempre dal concetto di valore medio. A questo riguardo si possono definire tre tipi di valore medio: valore medio statistico, spaziale e probabilistico (Tanzini, 2006). Il valore medio statistico è semplicemente la media dei valori disponibili, ad esempio i risultati di prove geotecniche in sito o di laboratorio, tenendo eventualmente conto delle condizioni presenti nel sito. Il valore medio spaziale è la media dei valori di un determinato parametro (ad esempio l'angolo di resistenza al taglio) relativamente ad un determinato volume di terreno, come il volume di terreno interessato dall'applicazione di un carico o da una potenziale superficie di scivolamento. Il valore medio probabilistico è un valore, scelto in un campo di incertezza, tale che per lo stato limite da analizzare si ha una probabilità stabilita (ad esempio il 50%) che il valore più adeguato alla situazione che si sta analizzando sia inferiore a tale valore probabilistico medio. Uno dei vantaggi di impiegare una media probabilistica è che essa è uguale al valore della media statistica se si ha a disposizione un campione di risultati significativi, anche numericamente, e che i valori siano stati corretti per tener conto della differenza di comportamento del terreno nelle prove e in sito.

#### **LE INDICAZIONI DELL'EUROCODICE 7**

Nell'Eurocodice 7 la scelta del valore caratteristico deve partire da una stima della media spaziale. Lo stesso Eurocodice 7 chiarisce che, partendo dal fatto che molti stati limite dipendono dalla variabilità e dal valore medio del terreno nel volume di interesse, si potrà scegliere di avere una probabilità del 5% che un valore

peggiore governi il comportamento del materiale in sito o, in un'ottica molto meno pessimistica, scegliere una semplice stima cautelativa del valore medio spaziale. In generale quando il campo di variabilità dei dati ottenuti dalle prove è ristretto, quando cioè non si ha una sistematica variazione dei risultati a seconda della posizione dei campioni analizzati nell'area del progetto e con la profondità, e quindi le variazioni possono essere trattate come casuali, potrà essere accettabile adottare un valore cautelativo medio spaziale. Dove, invece, il campo di variazione dei valori ottenuti dalle prove di laboratorio è ampio, è necessario adottare un valore caratteristico più pessimistico: con riferimento ad una distribuzione statistica tale probabilità può essere associata al frattile 5%. Tale scelta, come già detto, è considerata la più attendibile nel punto 2.4.5.2 11 e la relativa nota dell'Eurocodice 7. Pertanto è a questo frattile che si farà riferimento nelle elaborazioni successivamente presentate.

#### LA METODOLOGIA UTILIZZATA

Per strati di terreno dove il parametro geotecnico considerato non mostra una significativa e sistematica variabilità in direzione orizzontale o con la profondità, senza la presenza di significative zone di terreno con proprietà più scadenti, il valore caratteristico  $X_c$  può essere determinato, sulla base di una serie di valori ottenuti da prove geotecniche, con la seguente espressione (Frank et al., 2004):

$$X_c = X_{\text{mean}} \cdot (1 - K_{\text{mean}} \cdot S)$$

Dove:

$X_c$  = valore caratteristico del parametro geotecnico considerato

$X_{\text{mean}}$  = valore medio aritmetico relativo ad una serie  $n$  di risultati ottenuti da prove di laboratorio eseguite sui campioni



ritenuti dal professionista come afferenti al volume di terreno interessato;

$K_{mean}$  = variabile dipendente dalla legge di distribuzione di Student e della probabilità di non superamento adottata;

$s = dv/X_{mean}$  = deviazione standard della distribuzione/valore medio della distribuzione.

In questo caso, quindi, il valore caratteristico scelto rappresenta una stima cautelativa del valore medio  $X_{mean}$  della popolazione statistica.

Il valore di  $K_{mean}$  è dato dalla seguente relazione.

$$K_{n,mean} = t_{n-1}^{0,95} \sqrt{1/n}$$

(con n uguale al numero dei dati disponibili dalle prove effettuate eseguite per il livello geotecnico considerato). Il coefficiente  $K_{n,mean}$  è calcolato tenendo conto che il fattore t relativo alla distribuzione di Student è riferito ad una probabilità del 95% (Frank et al., 2004). Analogamente, per i valori caratteristici dei principali parametri geotecnici da adottare quando il volume del terreno interessato dallo stato limite è piccolo, con riferimento alla lunghezza di fluttuazione della proprietà del terreno, o quando si può assumere che il comportamento del terreno è governato da valori locali bassi, si applica la stessa relazione, ma il coefficiente K, definito in questo caso  $K_{low}$ , è calcolato con la seguente espressione:

$$K_{n,low} = t_{n-1}^{0,95} \sqrt{(1/n) + 1}$$

(con n sempre uguale al numero dei dati disponibili dalle prove effettuate eseguite per il livello geotecnico considerato). Da ciò si ricava che, anche in questo caso, è valida la relazione

$$X_c = X_{mean} \cdot (1 - K_{low} \cdot s)$$

dove i valori del coefficiente  $K_{low}$  sono calcolati, per la definizione del valore caratteristico, come frattile inferiore al 5% (Frank et al., 2004). Pertanto, mantenendo ferma la relazione di Frank et Al (2004), la differenza fra i due casi si sostanzia nella scelta del valore di  $K$ . A questo proposito, al posto delle classiche tabellazioni ricavabili dalla Letteratura specializzata in materia di statistica per i valori di  $t_{n-1}^{0,95}$ , si sono elaborate funzioni matematiche per il calcolo diretto del fattore  $K$  per i due casi

$$K_{mean} = 6,891 \cdot e^{(-0,6081 \cdot x)} + 0,8315 \cdot e^{(-0,005196 \cdot x)}$$

(I valori ricavabili dall'equazione si approssimano a quelli ottenibili da una applicazione esatta della distribuzione di Student con un  $R^2$  pari a 0,9971)

$$K_{low} = 8,703 \cdot e^{(-0,6081 \cdot x)} + 1,997 \cdot e^{(-0,005196 \cdot x)}$$

(I valori ricavabili dall'equazione si approssimano a quelli ottenibili da una applicazione esatta della distribuzione di Student con un  $R^2$  pari a 0,9988)

Dove  $x$  = numero dei dati disponibili per il parametro geotecnico considerato.

**LITOLOGIA:** CALCARI E CALCARI MARNOSI PIEGATI, FRATTURATI E TETTONIZZATI

Valori misurati gradi	Numero misure	Media	Gradi di Libertà	Livello di confidenza	Dev. standard valori	Dev. standard corretta	T di Student	Valore caratteristico gradi
37	2	36.50	5	0.95	0.71	0.32	4.03	35.66
36	<b>VALORE CARATTERISTICO ANGOLO DI ATTRITO INTERNO IN GRADI</b>							

Valori misurati T/m <sup>3</sup>	Numero misure	Media	Gradi di Libertà	Livello di confidenza	Dev. standard valori	Dev. standard corretta	T di Student	Valore caratteristico t/m <sup>3</sup>
2.47	2	2.37	5	0.95	0.13	0.06	4.03	2.22
2,28	<b>VALORE CARATTERISTICO DEL PESO PER UNITA' DI VOLUME IN t/m<sup>3</sup></b>							

Valori misurati Kg/cm <sup>2</sup>	Numero misure	Media	Gradi di Libertà	Livello di confidenza	Dev. standard valori	Dev. standard corretta	T di Student	Valore caratteristico Kg/cm <sup>2</sup>
0.55	2	0.61	5	0.95	0.08	0.04	4.03	0.51
0.67	<b>VALORE CARATTERISTICO COESIONE IN Kg/cm<sup>2</sup></b>							

Valori misurati Kg/cm <sup>2</sup>	Numero misure	Media	Gradi di Libertà	Livello di confidenza	Dev. standard valori	Dev. standard corretta	T di Student	Valore caratteristico Kg/cm <sup>2</sup>
84	2	73.00	5	0.95	15.56	6.96	4.03	54.50
62	<b>VALORE CARATTERISTICO RESISTENZA A COMPRESSIONE Kg/cm<sup>2</sup></b>							

Valori misurati Kg/cm <sup>2</sup>	Numero misure	Media	Gradi di Libertà	Livello di confidenza	Dev. standard valori	Dev. standard corretta	T di Student	Valore caratteristico Kg/cm <sup>2</sup>
16539	2	12,65	5	0.95	5,494.22	2,457.09	4.03	6120
8769	<b>VALORE CARATTERISTICO MODULO DI DEFORMAZIONE ELASTICO Kg/cm<sup>2</sup></b>							

### 3.4 Capacità portante dei terreni di fondazione.

Sulla base dei parametri geotecnici sopra descritti, in funzione della profondità del piano di posa e della larghezza della fondazione in progetto è stato calcolato il valore del carico limite del complesso fondazione-terreno. Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito come quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich).

La condizione affinché il sistema struttura-fondazione-terreno sia in equilibrio, è quella di ottenere una resistenza di progetto (data dal carico limite ridotto da appropriati coefficienti secondo la normativa NTC 2008) maggiore della tensione di esercizio imposta.

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  (carico limite) vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

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

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido  
affiorante,  
 $\gamma_I$ : fattore di importanza,  
S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_h$ , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche della capacità portante eseguite per le varie tipologie di fondazione per le opere in progetto:

## STAZIONE DI VALLE:

### DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	42,438358/13,549901
Larghezza fondazione	3,6 m
Lunghezza fondazione	13,75 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,093
Effetto sismico secondo NTC (C7.11.5.3.1)	
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0186
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2214

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,76	2,38	0,27
S.L.D.	50,0	0,99	2,32	0,28
S.L.V.	475,0	2,51	2,36	0,34
S.L.C.	975,0	3,22	2,4	0,36

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,912	0,2	0,0186	0,0093
S.L.D.	1,188	0,24	0,0291	0,0145
S.L.V.	2,9075	0,28	0,083	0,0415
S.L.C.	3,4929	0,28	0,0997	0,0499

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
1,5	1620,0	1900,0	26,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
10,0	2477,0	2477,0	35,0	0,5	0,0	0,45	0,0		

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+ R2	2,00	295713,00	1786412,0 0	2039,00	56083,00	1019,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazioni	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

#### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Terzaghi

Carico limite [Qult]	3,86 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	2,14 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,93
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,54 Kg/cm <sup>3</sup>
---------------------	-------------------------

Autore: Terzaghi

---

---

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

---

---

Carico limite	3,86 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,14 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

---

---

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

---

---

Adesione terreno fondazione	0,3 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	24 °
Frazione spinta passiva	30 %
Resistenza di progetto	204817,4 Kg
Sollecitazione di progetto	56092,25 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

---

---

## **MAGAZZINO ANNESSO ALLA STAZIONE DI VALLE:**

### **DATI GENERALI**

---

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	42,438358/13,549901
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	5,5 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

---

### **SISMA**

---

Accelerazione massima (ag/g)	0,296
Effetto sismico secondo NTC	(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,083
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2332

---

### **Coefficienti sismici [N.T.C.]**

#### **Dati generali**

---

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### **Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,76	2,38	0,27
S.L.D.	50,0	0,99	2,32	0,28
S.L.V.	475,0	2,51	2,36	0,34
S.L.C.	975,0	3,22	2,4	0,36

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,912	0,2	0,0186	0,0093
S.L.D.	1,188	0,24	0,0291	0,0145
S.L.V.	2,9075	0,28	0,083	0,0415
S.L.C.	3,4929	0,28	0,0997	0,0499

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
1,5	1600,0	1900,0	26,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
10,0	2400,0	0,0	35,0	0,5	0,0	0,46	0,0		

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+ R2	2,15	21500,00	0,00	0,00	3348,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazioni	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

#### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Zienkiewicz

Carico limite [Qult]	4,25 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	2,36 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,15 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,98
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

#### A2+M2+R2

Autore: Zienkiewicz

---

---

Fattore [Nq]	24,69
Fattore [Nc]	42,39
Fattore [Ng]	25,69
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

---

---

Carico limite	4,25 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,36 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

---

---

Adesione terreno fondazione	0,3 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	24 °
Frazione spinta passiva	30 %
Resistenza di progetto	19078,6 Kg
Sollecitazione di progetto	3348 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

## STAZIONE DI MONTE:

### DATI GENERALI

=====

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	42,438358/13,549901
Larghezza fondazione	3,6 m
Lunghezza fondazione	13,75 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,5 m

=====

### SISMA

=====

Accelerazione massima (ag/g)	0,112
Effetto sismico secondo NTC (C7.11.5.3.1)	
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0223
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2656

=====

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

=====

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,76	2,38	0,27
S.L.D.	50,0	0,99	2,32	0,28
S.L.V.	475,0	2,51	2,36	0,34
S.L.C.	975,0	3,22	2,4	0,36

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,0944	0,2	0,0223	0,0112
S.L.D.	1,4256	0,24	0,0349	0,0174
S.L.V.	3,489	0,28	0,0996	0,0498
S.L.C.	4,1915	0,28	0,1197	0,0598

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
0,5	1620,0	1900,0	26,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
5,0	2477,0	2477,0	35,0	0,5	0,0	0,5	0,0		

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+ R2	2,00	346698,00	2200206,0 0	1835,00	73418,00	509,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazioni	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

#### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Terzaghi

Carico limite [Qult]	4,61 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	2,56 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,31
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,85 Kg/cm<sup>3</sup>

Autore: Terzaghi

---

---

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

---

---

Carico limite	4,61 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,56 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

---

---

Adesione terreno fondazione	0,3 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	24 °
Frazione spinta passiva	30 %
Resistenza di progetto	221326,5 Kg
Sollecitazione di progetto	73419,77 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

## **SOSTEGNI DI LINEA:**

### **DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	42,438358/13,549901
Larghezza fondazione	4,0 m
Lunghezza fondazione	4,0 m
Profondità piano di posa	1,3 m
Altezza di incastro	0,8 m

### **SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,112
Effetto sismico secondo NTC	(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0223
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2656

### **Coefficienti sismici [N.T.C.]**

#### **Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### **Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,76	2,38	0,27
S.L.D.	50,0	0,99	2,32	0,28
S.L.V.	475,0	2,51	2,36	0,34
S.L.C.	975,0	3,22	2,4	0,36

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,0944	0,2	0,0223	0,0112
S.L.D.	1,4256	0,24	0,0349	0,0174
S.L.V.	3,489	0,28	0,0996	0,0498
S.L.C.	4,1915	0,28	0,1197	0,0598

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	RQD[-]	Ni	Lit.	Desc.
0,5	1620,0	1900,0	26,0	0,0	0,0	0,0	0,0		
10,0	2477,0	2477,0	35,0	0,5	0,0	0,4	0,0		

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A2+M2+ R2	2,00	25492,50	152955,00	101970,00	7137,90	10197,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontal e
1	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

#### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Terzaghi

Carico limite [Qult]	3,82 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	2,12 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,91
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,53 Kg/cm<sup>3</sup>

Autore: Terzaghi

---

---

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8

---

---

Carico limite	3,82 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,12 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

#### VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

---

---

Adesione terreno fondazione	0,3 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	24 °
Frazione spinta passiva	30 %
Resistenza di progetto	43466,49 Kg
Sollecitazione di progetto	12447,03 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

---

### **3.5 Analisi di stabilità dei pendii e fronti di scavo.**

Lo studio geomorfologico ha rilevato che non esistono, limitatamente al sito interessato dalle opere in progetto, evidenti superfici di rottura. Non è stato riscontrato alcun fenomeno di frana in atto e pertanto non sussistono problemi inerenti alla stabilità.

La Carta di pericolosità del P.A.I. Foglio 349 Est redatta dalla *"Autorità dei Bacini di rilievo Regionale dell'Abruzzo e del Bacino Interregionale del Sangro"* conferma che per tale area non si evidenziano dissesti in atto, mentre allargando l'indagine ad un'area circostante a quella di nostro interesse si evidenziano altri fenomeni di cui si caratterizza l'area. I dissesti evidenziati in cartografia nelle aree circostanti sono riferibili a dissesti dovuti ad orli di scarpata, canaloni di valanga e frane da scorrimento rotazionale; tuttavia tali fenomeni sono collocati ad una distanza tale da non destare preoccupazioni.

Pertanto, ai fini della sicurezza e di una corretta progettazione, si è proceduto alla verifica di stabilità del versante interessato dalle opere in progetto.

Si tratta di un metodo semplice ed accurato basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in  $n$  strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale  $N_i$  agisce nel punto medio della base della striscia.

Successivamente, vengono ipotizzate tutte le superfici di scivolamento probabili fino ad individuare quella a minor coefficiente di sicurezza.

### **Pendii in roccia (*Metodo di Hoek e Bray*)**

Per i versanti in roccia, diversamente da quelli in terra, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb non può essere impiegato per definire la resistenza del materiale; tuttavia con questo metodo viene descritta una procedura che consente l'applicazione dei metodi classici dell'Equilibrio Limite anche nei versanti rocciosi. A tale scopo vengono definiti l'angolo di resistenza a taglio e la coesione che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \tan \varphi &= AB \left( \frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1} \\ c &= A \sigma_c \left( \frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N \tan \varphi \end{aligned}$$

dove:

$\sigma_c$  è la resistenza a compressione monassiale della roccia;

A, B, T costanti in funzione del litotipo e della qualità della roccia (*riportati in tabella*);

N sforzo normale alla base del concio.

Le costanti A, B e T sono vengono determinate in funzione della classificazione della roccia secondo Bieniawski (indice RMR) e secondo Barton (indice Q). Tra i due sistemi di classificazione, sulla base di 111 esempi analizzati, è stata trovata la seguente correlazione:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$$



	Calcarei Dolomie Marne	Argilliti Siltiti Scisti	Areniti Quarziti	Andesiti Basalti Rioliti	Anfiboliti Gneiss Graniti
RMR = 100 Q = 500	A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140	A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099	A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067	A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059	A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040
RMR = 85 Q = 100	A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028	A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020	A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013	A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012	A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008
RMR = 65 Q = 10	A = 0.369 B = 0.669 T = -0.006	A = 0.427 B = 0.683 T = -0.004	A = 0.501 B = 0.695 T = -0.003	A = 0.525 B = 0.698 T = -0.002	A = 0.603 B = 0.707 T = -0.002
RMR = 44 Q = 1	A = 0.198 B = 0.662 T = -0.0007	A = 0.234 B = 0.675 T = -0.0005	A = 0.280 B = 0.688 T = -0.0003	A = 0.295 B = 0.691 T = -0.003	A = 0.346 B = 0.700 T = -0.0002
RMR = 3 Q = 0.1	A = 0.115 B = 0.646 T = -0.0002	A = 0.129 B = 0.655 T = -0.0002	A = 0.162 B = 0.672 T = -0.0001	A = 0.172 B = 0.676 T = -0.0001	A = 0.203 B = 0.686 T = -0.0001
RMR = 3 Q = 0.01	A = 0.042 B = 0.534 T = 0	A = 0.050 B = 0.539 T = 0	A = 0.061 B = 0.546 T = 0	A = 0.065 B = 0.548 T = 0	A = 0.078 B = 0.556 T = 0

Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche eseguite nel pieno rispetto del D.M. 11/03/1988, come da riferimento normativo in "Cenni sui criteri di progettazione" contenuti nella "A-RELAZIONE ILLUSTRATIVA" redatta dal CTGS spa, e delle più recenti NTC2008:

Di seguito si riportano in dettaglio i risultati ottenuti con il menzionato metodo eseguito con un software specifico in licenza allo scrivente tramite l'autore Janbu.

## Analisi di stabilità del pendio (Autore: JANBU) D.M. 88/96

Lat./Long.	42,438358/13,549901
Normativa	<b>D.M. 88/96</b>
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	30,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	1358,86 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	559,06 m
Ascissa vertice destro superiore xs	1726,31 m
Ordinata vertice destro superiore ys	853,96 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	25,0
Numero di celle lungo y	25,0

### Sisma

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,156
Coefficiente azione sismica verticale	0,078

### Vertici profilo

N	X m	y m
1	1023,0	199,27
2	1057,2	199,27
3	1071,43	204,39
4	1080,14	209,37
5	1099,96	214,67
6	1113,55	219,32
7	1130,21	224,45
8	1150,68	229,48
9	1166,73	234,51
10	1191,6	239,63
11	1233,27	244,62
12	1276,13	249,11
13	1293,36	255,49

Assergi, Comune dell'Aquila-Provincia dell'Aquila  
Progetto per la sostituzione della seggiovia "Fontari-Campo Imperatore"  
Indagine geologica, geotecnica e sismica – Relazione

---

14	1311,23	260,0
15	1321,68	265,38
16	1331,19	270,69
17	1342,68	274,81
18	1351,29	280,1
19	1360,29	284,84
20	1371,23	289,86
21	1391,06	294,75
22	1396,55	299,9
23	1409,79	304,87
24	1462,59	310,01
25	1483,34	315,07
26	1497,56	320,05
27	1510,19	325,09
28	1521,12	330,11
29	1530,44	335,12
30	1568,72	335,17
31	1597,77	330,19
32	1621,19	330,29
33	1632,82	335,32
34	1642,95	336,05
35	1672,76	338,22
36	1688,54	335,39
37	1709,72	340,41
38	1723,13	345,35
39	1737,38	350,59
40	1747,62	350,49
41	1768,29	355,51
42	1790,25	360,84
43	1815,0	365,47
44	1835,83	370,64
45	1861,41	380,69
46	1883,23	390,75
47	1912,01	395,75
48	1936,44	400,81
49	1969,13	411,68
50	1985,83	417,23
51	2007,53	420,93

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

## Stratigrafia

Strato	Peso unità di volume (Kg/m³)	A	B	T	Resistenza compression e monoassiale (kg/cm²)	Texture	Descrizione
1	2282	0,216	0,722	-0,0006	632		

## Risultati analisi pendio [D.M. 88/96]

Fs minimo individuato	1,91
Ascissa centro superficie	1358,86 m
Ordinata centro superficie	559,06 m
Raggio superficie	341,82 m

## Analisi dei conci. Superficie...xc = 1358,86 yc = 559,057 Rc = 341,816 Fs=1,9113

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	6,59	-22,2	7,11	26409,32	4119,85	2059,93	0,67	45,7	0,0	55235,3	70868,0
2	19,15	-19,9	20,36	353768,7	55187,922	7593,96	0,89	37,6	0,0	505515,738	1069,1
3	12,87	-17,0	13,46	443705,2	69218,023	4609,01	1,15	33,4	0,0	565289,334	6069,6
4	10,84	-14,9	11,22	488454,2	76198,853	8099,43	1,32	31,5	0,0	591050,733	1419,8
5	17,23	-12,5	17,65	1058964,0	165198,382	599,17	1,57	29,4	0,0	1219063,061	9077,6
6	10,54	-10,1	10,71	823405,3	128451,264	225,62	1,81	27,8	0,0	912235,842	29818,0
7	7,32	-8,6	7,41	634321,6	98954,164	9477,08	1,93	27,1	0,0	688758,631	4364,4
8	10,46	-7,1	10,54	1021698,0	159384,979	692,47	2,09	26,3	0,0	1089155,047	9496,9
9	9,51	-5,4	9,55	1068358,0	166663,983	331,94	2,29	25,4	0,0	1118016,047	2314,1
10	11,49	-3,7	11,52	1437523,0	224253,611	2126,8	2,45	24,7	0,0	1479373,060	6302,2
11	8,61	-2,0	8,62	1179004,0	183924,791	962,34	2,6	24,2	0,0	1196336,047	8309,8
12	9,0	-0,5	9,0	1338924,0	208872,110	4436,0	2,75	23,7	0,0	1343688,052	5451,8
13	10,94	1,2	10,94	1748616,0	272784,113	6392,0	2,88	23,3	0,0	1735498,066	6840,6
14	19,82	3,7	19,87	3362741,0	524587,626	2293,8	2,98	23,0	0,0	3288400,012	50145,0
15	5,49	5,9	5,52	981367,5	153093,376	546,66	3,07	22,7	0,0	949919,035	8190,9
16	13,24	7,5	13,36	2486173,0	387843,019	3921,5	3,16	22,5	0,0	2391404,089	4130,5
17	35,69	11,6	36,44	6709477,0	1046678,052	339,2	3,11	22,6	0,0	6361212,024	25656,0
18	17,11	16,2	17,82	3062010,0	477673,623	8836,8	2,94	23,1	0,0	2869889,011	42717,0
19	8,63	18,4	9,1	1502742,0	234427,711	7213,8	2,84	23,4	0,0	1402897,057	2794,8
20	12,11	20,3	12,91	2077717,0	324123,916	2061,9	2,77	23,6	0,0	1935670,080	5950,1
21	14,22	22,6	15,41	2400847,0	374532,118	7266,0	2,69	23,9	0,0	2233760,095	4871,7
22	12,63	25,1	13,95	2105236,0	328416,916	4208,4	2,6	24,2	0,0	1959292,086	1646,6
23	12,52	27,5	14,11	2063928,0	321972,716	0986,4	2,52	24,5	0,0	1924181,087	1374,8
24	7,73	29,4	8,87	1266612,0	197591,598	795,77	2,45	24,7	0,0	1183979,054	9583,2
25	18,01	31,9	21,22	2725552,0	425186,121	2593,0	2,26	25,5	0,0	2548079,012	53658,0
26	12,87	35,0	15,71	1648281,0	257131,812	8565,9	1,95	27,0	0,0	1534256,083	3286,1
27	7,4	37,1	9,27	823004,8	128388,864	194,38	1,74	28,2	0,0	761502,344	8198,8
28	18,34	39,9	23,91	1547244,0	241370,012	0685,0	1,43	30,4	0,0	1403890,095	5020,6
29	10,7	43,1	14,66	528340,3	82421,094	1210,55	1,06	34,6	0,0	450034,840	0507,2
30	15,04	46,2	21,71	276231,7	43092,142	1546,07	0,76	41,3	0,0	184898,929	6574,2

## Analisi di stabilità del pendio (Autore: JANBU) NTC 2008

Lat./Long.	42,438358/13,549901
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	25,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	1358,86 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	559,06 m
Ascissa vertice destro superiore xs	1726,31 m
Ordinata vertice destro superiore ys	853,96 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	25,0
Numero di celle lungo y	25,0

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,76	2,38	0,27
S.L.D.	50,0	0,99	2,32	0,28
S.L.V.	475,0	2,51	2,36	0,34
S.L.C.	975,0	3,22	2,4	0,36

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,0944	0,2	0,0223	0,0112
S.L.D.	1,4256	0,24	0,0349	0,0174
S.L.V.	3,489	0,28	0,0996	0,0498
S.L.C.	4,1915	0,28	0,1197	0,0598

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0996

Coefficiente azione sismica verticale 0,0498

### Vertici profilo

N	X m	y m
1	1023,0	199,27
2	1057,2	199,27
3	1071,43	204,39
4	1080,14	209,37
5	1099,96	214,67
6	1113,55	219,32
7	1130,21	224,45
8	1150,68	229,48
9	1166,73	234,51
10	1191,6	239,63
11	1233,27	244,62
12	1276,13	249,11
13	1293,36	255,49
14	1311,23	260,0
15	1321,68	265,38
16	1331,19	270,69
17	1342,68	274,81
18	1351,29	280,1
19	1360,29	284,84
20	1371,23	289,86
21	1391,06	294,75
22	1396,55	299,9
23	1409,79	304,87
24	1462,59	310,01
25	1483,34	315,07
26	1497,56	320,05
27	1510,19	325,09
28	1521,12	330,11
29	1530,44	335,12
30	1568,72	335,17
31	1597,77	330,19
32	1621,19	330,29
33	1632,82	335,32
34	1642,95	336,05

35	1672,76	338,22
36	1688,54	335,39
37	1709,72	340,41
38	1723,13	345,35
39	1737,38	350,59
40	1747,62	350,49
41	1768,29	355,51
42	1790,25	360,84
43	1815,0	365,47
44	1835,83	370,64
45	1861,41	380,69
46	1883,23	390,75
47	1912,01	395,75
48	1936,44	400,81
49	1969,13	411,68
50	1985,83	417,23
51	2007,53	420,93

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

#### Stratigrafia

Strato	Peso unità di volume (Kg/m³)	A	B	T	Resistenza compression e monoassiale (kg/cm²)	Texture	Descrizione
1	2282	0,216	0,722	-0,0006	632		

#### Risultati analisi pendio [NTC 2008: [A2+M2+R2]]

Fs minimo individuato	1,91
Ascissa centro superficie	1358,86 m
Ordinata centro superficie	559,06 m
Raggio superficie	341,82 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.



**Analisi dei conci. Superficie...xc = 1358,86 yc = 559,057 Rc = 341,816 Fs=2,0506**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	6,59	-22,2	7,11	26405,45	2629,98	1314,99	0,67	45,7	0,0	49990,1	56968,0
2	24,3	-19,4	25,76	514685,2	51262,64	25631,32	0,93	36,7	0,0	686697,44	24642,6
3	18,56	-15,6	19,28	774573,3	77147,53	8573,75	1,26	32,1	0,0	926844,44	55114,8
4	17,23	-12,5	17,65	1058960,0	105472,45	2736,21	1,57	29,4	0,0	1197110,05	17881,3
5	17,86	-9,5	18,11	1458925,0	145308,97	2654,46	1,86	27,5	0,0	1582895,06	25616,3
6	10,46	-7,1	10,54	1021688,0	101760,15	0880,05	2,09	26,3	0,0	1079757,04	03845,9
7	13,11	-5,1	13,16	1508512,0	150247,87	5123,89	2,32	25,3	0,0	1564530,05	57247,4
8	7,89	-3,4	7,9	1000457,0	99645,48	49822,74	2,47	24,7	0,0	1023044,03	54366,8
9	8,61	-2,0	8,62	1179002,0	117428,65	8714,32	2,6	24,2	0,0	1193796,04	04721,4
10	9,0	-0,5	9,0	1338922,0	133356,66	6678,32	2,75	23,7	0,0	1342966,04	45108,2
11	10,94	1,2	10,94	1748604,0	174161,08	7080,49	2,88	23,3	0,0	1737533,05	65558,3
12	19,82	3,7	19,87	3362721,0	334927,01	67463,5	2,98	23,0	0,0	3300622,01	062160,0
13	5,49	5,9	5,52	981366,4	97744,09	48872,05	3,07	22,7	0,0	955379,93	04760,5
14	13,24	7,5	13,36	2486170,0	247622,61	23811,3	3,16	22,5	0,0	2408596,07	61520,7
15	52,8	13,1	54,22	9800798,0	976159,54	88079,8	3,06	22,8	0,0	9370280,03	054010,0
16	11,2	18,7	11,83	1947816,0	194002,59	7001,24	2,83	23,4	0,0	1851558,06	38614,4
17	9,54	20,5	10,18	1632571,0	162604,18	1302,05	2,76	23,7	0,0	1551840,05	45711,4
18	14,22	22,6	15,41	2400831,0	239122,81	19561,4	2,69	23,9	0,0	2284824,08	22217,3
19	12,63	25,1	13,95	2105222,0	209680,11	04840,1	2,6	24,2	0,0	2009445,07	43411,7
20	10,94	27,3	12,31	1803699,0	179648,48	9824,19	2,52	24,5	0,0	1728592,06	56849,6
21	9,31	29,2	10,67	1526931,0	152082,37	6041,16	2,46	24,7	0,0	1470283,05	72377,5
22	38,28	34,0	46,18	5220220,0	519933,92	59966,9	2,06	26,4	0,0	5054394,02	221816,0
23	13,2	39,3	17,05	1190286,0	118552,55	9276,25	1,5	29,9	0,0	1141229,06	26786,8
24	15,45	42,5	20,95	869850,4	86637,14	3318,55	1,13	33,6	0,0	803897,45	56280,6
25	15,45	46,1	22,28	291083,3	28991,89	14495,95	0,76	41,1	0,0	219694,72	77783,7

Di seguito sono riassunti i fattori di sicurezza(Fs) riscontrati dalle verifiche eseguite:

- Fs=1,91 (D.M. 88)
- Fs=2,05 (N.T.C. 2008)

valori comunque di molto maggiori a Fs= 1.3 , che è il minimo valore ammissibile dal D.M.88 e maggiore ad FS=1.1 con riferimento al minimo valore ammissibile nelle NTC2008.

Per un maggior dettaglio dell'ubicazione dei profili investigati si rimanda alla planimetria in allegato.

Per quanto riguarda l'altezza critica raggiungibile dal fronte di scavo verticale, senza che si verifichino problemi di instabilità, è legata alle caratteristiche del terreno entro il quale il fronte è modellato e da fattori esterni come:

- presenza di sovraccarico ai bordi dello scavo
- inclinazione del pendio a monte
- tempo intercorso dall'apertura del fronte di scavo
- eventuali forze sismiche
- condizioni meteorologiche avverse

Il suolo di copertura sovrastante il sottofondo roccioso interessato dalle fondazioni in progetto, presenta delle caratteristiche meccaniche scadenti, pertanto per scavi verticali superiori ai due metri si dovrà ricorrere ad una modellazione del fronte stesso.

Si ricorda che, in conformità a quanto disposto al punto 6.8.6.2 del D.M. 14.01.2008 "per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 metri, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo".

## 4 SISMICITA' DELL'AREA

### 4.1 – Aspetti macrosismici

Il comune dell'Aquila fu classificato come sismico sin dal terremoto del 1915 del Fucino. Nel 1927 furono introdotte le classi (ovvero zone) sismiche e l'area dell'Aquila, come del resto quasi tutta la sua provincia, fu classificata come **zona 2** ( $0,15 \leq \text{PGA} < 0,25g$ ) dove PGA indica il picco di accelerazione gravitazionale che equivale a dire con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.

Nel 1998 uno studio svolto per conto del Dipartimento della Protezione Civile propose una nuova classificazione dei comuni italiani, ed anche in quel documento il comune dell'Aquila veniva confermata la zona 2 tranne sei comuni per i quali si proponeva il passaggio in zona 1: Barete, Cagnano Amiterno, Capitignano, Montereale, Pizzoli e Torninparte.

Nel corso del 2006 una nuova Ordinanza (OPCM 3519/2006) ha adottato la mappa di pericolosità sismica MPS04 quale riferimento ufficiale e ha definito i criteri che le Regioni devono seguire per aggiornare le afferenze dei Comuni alle 4 zone sismiche.

Tuttavia, questa Ordinanza non obbliga le Regioni a aggiornare tali afferenze.

Secondo la mappa MPS04, tutta la zona colpita dal terremoto del 6 aprile, compreso il Comune di L'Aquila, ricade nella fascia ad alta pericolosità sismica (Fig.1), valore che espresso in termini di accelerazione massima del suolo **con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni è pari a 0,250-0,275 g.**

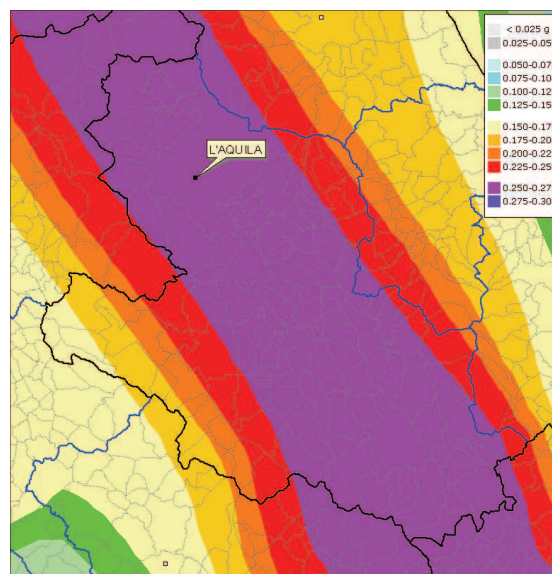


Fig. 1 – Mappa di pericolosità sismica MPS04. Accelerazione massima attesa su suolo rigido con una probabilità del 10% in 50 anni.

Tuttavia, a partire dal 2007, una apposita Commissione del Ministero delle Infrastrutture ha avviato la revisione completa della materia sfociata nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture).

Con le NTC 2008, è stato modificato il modo di valutare la pericolosità sismica di base, cioè non si fa più riferimento ad un numero discreto e finito di zone sismiche, bensì la pericolosità sismica di base, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche di progetto, è definita con maggior dettaglio, sia in termini geografici che temporali.

Di fatto, l'azione sismica di progetto, è ottenuta da valori di pericolosità sismica definiti in un dato punto geografico, il cui reticolo di riferimento non supera i 10 Km di lato, e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno (TR) ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso tra 30 e 2475 anni.

L'individuazione della pericolosità sismica di base, è ottenuta mediante l'inserimento delle coordinate geografiche, del sito

d'interesse progettuale, in un programma scaricabile dal sito internet del *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

#### **4.2 –Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione**

Al fine di ottenere informazioni sismostratigrafiche utili alla definizione dell'azione sismica di progetto, come prescritto nelle nuove NTC 2008 per la progettazione di nuove costruzioni o ricostruzioni, è stato necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale (legata alle caratteristiche morfologiche e topografiche) mediante un'indagine geofisica non invasiva di tipo **M.A.S.W.**(Multi Channel Analysis Surface Wave).

Tale prova, che consiste nel misurare la velocità media delle onde di taglio "Vs" nei primi 30m dal P.C., ha permesso di individuare la categoria di sottosuolo appartenente al sito in esame, riscontrando una velocità pari a **691 m/s**.

Ne deriva che il suolo di fondazione rientra nella **categoria B**, con le seguenti caratteristiche:

**Tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Per quanto riguarda la frequenza vibrazionale del sito, riferita alla stazione di monte, si è provveduto ad eseguire una indagine non invasiva di tipo HVSR che ha permesso di riscontrare una frequenza di picco del rapporto H/V pari a **0.50 Hz ± 0.66 Hz**.

La scelta di eseguire questo tipo di prova è stata dettata dalle condizioni dello stato dei luoghi. In particolare nel periodo delle indagini, l'area di monte era ancora ricoperta dal manto nevoso e la

particolare acclività non avrebbe comunque permesso una buona acquisizione del dato geofisico proveniente dalla tecnica M.A.S.W.

Pertanto, come è noto, dalla prova di tipo HVSR oltre alla frequenza vibrazionale del sito è possibile fare una stima del parametro normativo Vs30 nonché, tramite un'abaco di riferimento, fornire un'indicazione sulla struttura del sottosuolo. Da detta metodologia, e dal rilievo di superficie sul versante interessato dalle opere in progetto, è stato possibile attribuire la categoria B.

La categoria topografica assegnabile al sito della stazione di valle è la **T1**, per quanto riguarda i sostegni di linea e della stazione di monte è la **categoria T2** poiché caratterizzata da un pendio con inclinazione maggiore a 15°

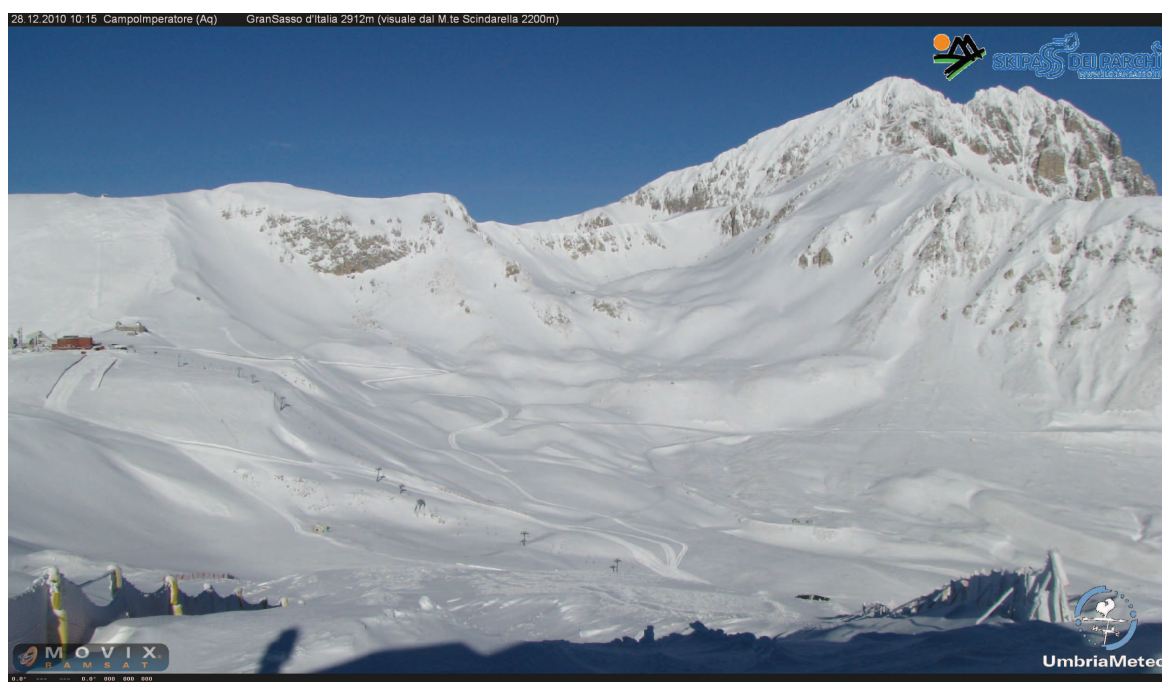
*I risultati in dettaglio sono riportati in allegato.*

## 5 OTTIMIZZAZIONE DEL PROFILO DI LINEA

*In questo capitolo saranno analizzati i criteri adottati per l'individuazione del tracciato ottimale scelto in progetto in relazione alla mitigazione del rischio valanghe ai sensi della Legge Regionale n. 47/1992.*

*Per la documentazione tecnica, si è fatto riferimento agli elaborati di rito riportati in allegato.*

*In premessa si ritiene rilevare che, nel periodo 1957-2013 (vedere Carta storica delle valanghe) nella stazione sciistica di Campo Imperatore, non si sono mai verificati episodi valanghivi come meglio specificato in seguito.*



Panoramica dell'attuale impianto di risalita denominato "Fontari-Campo Imperatore" dal versante nord del Monte Scindarella. (Foto da internet).



## **5.1 Caratteristiche del sito d'interesse progettuale.**

L'impianto di risalita in progetto denominato "*Campo Imperatore-Osservatorio*" cui la presente relazione è riferita, si trova nell'area sciabile di Campo Imperatore, in Comune di L'Aquila (AQ).

L'impianto di risalita si sviluppa interamente su un'area non interessata da vegetazione arborea o arbustiva, con prevalente esposizione NW-SE.

Essa è soggetta a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923 n°3267, e risulta interna alla perimetrazione vigente dei Siti di Interesse Comunitario. Infine nelle strette vicinanze dell'area interessata dall'impianto, non si rilevano indicazioni di rischio né di pericolosità da parte del vigente Piano di Assetto Idrogeologico.



Panoramica dell'impianto di risalita "Fontari-Campo Imperatore" dal versante sud-est di Monte Portella. (dal sito internet del CTGS SpA)



## **5.2 Considerazioni geomorfologiche, vegetazionali e nivologico-valanghive.**

Dalla lettura del vigente Piano di Assetto Idrogeologico non risultano, per l'area in esame, indicazioni di rischio ovvero di pericolosità; essa deve ritenersi assolutamente sicura rispetto a fenomeni gravitativi naturali, anche in condizioni sismiche, e dotata di elevato grado di stabilità dei pendii naturali che la circondano.

La natura prevalentemente calcarea delle rocce di base, spesso affioranti sotto orizzonti deboli di terreni sciolti, determina un elevato grado di permeabilità; infatti i fenomeni di ruscellamento superficiale per *runoff* sono da considerarsi intensi soltanto nel breve periodo di scioglimento delle nevi ed anche laddove, localmente, tendano a determinare la formazione di erosione per fossi, appaiono utilmente contrastati dall'attività umana di manutenzione con regimazione e raccolta delle acque.

Relativamente alle problematiche valanghive dell'area oggetto di intervento, la cartografia storica delle valanghe (1957 – 2013 – Distretto Gran Sasso d'Italia) prodotta dalla Regione Abruzzo (Assessorato alla Protezione Civile), riportata di seguito, non evidenzia aree soggette al pericolo valanghe interessanti per l'impianto in questione.

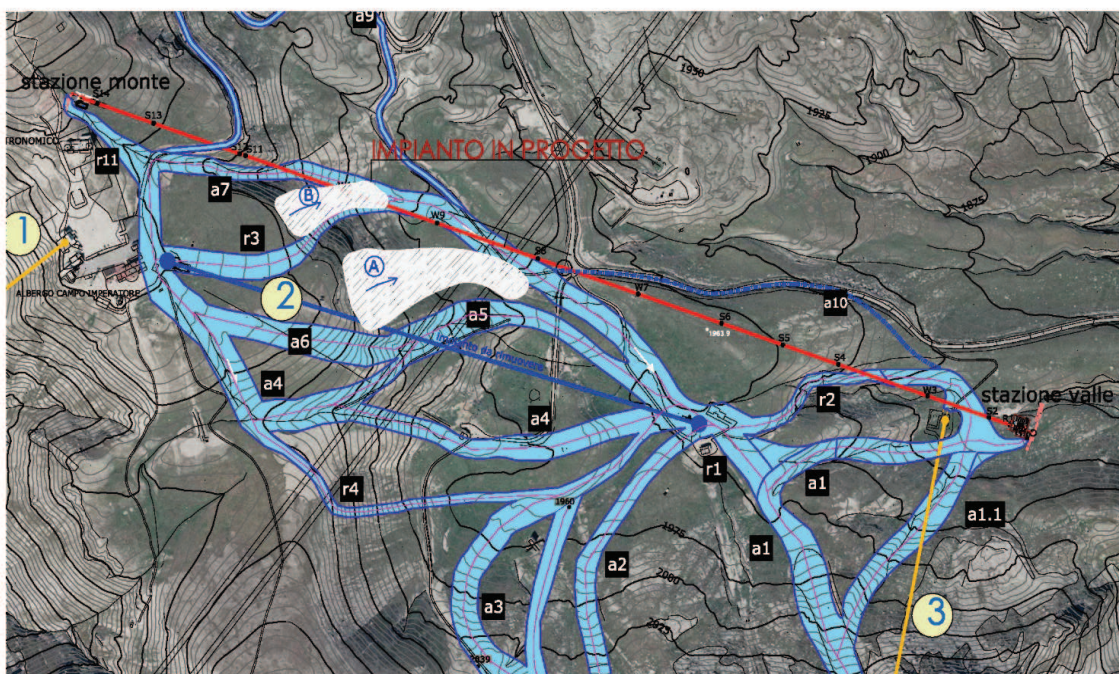


Stralcio da "Carta storica delle valanghe".



Pur tuttavia, per la seconda parte del tracciato di linea (dal sostegno n°8 alla stazione di monte), rispetto alle previsioni del progetto preliminare e con riferimento a quanto disposto dal D.D. 16 novembre 2012, appare evidente la possibilità che uno dei due siti (il sito B) da noi individuati come zone di probabile distacco di masse nevose – specialmente associato a venti dominanti da SW, con conseguente formazione di creste e lastroni da vento - possa interessare gli elementi strutturali della linea dell'impianto (nello specifico caso il sostegno indicato con il n°10 nel progetto preliminare).

Pertanto, nella predisposizione del progetto definitivo del nuovo impianto, si è ritenuto opportuno suggerire l'adeguamento del tracciato di linea evitando di interessare con uno dei sostegni, l'area di probabile interferenza con il sito valanghivo indicato con la lettera B nell'immagine seguente.



Probabili siti valanghivi (lettere A e B).

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

Da quanto emerso dalle indagini eseguite nell'area interessata dalle opere in progettazione, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

**Il rilevamento geologico** ha messo in evidenza che quest'area è caratterizzata dalla prevalenza in affioramento di *Calcareniti* e *Calcari Marnosi* in strati da sottili a spessi e variabili da mediamente fratturati a molto fratturati. Lungo il versante, e con maggiore frequenza nei pianori, si riscontrano spessori metrici di coltri detritiche costituite in prevalenza da clasti calcarei immersi in matrice limo-sabbiosa.

**Lo studio geomorfologico** ha rilevato che non esistono, limitatamente al sito interessato dalle opere in progetto, superfici di rottura. Non è stato riscontrato alcun fenomeno di frana in atto o potenziale. I dissesti evidenziati in cartografia nelle aree circostanti sono riferibili a dissesti dovuti ad orli di scarpata, canaloni di valanga e frane da scorrimento rotazionale; tuttavia tali fenomeni sono collocati ad una distanza tale da non destare preoccupazioni.

La verifica di stabilità del pendio, eseguita con software specifico, ha permesso di riscontrare fattori di sicurezza superiori a 1.3, con verifica eseguita secondo il D.M.88, e superiore a 1.1 con riferimento alle più recenti NTC2008.

Per quanto riguarda i rischi connessi alla dinamica fluviale non si evidenziano problematiche poiché il sito in esame non rientra in aree d'influenza fluviale. Le acque di scorrimento superficiale seguono gli impluvi naturali e drenano nella sottostante piana.

**Lo studio idrogeologico** non ha evidenziato la presenza di una falda acquifera in quanto la circolazione idrica sotterranea è condizionata, sia nell'insaturo sia nel saturo, dalla fessurazione.

Da un **punto di vista geotecnico** non esistono elementi ostativi alla realizzazione delle opere nell'ipotesi che vede queste fondate nella formazione calcarea e calcareo-marnosa posta al di sotto della coltre detritica. Infatti, i terreni calcarei, calcareo-marnosi e calcarenitici riscontrati nel sito d'interesse progettuale, presentano le seguenti caratteristiche generali:

Comportamento geotecnico dei terreni calcarei, calcareo marnosi e calcarenitici: Si tratta di terreni con buone caratteristiche geotecniche in relazione sia alle caratteristiche sedimentarie e diagenetiche che al grado di alterazione dovuta a stress sismico o all'azione degli agenti esogeni. Nell'insieme la formazione ha un comportamento fragile, a seconda del grado di fratturazione e di prevalenza del litotipo marnoso. Possono essere considerati buoni terreni di fondazione in grado di sopportare i carichi legati alla struttura da realizzare. Va comunque tenuto conto che localmente possono essere intensamente fratturati e che la giacitura può variare da reggi poggio a frana poggio.

*Sono state focalizzate le seguenti principali caratteristiche geotecniche:*

*Depositi di copertura:*  $\gamma=1,62 \text{ t/m}^3$ ;  $C'=0 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\phi=25,3^\circ$ .

Substrato litoide:  $\gamma=2,28-2,47 \text{ t/m}^3$ ;  $c'=0,55-0,67 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\phi=36-37,5^\circ$

Ai fini della definizione dell'**azione sismica di progetto** il suolo di fondazione rientra nella categoria B con una  $V_{s30}=691 \text{ [m/s]}$  e categoria topografica T1 per il sito di valle e T2 per l'area di monte. Il Comune di L'Aquila fu dichiarato sismico secondo la classificazione sismica del 1984 come 2° categoria, ed è stato riconfermato sismico dalla vigente O.P.C.M. n. 3519 del 2006 come zona 2. Con riferimento alla stazione di monte, la frequenza vibrazionale del sito, eseguita con tecnica non invasiva di tipo HVSR, ha permesso di

riscontrare una frequenza di picco del rapporto H/V pari a  $0.50 \text{ Hz} \pm 0.66 \text{ Hz}$ .

**Relativamente alle problematiche valanghive** dell'area oggetto di intervento, la cartografia storica delle valanghe (1957 – 2013 – Distretto Gran Sasso d'Italia) prodotta dalla Regione Abruzzo (Assessorato alla Protezione Civile), non evidenzia aree soggette al pericolo valanghe che interessano l'impianto in progetto.

## **7 - BIBLIOGRAFIA.**

ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) *Carta Geologica d'Italia* alla scala 1:50.000, *Foglio 349, L'Aquila*.

*"Carta Geologica dei Bacini della Laga e del Cellino e dei rilievi carbonatici circostanti"* alla scala 1:100.000

S.E.L.C.A. Gran Sasso d'Italia *"Carta dei Sentieri"* alla scala 1:25000 a cura del C.A.I. e Parco Nazionale del Gran Sasso e Monti della Laga.

BE-MA editrice *"Guide Geologiche Regionali"* Abruzzo a cura della Società Geologica Italiana.

*"Carta Geomorfologica e del Dissesto dei Bacini Idrografici di rilievo Regionale"*. (Foglio 349- Tavola OVEST).

Sito web del "Centro Turistico del Gran Sasso"

Documentazione da - Unità di progetto denominata *"Valorizzazione Comprensorio del Gran Sasso"* - bando di gara del CTGS spa.

Piano di tutela delle acque Regione Abruzzo. Carta Idrogeologica.

D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le costruzioni.

Carta storica delle valanghe (1957–2013 Distretto Gran Sasso d'Italia). Regione Abruzzo (Assessorato alla Protezione Civile).



# ALLEGATI

- *Corografia generale*
- *Carta geologica*
- *Planimetria ubicativa delle indagini in sito*
- *Risultati delle prove penetrometriche*
- *Certificati delle prove di laboratorio*
- *Risultati della prova M.A.S.W.*
- *Risultati della sismica a rifrazione*
- *Risultati della prova H.S.V.R.*
- *Stralcio del Piano di Assetto Idrogeologico*
- *Carta del rilievo dell'impianto*
- *Planimetria catastale*
- *Profilo longitudinale dell'impianto*







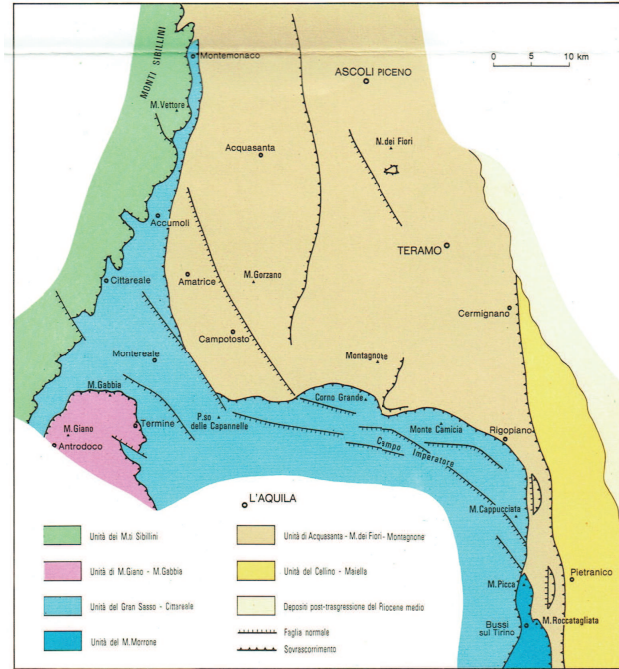


# CARTA GEOLOGICA DEI BACINI DELLA LAGA E DEL CELLINO E DEI RILIEVI CARBONATICI CIRCOSTANTI (MARCHE MERIDIONALI, LAZIO NORD-ORIENTALE, ABRUZZO SETTENTRIONALE)

A cura di: CENTAMORE E<sup>1</sup> - ADAMO L<sup>2</sup> - BERTI D<sup>3</sup> - BIGI G<sup>2</sup> - BIGI S<sup>2</sup> - CASNEDI R<sup>2</sup> - CANTALAMESSA G<sup>4</sup> -  
FUMANTI F<sup>5</sup> - MORELLI C<sup>1</sup> - MORELLI A<sup>1</sup> - RIGOLI A<sup>1</sup> - SALVUCI R<sup>2</sup>  
Dipartimento del Mesozoico - CHIOCCINI M<sup>6</sup> - MANICINELLI A<sup>7</sup>  
Dipartimento del Tertiary - MICARELLI A<sup>1</sup> - POTETTI M<sup>1</sup>  
Analisi delle facies terrigeniche: CANTALAMESSA G<sup>2</sup> - CHIOCCINI U<sup>1</sup> (per fare a sud di L'Aquila) - MORELLI C<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento Scienze della Terra - Università "La Sapienza", Roma  
<sup>2</sup> Via Cerna, 41 - Teramo  
<sup>3</sup> Via S. Maria, 41 - Ascoli Piceno  
<sup>4</sup> Dipartimento Scienze della Terra - Università di Palermo  
<sup>5</sup> Dipartimento Scienze della Terra - Università di Roma  
<sup>6</sup> Via Campanella, 54 - Roma  
<sup>7</sup> Università della Tuscia - Viterbo

## SCHEMA STRUTTURALE



1) Depositi continentali quaternari.  
1a) Depositi marini plio-pleistocenici post-trasgressione.



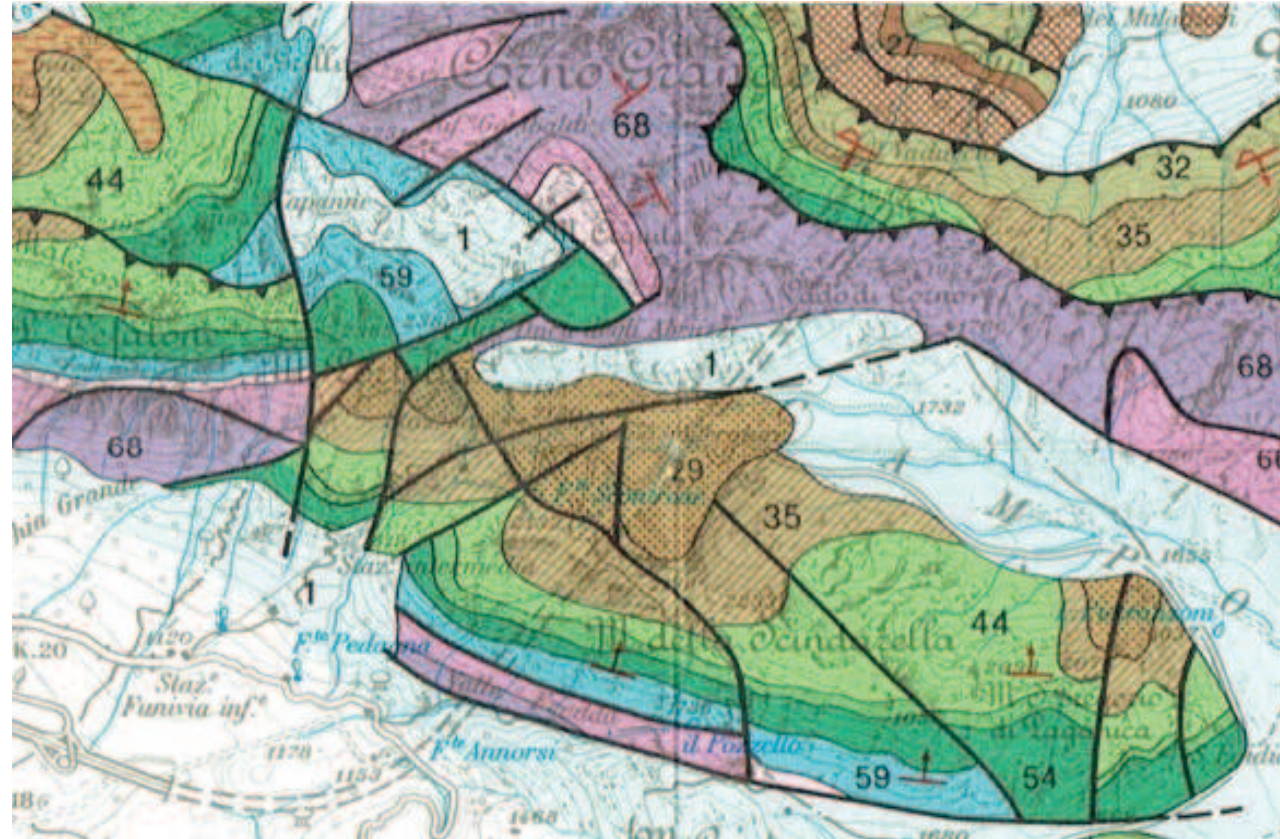
29) Calcareniti e marne a Briozoi, piccoli Litotamni, Pectinidi e Ostreidi. ("Calcareniti di M. Scindarella", Formazione Bolognano, zona di Paganica). *Miocene medio-Miocene sup. p.p.*



35) Calcareniti a macroforaminiferi (Nummulitidi, Orbitoidi) e calcari marnosi a planctonici con selce. ("Calcari ad Heterostegina", "Calcari a Nummuliti", "Calcari di M. Scaratana"). *Oligocene, Eocene, Paleocene.*



44) Calcari marnosi e marne calcaree con selce con abbondanti intercalazioni biotritiche. ("Scaglia bianca e rossa detritica"). *Eocene p.p. - Cretacico sup..*



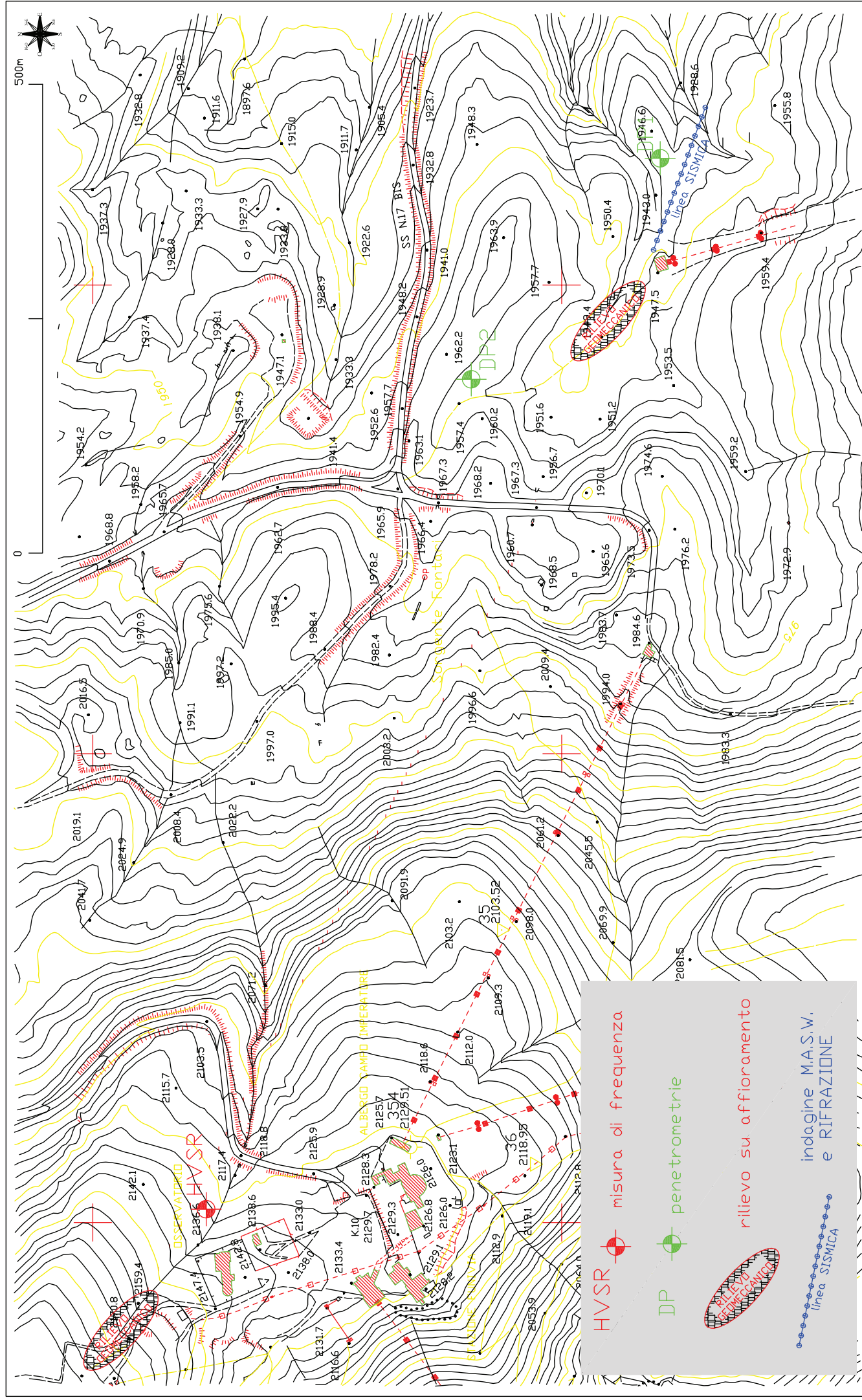
Sovrascorrimento

Faglia

Direzione ed immersione degli strati

Zone cataclase





Planimetria ubicativa delle prove in sito. (da C.T.R.349151)

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Leitner S.p.A.  
Cantiere: Nuova seggiovia  
Località: Campo imperatore(AQ)

**Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**OPERATORE**  
Geol. Angelo Spaziani

**RESPONSABILE**  
Geol. Angelo Spaziani

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE**  
**(DYNAMIC PROBING)**  
**DPSH – DPM (... *scpt*      *ecc.*)**

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

**penetrometri in uso in Italia**

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento  $\delta$  = 10 cm, punta conica ( $\alpha=60-90^\circ$ ), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 20$  kg, altezza di caduta  $H=0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A=10$  cm<sup>2</sup> rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
 massa battente  $M = 73$  kg, altezza di caduta  $H=0.75$  m, avanzamento  $\delta=30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ), diametro  $D = 50.8$  mm, area base cono  $A=20.27$  cm<sup>2</sup> rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
 massa battente  $M=63.5$  kg, altezza caduta  $H=0.75$  m, avanzamento  $\delta=20-30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ-90^\circ$ ) diametro  $D = 50.5$  mm, area base cono  $A = 20$  cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### Correlazione con $N_{spt}$

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{spt}$ . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui  $Q$  è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- $M$  = peso massa battente;
- $M'$  = peso aste;
- $H$  = altezza di caduta;
- $A$  = area base punta conica;
- $\delta$  = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta $R_{pd}$

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- $R_{pd}$  = resistenza dinamica punta (area  $A$ );
- $e$  = infissione media per colpo ( $\delta / N$ );
- $M$  = peso massa battente (altezza caduta  $H$ );
- $P$  = peso totale aste e sistema battuta.

### Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

## Valutazioni statistiche e correlazioni

### Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

#### **Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $Nspt_k$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$Nspt_k = Nspt_{medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt})$$

dove  $sNspt$  è la deviazione standard di  $Nspt$

#### **Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $Nspt_k$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $Nspt$  distribuiti normalmente:

$$Nspt_k = Nspt_{medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt}) \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

### Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un

coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione  $d = 1$  mt..

## Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

### Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

### Correzione $N_{spt}$ in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

### Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof.  $< 5$  mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof.  $< 5$  mt. per terreni sopra falda e  $< 8$  mt. per terreni in falda (tensioni  $< 8-10$  t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof.  $< 4$  mt. sopra falda e  $< 7$  mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito  $< 38^\circ$ .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof.  $> 2$  m. e per valori di angolo di attrito  $< 38^\circ$ ).
- Schmertmann 1977 - Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da  $D_r$  %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova  $> 8$  mt. sopra falda e  $> 15$  mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof.  $> 8$  mt. sopra falda e  $> 15$  mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo  $< 5\%$  a profondità  $< 5$  mt. e con % di limo  $> 5\%$  a profondità  $< 3$  mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

### Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie  $D_r$  viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

### Modulo Di Young ( $E_y$ )

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

### Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia.
- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).



- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

#### **Peso di volume saturo**

- Terzaghi-Peck 1948-1967

#### **Modulo di poisson**

- Classificazione A.G.I.

#### **Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)**

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

#### **Velocità onde di taglio $V_s$ (m/sec)**

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

#### **Modulo di deformazione di taglio (G)**

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

#### **Modulo di reazione ( $K_0$ )**

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

### **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

#### **Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948).  $C_u$  min-max.
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , ( $C_u$ - $N_{spt}$ -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975  $C_u$  (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità .
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

**Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

**Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )**

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) ( $Kg/cm^2$ )-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte (  $N_{spt} < 30$ ) medie e molli (  $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose (  $N_{spt}=6-12$ ).

**Modulo Di Young ( $E_Y$ )**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P.  $> 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

**Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

**Peso di Volume**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

**Peso di volume saturo**

- Meyerhof ed altri.

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)  
 Prova eseguita in data 06/06/2014  
 Profondità prova 1,50 mt  
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	2	0,857	7,11	8,29	0,36	0,41
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	2	0,853	7,07	8,29	0,35	0,41
0,40	3	0,851	10,59	12,44	0,53	0,62
0,50	1	0,849	3,52	4,15	0,18	0,21
0,60	1	0,847	3,51	4,15	0,18	0,21
0,70	16	0,795	52,77	66,36	2,64	3,32
0,80	1	0,843	3,50	4,15	0,17	0,21
0,90	1	0,842	3,31	3,93	0,17	0,20
1,00	18	0,790	55,87	70,74	2,79	3,54
1,10	42	0,638	105,31	165,07	5,27	8,25
1,20	12	0,836	39,44	47,16	1,97	2,36
1,30	1	0,835	3,28	3,93	0,16	0,20
1,40	8	0,833	26,19	31,44	1,31	1,57
1,50	27	0,731	77,59	106,11	3,88	5,31

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1****TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Gibbs & Holtz 1957	31,3

**Angolo di resistenza al taglio**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	25,32

**Modulo di Young**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	---

**Modulo Edometrico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	69,67

**Classificazione AGI**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO

**Peso unità di volume**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Meyerhof ed altri	1,62

**Peso unità di volume saturo**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90

**Modulo di Poisson**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	(A.G.I.)	0,34

**Modulo di deformazione a taglio dinamico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm²)
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	414,03

**Modulo di reazione Ko**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Strato	7,1	1,50	7,1	Navfac 1971-1982	1,47

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2****TERRENI INCOERENTI****Densità relativa**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Gibbs & Holtz 1957	39,31

**Angolo di resistenza al taglio**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	26,87

**Modulo di Young**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	111,62

**Modulo Edometrico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)	79,92

**Classificazione AGI**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO

**Peso unità di volume**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Meyerhof ed altri	1,71

**Peso unità di volume saturo**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91

**Modulo di Poisson**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	(A.G.I.)	0,34

**Modulo di deformazione a taglio dinamico**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)	491,46

**Modulo di reazione Ko**

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Strato	9,4	0,50	9,4	Navfac 1971-1982	1,97

COMMITTENTE: Dott. Geol. Angelo Paolo Spaziani

RIFERIMENTO: Loc. Campo Imperatore - Frazione di Assergi (AQ)

SONDAGGIO: CAMPIONE: C1

PROFONDITA': m

### MODULO RIASSUNTIVO

#### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	%
Peso di volume	24.3 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	
Indice dei vuoti	
Porosità	%
Grado di saturazione	%
Limite di liquidità	%
Limite di plasticità	%
Indice di plasticità	%
Indice di consistenza	
Passante al set. n° 40	
Limite di ritiro	%
Classif. CNR-UNI	

#### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia	%
Sabbia	%
Limo	%
Argilla	%
D 10	mm
D 50	mm
D 60	mm
D 90	mm
Passante set. 10	0.0 %
Passante set. 40	0.0 %
Passante set. 200	0.0 %

#### PERMEABILITA'

Coefficiente k cm/sec

#### COMPRESSIONE

$\sigma$	kPa	$\sigma_{Rim}$	kPa
----------	-----	----------------	-----

#### TAGLIO DIRETTO

Prova consolidata-lenta			
c	kPa	$\phi$	°
c Res	kPa	$\phi_{Res}$	°

#### COMPRESSIONE TRIASSIALE

C.D.	$C_d$	kPa	$\phi_d$	°
C.U.	$C'_{cu}$	kPa	$\phi'_{cu}$	°
	$C_{cu}$	kPa	$\phi_{cu}$	°
U.U.	$C_u$	kPa	$\phi_u$	°

#### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	$C_v$ cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec

Calcare marnoso di colore avana ocraceo

**GEORES srl**Via Marittima 406 - 03100 Frosinone  
tel. 0775 871376 - fax. 0775 200685  
laboratorio@geores.itAZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA TUV AUSTRIACertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sui terreni  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 160/19-04-2011 - DPR 246/1993 - Circolare 7618/STC/2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 08000	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 30/06/14	Inizio analisi: 27/06/14
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 706	del 27/06/14	Apertura campione: 27/06/14	Fine analisi: 27/06/14

COMMITTENTE: Dott. Geol. Angelo Paolo Spaziani
RIFERIMENTO: Loc. Campo Imperatore - Frazione di Assergi (AQ)
SONDAGGIO: CAMPIONE: C1 PROFONDITA': m

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

**Peso di volume allo stato naturale (media delle due misure) = 24.3 kN/m<sup>3</sup>**

Calcare marnoso di colore avana ocraceo

COMMITTENTE: Dott. Geol. Angelo Paolo Spaziani

RIFERIMENTO: Loc. Campo Imperatore - Frazione di Assergi (AQ)

SONDAGGIO: CAMPIONE: C2

PROFONDITA': m

### MODULO RIASSUNTIVO

#### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	%
Peso di volume	22.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	
Indice dei vuoti	
Porosità	%
Grado di saturazione	%
Limite di liquidità	%
Limite di plasticità	%
Indice di plasticità	%
Indice di consistenza	
Passante al set. n° 40	
Limite di ritiro	%
Classif. CNR-UNI	

#### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia	%
Sabbia	%
Limo	%
Argilla	%
D 10	mm
D 50	mm
D 60	mm
D 90	mm
Passante set. 10	0.0 %
Passante set. 40	0.0 %
Passante set. 200	0.0 %

#### PERMEABILITA'

Coefficiente k cm/sec

#### COMPRESSIONE

$\sigma$	kPa	$\sigma_{Rim}$	kPa
----------	-----	----------------	-----

#### TAGLIO DIRETTO

Prova consolidata-lenta			
c	kPa	$\phi$	°
c Res	kPa	$\phi_{Res}$	°

#### COMPRESSIONE TRIASSIALE

C.D.	$C_d$	kPa	$\phi_d$	°
C.U.	$C'_{cu}$	kPa	$\phi'_{cu}$	°
	$C_{cu}$	kPa	$\phi_{cu}$	°
U.U.	$C_u$	kPa	$\phi_u$	°

#### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	$C_v$ cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec

Calcarenite di colore avana biancastro



**GEORES srl**Via Marittima 406 - 03100 Frosinone  
tel. 0775 871376 - fax. 0775 200685  
laboratorio@geores.itAZIENDA CON  
SISTEMA DI GESTIONE QUALITA'  
UNI EN ISO 9001:2008  
CERTIFICATO DA TUV AUSTRIACertificazione Ufficiale - Settore « A » - Prove di laboratorio sui terreni  
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI  
Decreto 160/19-04-2011 - DPR 246/1993 - Circolare 7618/STC/2010

CERTIFICATO DI PROVA N°: 08001	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 30/06/14	Inizio analisi: 27/06/14
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 706	del 27/06/14	Apertura campione: 27/06/14	Fine analisi: 27/06/14

COMMITTENTE: Dott. Geol. Angelo Paolo Spaziani
RIFERIMENTO: Loc. Campo Imperatore - Frazione di Assergi (AQ)
SONDAGGIO: CAMPIONE: C2 PROFONDITA': m

PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma BS 1377 T 15

Determinazione eseguita mediante fustella tarata**Peso di volume allo stato naturale (media delle due misure) = 22.4 kN/m<sup>3</sup>**

Calcarenite di colore avana biancastro



Studio di Geologia Tecnica e Ambientale  
Dr. Geologo Angelo Spaziani

Albo Geologi Abruzzo sez.A n°551  
Via Fioretta, 37 – 67100 L'Aquila (AQ)  
Tel – Fax: +39.0862.68.672 – mobile: +39.328.84.62.942  
Partita I.V.A. 01814500664  
e mail: angelo.spaziani@libero.it

**REGIONE ABRUZZO**

**COMUNE DI L'AQUILA**

**PROVINCIA DI L'AQUILA**

## **Indagine geofisica tramite tecnica MASW**



**Oggetto: PROGETTO PER LA SOSTITUZIONE DELLA SEGGIOVIA QUADRIPOSTO “Fontari - Campo Imperatore”, CON UNA SEGGIOVIA AD AMMORSAMENTO AUTOMATICO CON VEICOLI A SEI POSTI DENOMINATA “Campo Imperatore – Osservatorio”.**

**Committente: LEITNER S.p.A.**

# Metodologia

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

## Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

## Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

## Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

## Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

## Modi di vibrazione

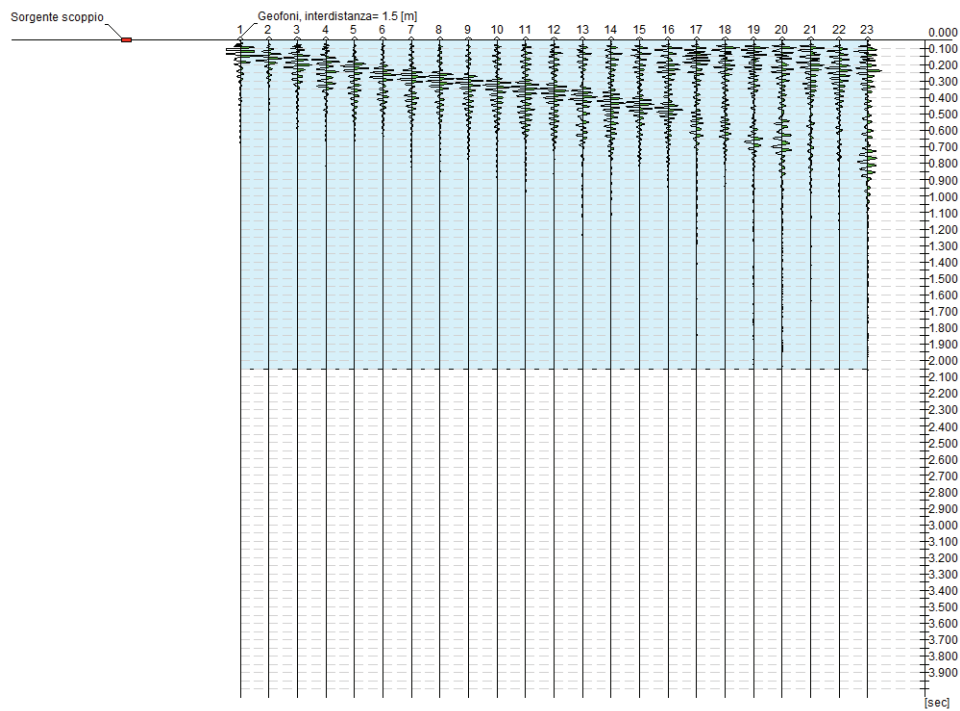
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

### **Profondità di indagine**

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

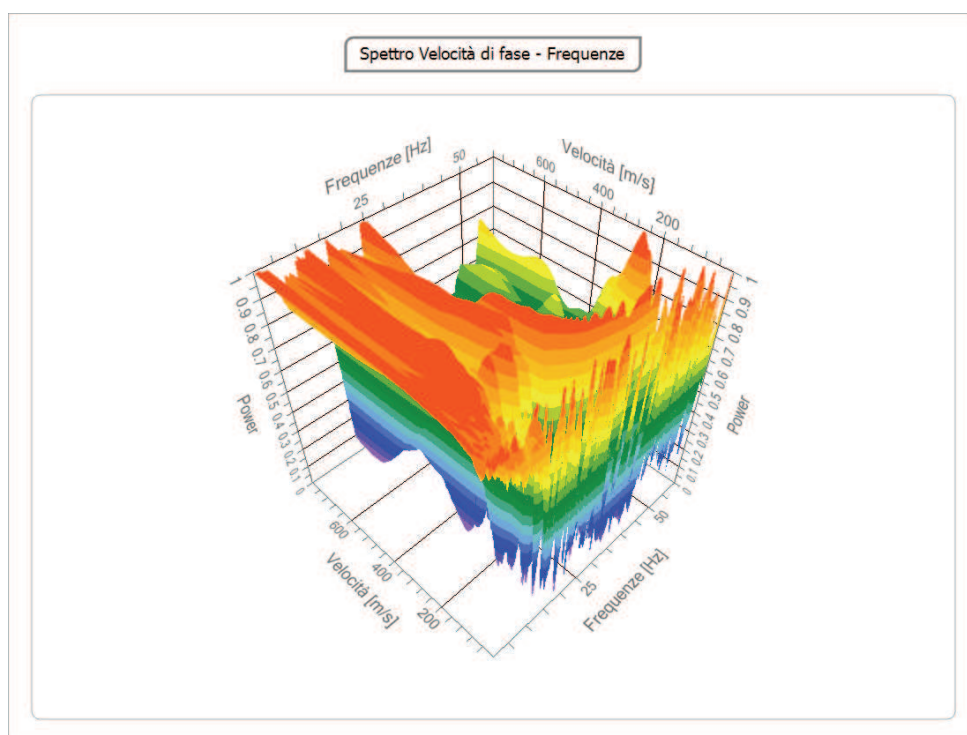
## Tracce

N. tracce	23
Durata acquisizione [msec]	4000.0
Interdistanza geofoni [m]	1.5
Periodo di campionamento [msec]	1.00



## Analisi spettrale

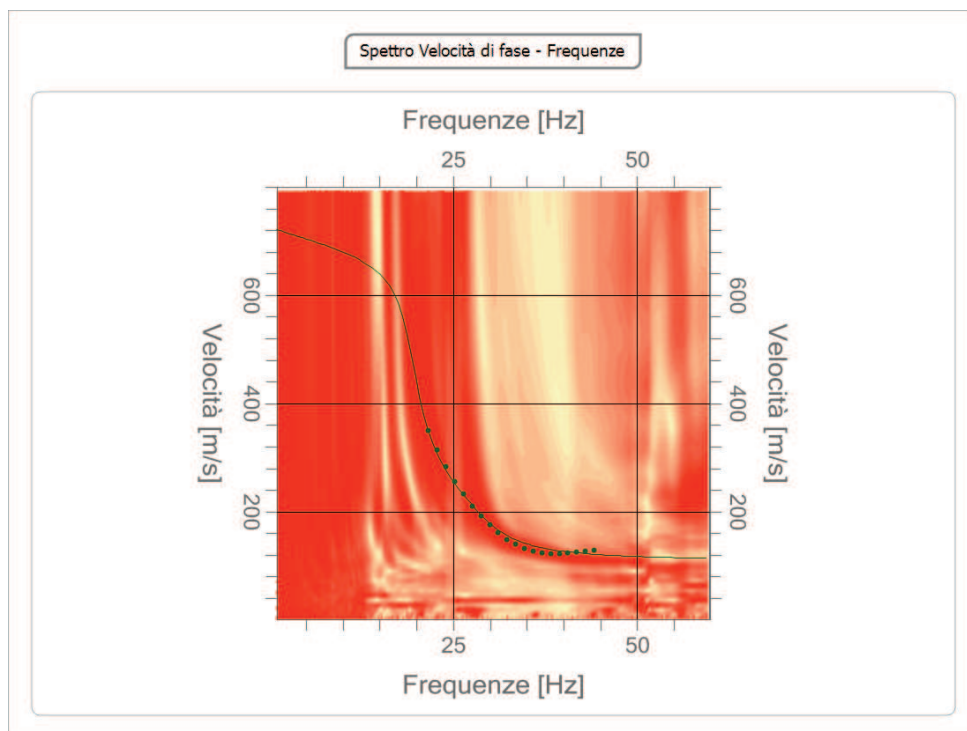
<b>Frequenza minima di elaborazione [Hz]</b>	1
<b>Frequenza massima di elaborazione [Hz]</b>	60
<b>Velocità minima di elaborazione [m/sec]</b>	1
<b>Velocità massima di elaborazione [m/sec]</b>	800
<b>Intervallo velocità [m/sec]</b>	1



### Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	21.7	350.4	0
2	22.8	314.6	0
3	24.0	283.6	0
4	25.2	256.4	0
5	26.4	232.2	0
6	27.6	210.8	0
7	28.8	191.8	0
8	29.9	175.2	0
9	31.1	160.9	0
10	32.3	149.0	0
11	33.5	139.4	0
12	34.7	132.1	0
13	35.9	127.1	0
14	37.1	124.1	0
15	38.2	122.9	0
16	39.4	123.0	0
17	40.6	123.8	0
18	41.8	125.0	0
19	43.0	126.6	0
20	44.2	128.4	0



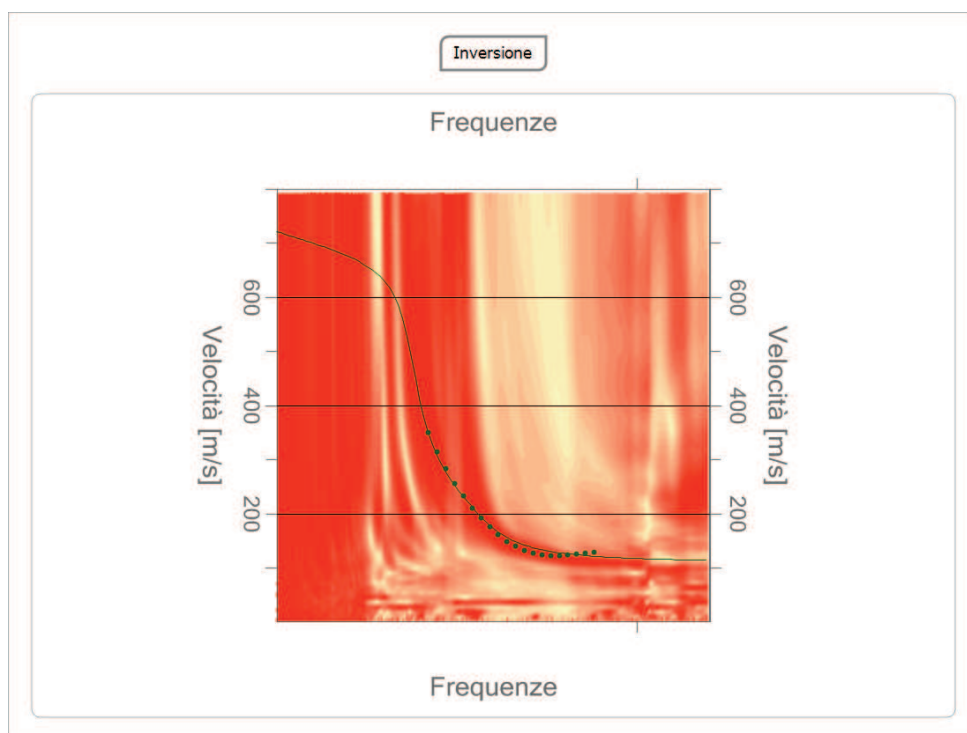


### Sismostratigrafia

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Falda	Vs [m/sec]
1	DEPOSITI DI COPERTURA SCIOLTI	1.55	1.55	No	125.0
2	DEPOSITI CALCAREI FRATTURATI	4.55	3.00	No	455.0
3	DEPOSITI CALCAREI	8.55	4.00	No	658.0
4	DEPOSITI CALCAREI	11.55	3.00	No	710.0
5	DEPOSITI CALCAREI	13.55	2.00	No	735.0
6	DEPOSITI CALCAREI	28.55	15.00	No	755.0
7	DEPOSITI CALCAREI	∞	∞	No	765.0

Percentuale di errore 0.094 %

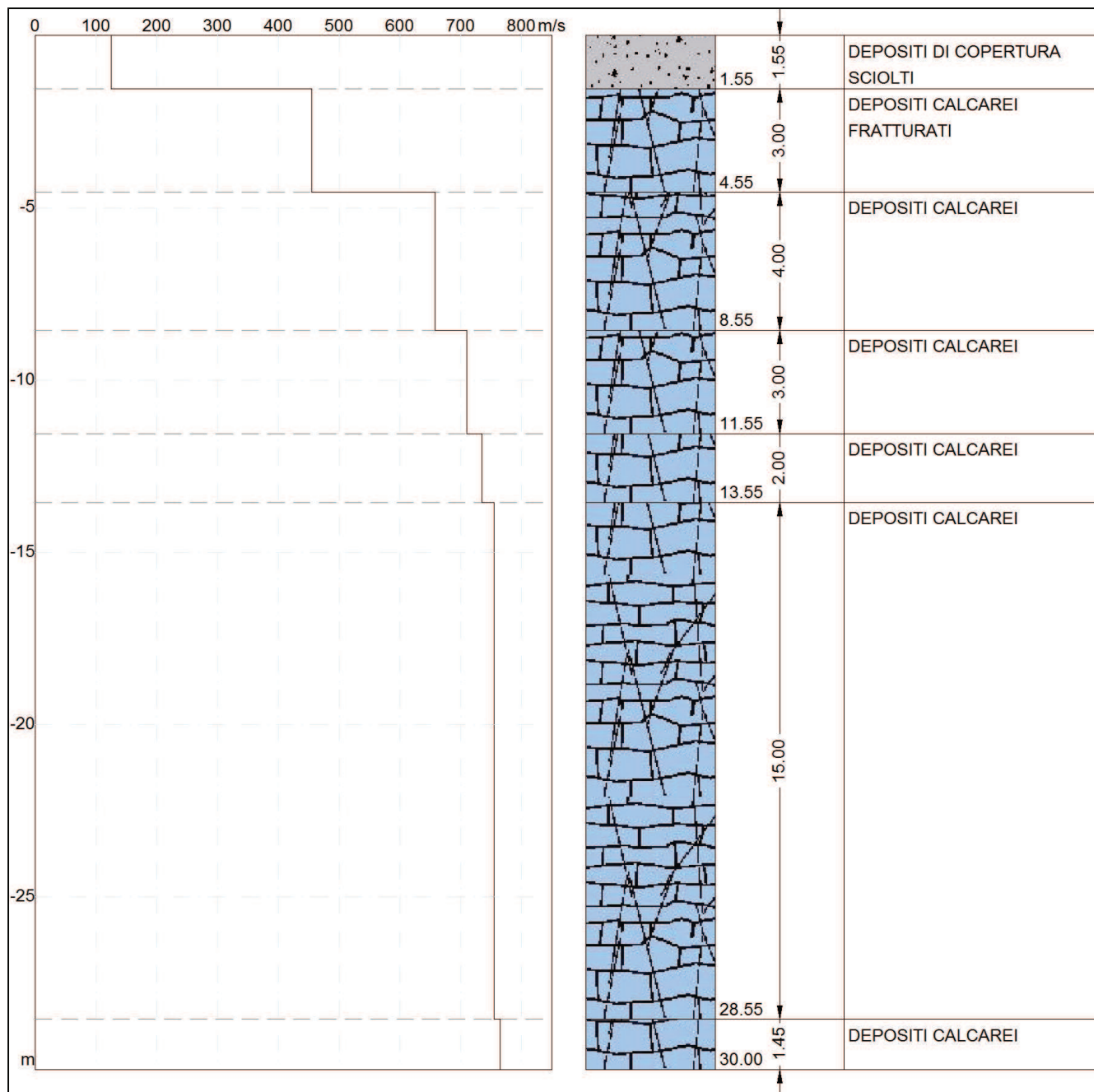
Fattore di disadattamento della soluzione 0.042



## Risultati

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	1.55
<b>Vs30 [m/sec]</b>	691
<b>Categoria del suolo</b>	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).





Studio di Geologia Tecnica e Ambientale  
Dr. Geologo Angelo Spaziani

Albo Geologi Abruzzo sez.A n°551  
Via Fioretta, 37 – 67100 L'Aquila (AQ)  
Tel – Fax: +39.0862.68.672 – mobile: +39.328.84.62.942  
Partita I.V.A. 01814500664  
e mail: angelo.spaziani@libero.it

**REGIONE ABRUZZO**

**COMUNE DI L'AQUILA**

**PROVINCIA DI L'AQUILA**

## **Sismica a rifrazione**



**Oggetto: PROGETTO PER LA SOSTITUZIONE DELLA SEGGIOVIA QUADRIPOSTO “Fontari - Campo Imperatore”, CON UNA SEGGIOVIA AD AMMORSAMENTO AUTOMATICO CON VEICOLI A SEI POSTI DENOMINATA “Campo Imperatore – Osservatorio”.**

**Committente: LEITNER S.p.A.**

## Metodologia

Le indagini di sismica a rifrazione consentono di interpretare la stratigrafia del sottosuolo attraverso il principio fisico del fenomeno della rifrazione totale di un'onda sismica che incide su una discontinuità, individuata fra due corpi aventi proprietà meccaniche diverse (orizzonte rifrattorio). La condizione fondamentale per eseguire studi di sismica a rifrazione è quella per cui la successione di strati da investigare sia caratterizzata da velocità sismiche crescenti all'aumentare della profondità. In questo modo si possono valutare fino a 4 o 5 orizzonti rifrattori differenti.

Le prove si basano sulla misura dei tempi di percorso delle onde elastiche per le quali, ipotizzando le superfici di discontinuità estese rispetto alla lunghezza d'onda o, comunque, con deboli curvature, i fronti d'onda sono rappresentati mediante i relativi raggi sismici. L'analisi si avvale, poi, del principio di Fermat e della legge di Snell.

Il principio di Fermat stabilisce che il raggio sismico percorre la distanza tra sorgente e rilevatore seguendo il percorso per cui il tempo di tragitto è minimo. Per tale principio, dato un piano che separa due mezzi con caratteristiche elastiche diverse, il raggio sismico è quello che si estende lungo un piano perpendicolare alla discontinuità contenente sia la sorgente che il ricevitore.

La legge di Snell è una formula che descrive le modalità di rifrazione di un raggio sismico nella transizione tra due mezzi caratterizzati da diversa velocità di propagazione delle onde o, equivalentemente, da diversi indici di rifrazione. L'angolo formato tra la superficie di discontinuità e il raggio sismico è chiamato angolo di incidenza  $\theta_i$  mentre quello formato tra il raggio rifratto e la superficie normale è detto angolo di rifrazione  $\theta_r$ . La formulazione matematica è:

$$v_2 \sin \theta_i = v_1 \sin \theta_r$$

Dove  $v_1$  e  $v_2$  sono le velocità dei due mezzi separati dalla superficie di discontinuità.

Per  $v_1 > v_2$  si ha che  $\theta_i > \theta_r$  e la sismica a rifrazione non è attuabile poiché il raggio rifratto andrebbe ad inclinarsi verso il basso. Per  $v_1 < v_2$  si ha che  $\theta_i < \theta_r$  ed esiste un angolo limite di incidenza per cui  $\theta_r = 90^\circ$  ed il raggio rifratto viaggia parallelamente alla superficie di discontinuità. L'espressione che definisce l'angolo limite è:

$$\theta_i = \arcsin(v_1 / v_2)$$

Il modo più semplice per analizzare i dati di rifrazione è quello di costruire un diagramma tempi-distanze in cui l'origine del sistema di riferimento è posto in corrispondenza della sorgente di generazione delle onde elastiche. In ascissa sono rappresentate le posizioni dei geofoni ed in ordinata i tempi dei primi arrivi. Ai geofoni più vicini alla sorgente giungono per primi gli impulsi che hanno seguito il percorso diretto in un tempo  $T$  dato dalla relazione

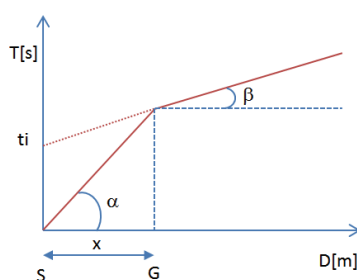
$$T = x_i / V_1$$

dove  $x_i$  è la distanza tra il punto di energizzazione e il punto di rilevazione.

L'equazione precedente rappresenta una retta che passa per l'origine degli assi tempi-distanze e il suo coefficiente angolare consente di calcolare la velocità  $V_1$  del primo mezzo come

$$V_1 = 1 / \tan \alpha$$

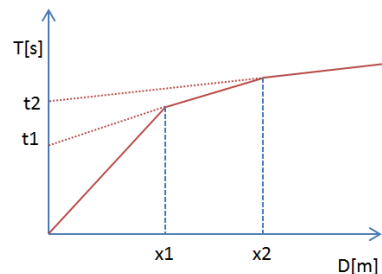
I tempi di arrivo dei raggi rifratti, nel diagramma tempi-distanze, si dispongono secondo una retta che avrà pendenza minore di quella delle onde dirette.



La curva tempi-distanze tende ad avere un andamento regolare secondo una spezzata i cui vertici sono i chiamati *punti di ginocchio* e rappresentano, fisicamente, la condizione in cui si verifica l'arrivo contemporaneo delle onde dirette e

rifratte. Per ciascuno di segmenti individuati si determina, dunque, il tempo di ritardo  $t_i$  che rappresenta la differenza tra il tempo che il raggio sismico impiega a percorrere un tratto alla velocità propria dello strato in cui si trasmette ed il tempo che impiegherebbe a viaggiare lungo la componente orizzontale di quel tratto alla massima velocità raggiunta in tutto il percorso di rifrazione.

Graficamente il tempo di ritardo è dato dall'intersezione della retta che comprende un segmento della curva tempi-distanze con l'asse dei tempi.

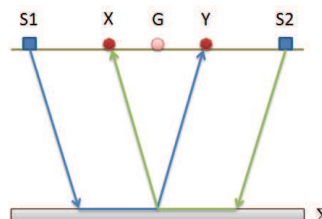


Infine, dalla conoscenza dei tempi  $t_i$  è possibile ricavare gli spessori dei rifrattori mediante la relazione:

$$h_{(i-1)} = \frac{V_{(i-1)}V_i}{2\sqrt{V_i^2 - V_{(i-1)}^2}} \left( t_i - \frac{2h_1\sqrt{V_i^2 - V_1^2}}{V_1V_i} - \dots - \frac{2h_{(i-2)}\sqrt{V_i^2 - V_{(i-2)}^2}}{V_1V_{(i-2)}} \right)$$

In situazioni morfologiche complesse può essere utilizzato come metodo di elaborazione il Metodo Reciproco Generalizzato (Generalized Reciprocal Method) discusso da Palmer nel 1980.

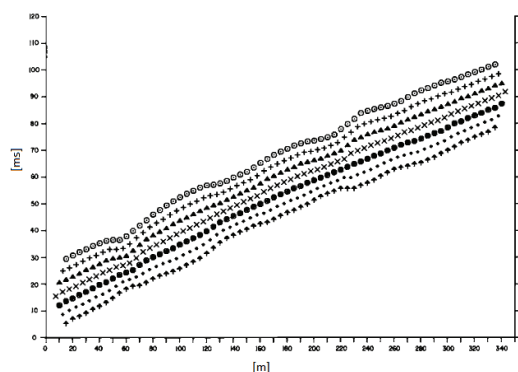
Il metodo è basato sulla ricerca di una distanza intergeofonica virtuale XY tale che i raggi sismici che partono da punti di energizzazione simmetrici rispetto allo stendimento, arrivino al geofono posto in posizione X e a quello posto in posizione Y provenendo da un medesimo punto del rifrattore.



Il primo passo operativo è quello di costruire un diagramma tempi-distanze individuando nei sismogrammi ottenuti dai dati di campagna i primi arrivi delle onde sismiche. Per determinare la distanza XY ottimale è necessario considerare più punti di energizzazione tanto agli estremi quanto all'interno dello stendimento. Ciò permette di individuare con maggiore accuratezza i tempi relativi ad un medesimo rifrattore utili a caratterizzare le dromocrone, fondamentali all'interpretazione. Nelle interpretazioni multi strato, la generazione delle dromocrone può sfruttare tecniche di phantoming per sopperire alla mancanza di dati per alcuni rifrattori.

Dalla costruzione delle dromocrone è possibile determinare **la funzione velocità** secondo l'equazione

$$T_v = \frac{T_{S_1Y} - T_{S_2X} + T_{S_1S_2}}{2}$$



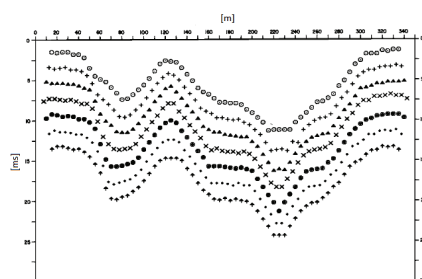
dove  $T_{S1Y}$  e  $T_{S2X}$  sono i tempi di percorrenza dei raggi sismici per giungere, rispettivamente, dalla sorgente S1 ad X e dalla sorgente S2 ad Y mentre  $T_{S1S2}$  è il tempo di tragitto tra i due punti di scoppio S1 ed S2, esternamente simmetrici rispetto allo stendimento.  $T_V$  è il tempo calcolato su un geofono G posto tra X ed Y, non necessariamente coincidente con la posizione di un geofono dello stendimento.

Il calcolo della funzione  $T_V$  viene eseguito per ogni valore di XY compreso tra zero e metà dello stendimento con variazione pari alla distanza reale tra i geofoni dello stendimento. La migliore retta di regressione delle funzioni velocità ottenute, permette di determinare l'XY ottimo e la velocità del rifrattore che è ricavata dal coefficiente angolare.

Per mezzo della **funzione tempo-profondità** è possibile trovare la profondità del rifrattore espressa in unità di tempo. L'espressione di tale funzione è:

$$T_G = \frac{T_{S1Y} + T_{S2X} - \left( T_{S1S2} + \frac{XY}{V_n} \right)}{2}$$

Dove  $V_n$  è la velocità del rifrattore.



Analogamente a quanto avviene per la funzione velocità si determinano diverse funzioni tempo-profondità per l'insieme dei valori XY di studio. Tra le funzioni trovate, quella che presenta la maggiore articolazione compete al valore di XY ottimo.

Infine, è possibile determinare lo spessore del rifrattore in corrispondenza delle posizioni dei geofoni G mediante la relazione:

$$h = T_G \sqrt{\frac{V_n XY}{2T_G}}$$

h rappresenta la profondità minima dal geofono G dunque la morfologia del rifrattore è definita dall'involuppo delle semicirconferenze di raggio h.

Uno dei principali vantaggi del G.R.M. è che il fattore di conversione della profondità è relativamente insensibile alle inclinazioni fino a circa 20°



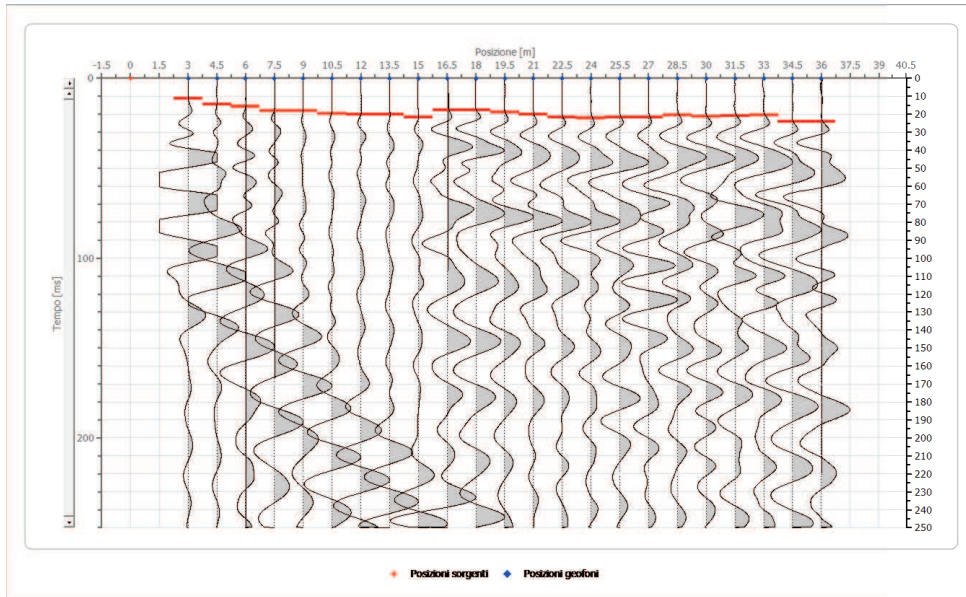
## Geometria geofoni

	Posizione X [m]	Posizione Z [m]
1	3.0	0.0
2	4.5	0.0
3	6.0	0.0
4	7.5	0.0
5	9.0	0.0
6	10.5	0.0
7	12.0	0.0
8	13.5	0.0
9	15.0	0.0
10	16.5	0.0
11	18.0	0.0
12	19.5	0.0
13	21.0	0.0
14	22.5	0.0
15	24.0	0.0
16	25.5	0.0
17	27.0	0.0
18	28.5	0.0
19	30.0	0.0
20	31.5	0.0
21	33.0	0.0
22	34.5	0.0
23	36.0	0.0

## Dati battute

### Battuta 1

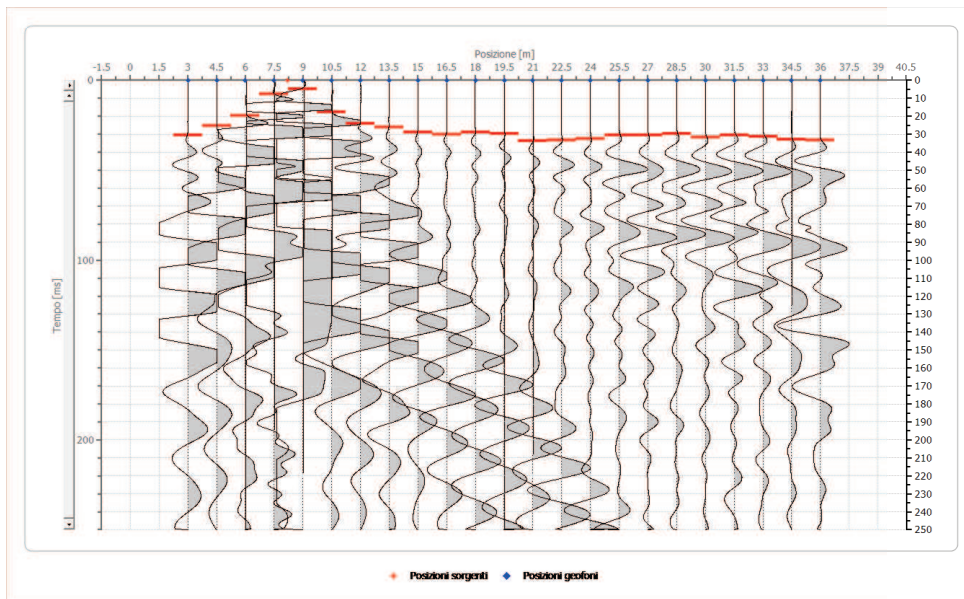
Posizione sorgente 0[m]



Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
3.0	11.1786
4.5	14.4462
6.0	15.7541
7.5	18.0578
9.0	18.0578
10.5	19.4909
12.0	20.2075
13.5	20.0642
15.0	21.4974
16.5	17.6278
18.0	17.7712
19.5	19.0238
21.0	20.0642
22.5	21.6693
24.0	22.1449
25.5	21.8477
27.0	21.6693
28.5	20.5101
30.0	21.1046
31.5	20.9559
33.0	20.3615
34.5	23.9284
36.0	24.0770

## Battuta 2

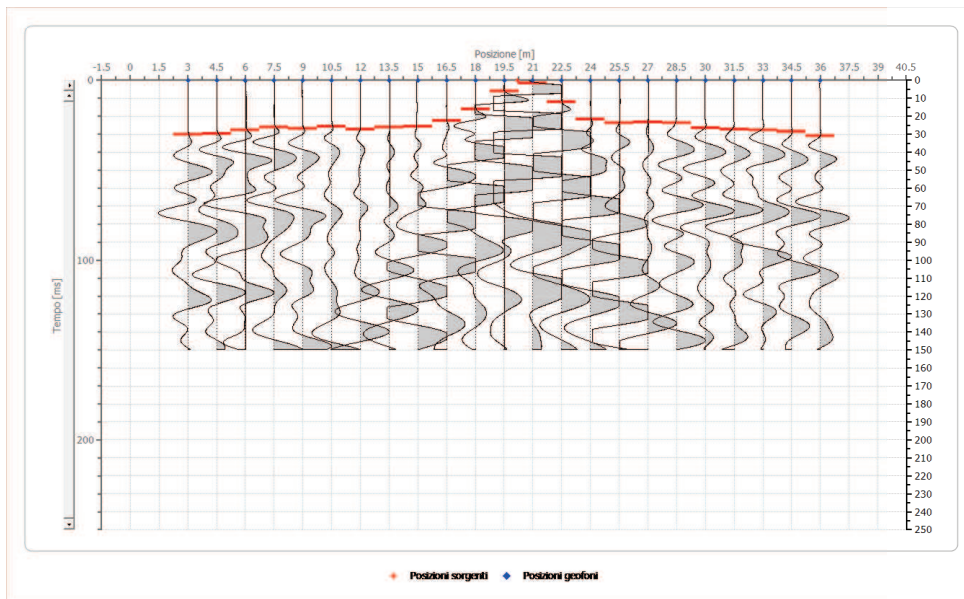
Posizione sorgente 8[m]



Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
3.0	30.4976
4.5	25.2809
6.0	19.6183
7.5	7.4312
9.0	5.0161
10.5	17.4845
12.0	24.2204
13.5	26.0835
15.0	28.8925
16.5	30.0963
18.0	28.8925
19.5	29.8734
21.0	33.5890
22.5	33.1431
24.0	32.5486
25.5	30.6165
27.0	30.6165
28.5	29.6950
30.0	31.8055
31.5	30.6165
33.0	31.2110
34.5	32.9053
36.0	33.1431

### Battuta 3

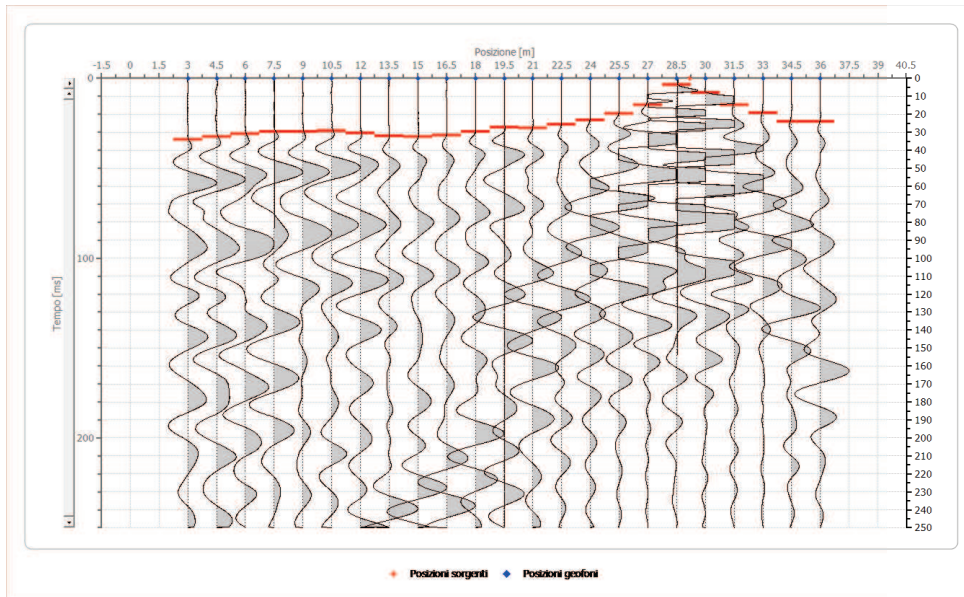
Posizione sorgente 20[m]



Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
3.0	30.0963
4.5	29.6950
6.0	27.6599
7.5	25.9402
9.0	26.8000
10.5	25.6822
12.0	27.1981
13.5	26.1578
15.0	25.6822
16.5	22.5006
18.0	15.9080
19.5	6.1626
21.0	1.6051
22.5	12.0385
24.0	21.6693
25.5	23.6758
27.0	23.2745
28.5	23.6758
30.0	26.6037
31.5	27.3468
33.0	27.6440
34.5	28.6844
36.0	30.8989

#### Battuta 4

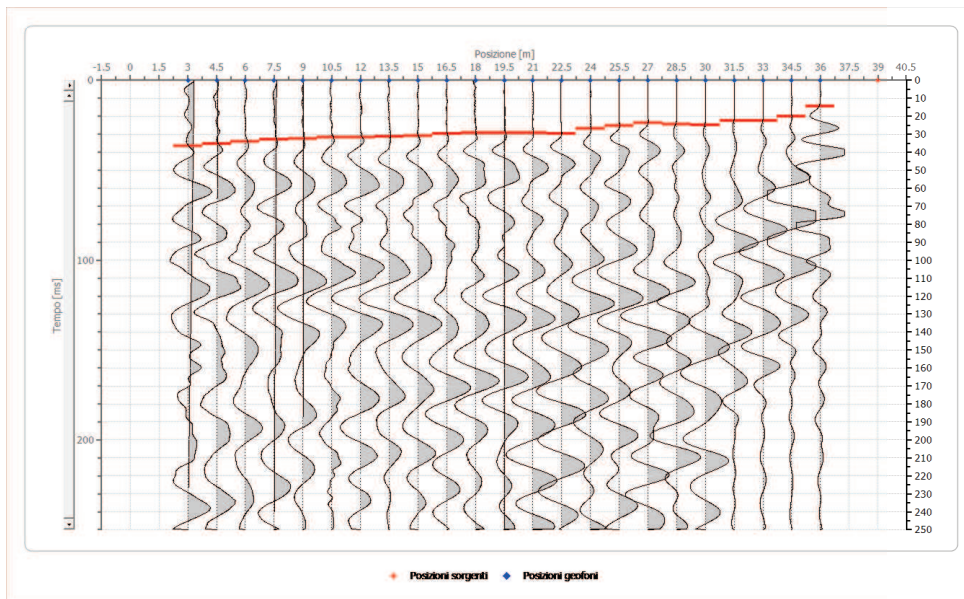
Posizione sorgente 29[m]



Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
3.0	34.1091
4.5	32.5040
6.0	30.8989
7.5	29.7247
9.0	29.7247
10.5	29.1303
12.0	30.3192
13.5	32.2514
15.0	32.5040
16.5	31.5082
18.0	29.8734
19.5	27.3468
21.0	27.4954
22.5	25.6822
24.0	23.3339
25.5	19.6629
27.0	14.8475
28.5	3.6116
30.0	8.0257
31.5	14.8475
33.0	19.3211
34.5	24.0770
36.0	24.2257

## Battuta 5

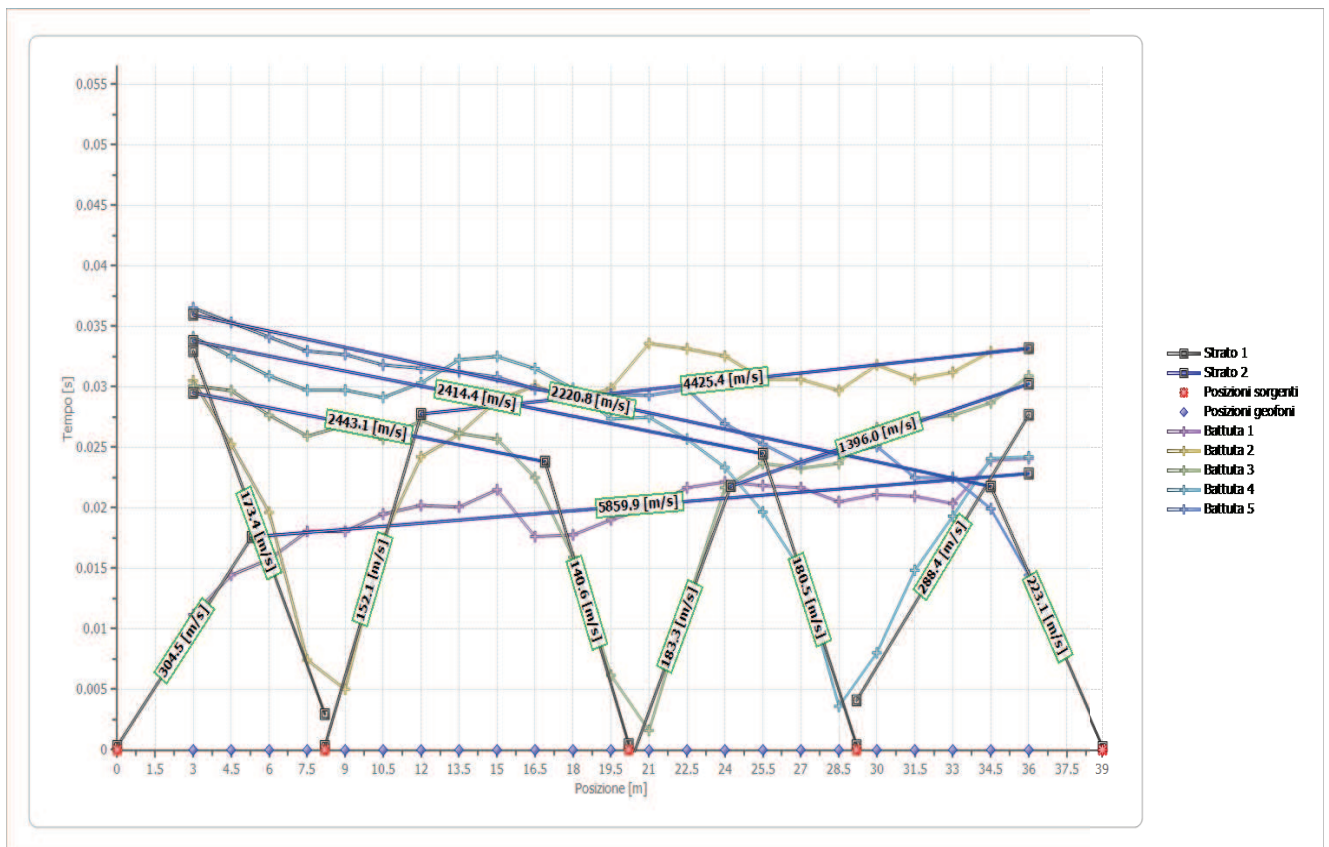
Posizione sorgente 39[m]



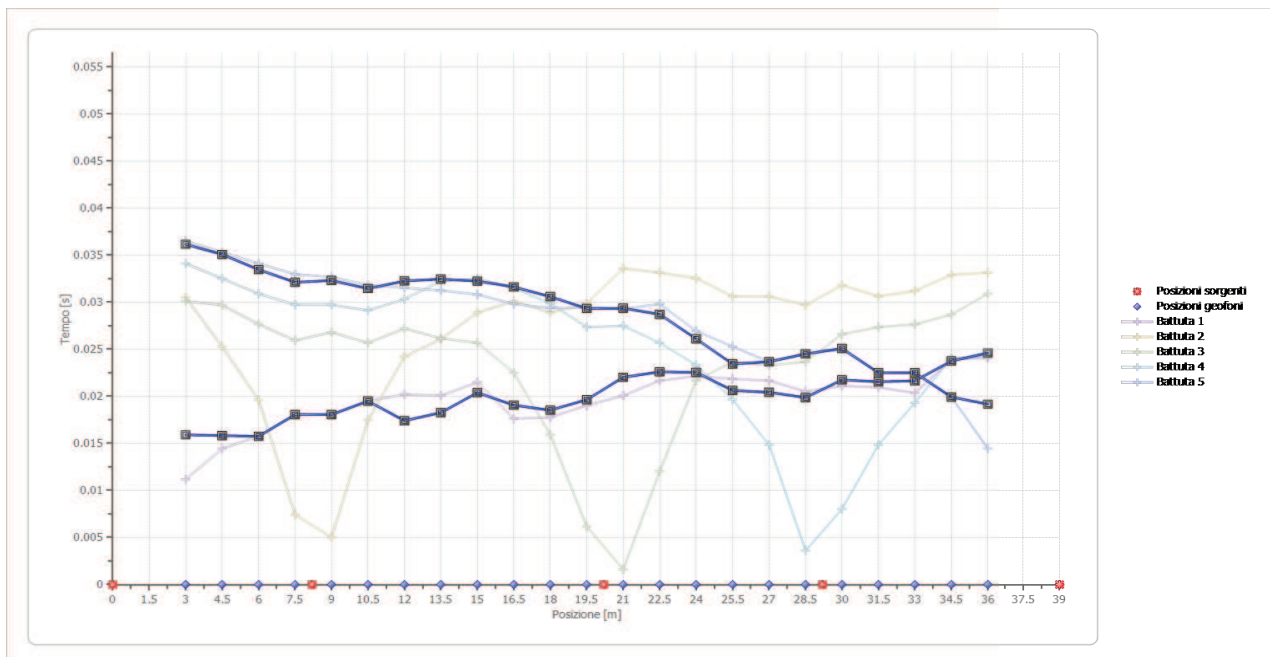
Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
3.0	36.5169
4.5	35.3130
6.0	34.1091
7.5	32.9626
9.0	32.6760
10.5	31.8161
12.0	31.5295
13.5	31.2428
15.0	30.8129
16.5	29.8097
18.0	29.3797
19.5	29.3797
21.0	29.2937
22.5	29.8097
24.0	26.9434
25.5	25.2809
27.0	23.6758
28.5	24.5070
30.0	25.0803
31.5	22.5006
33.0	22.5006
34.5	19.9209
36.0	14.4462



## Dromocrone



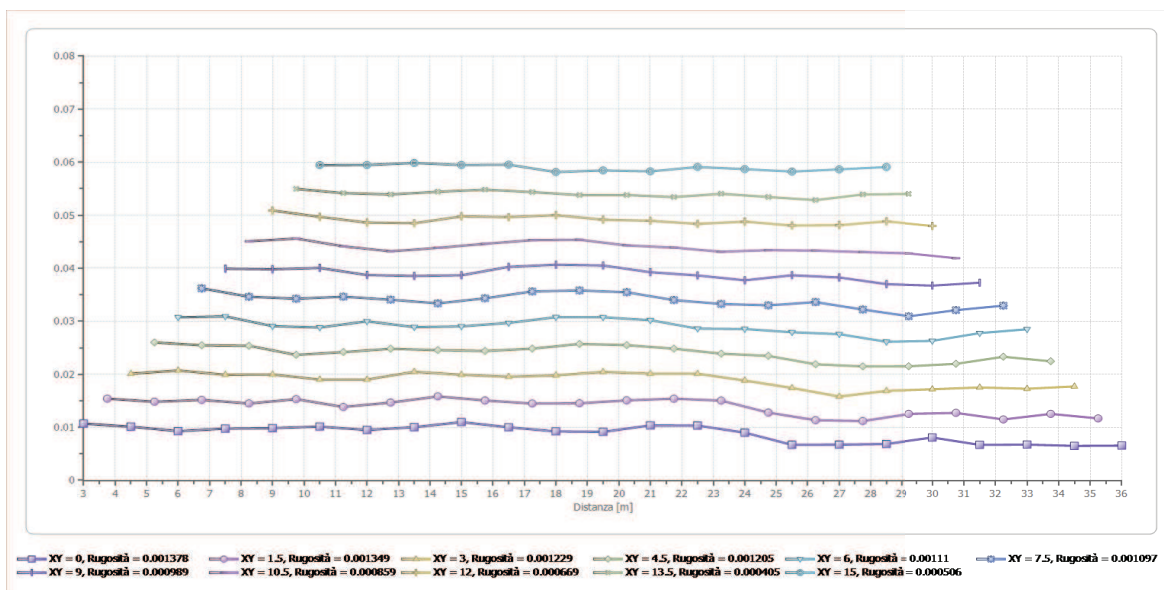
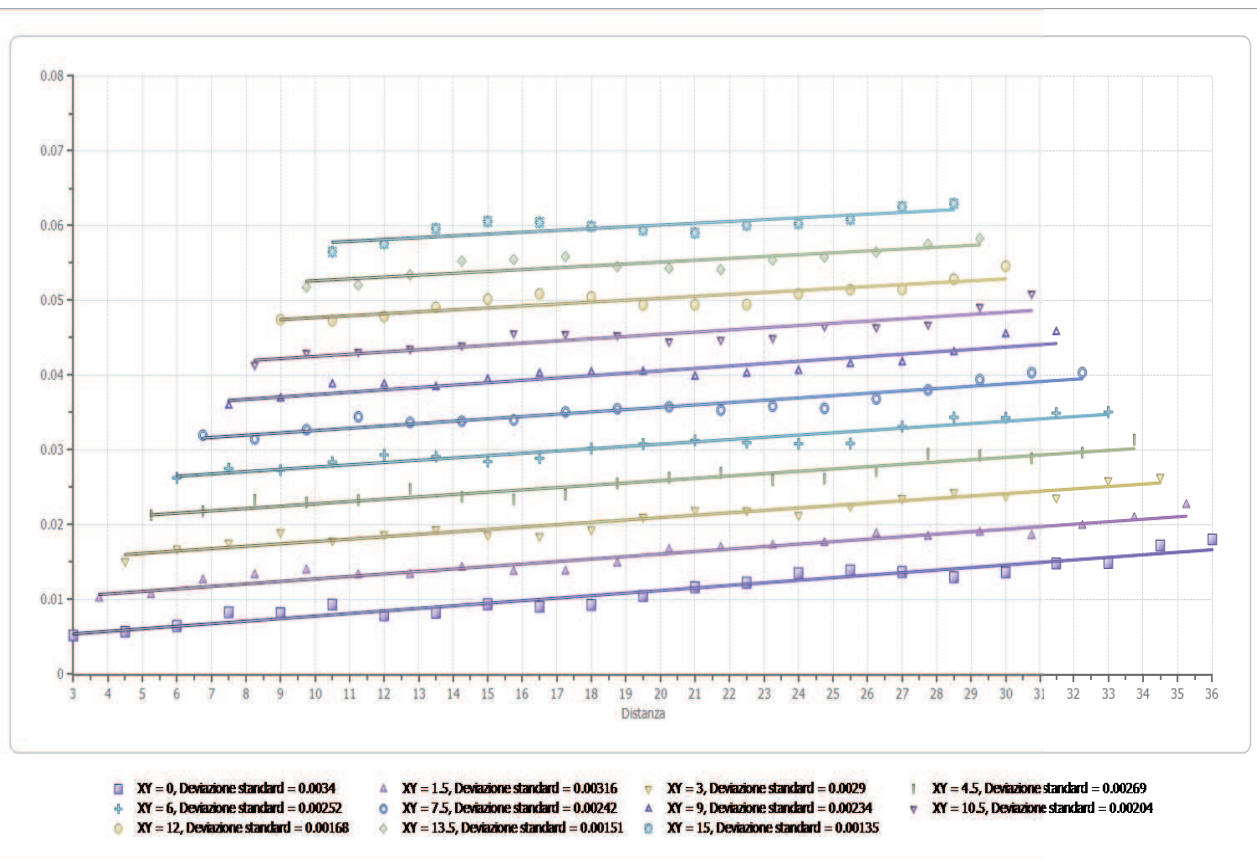
## Dromocrone traslate

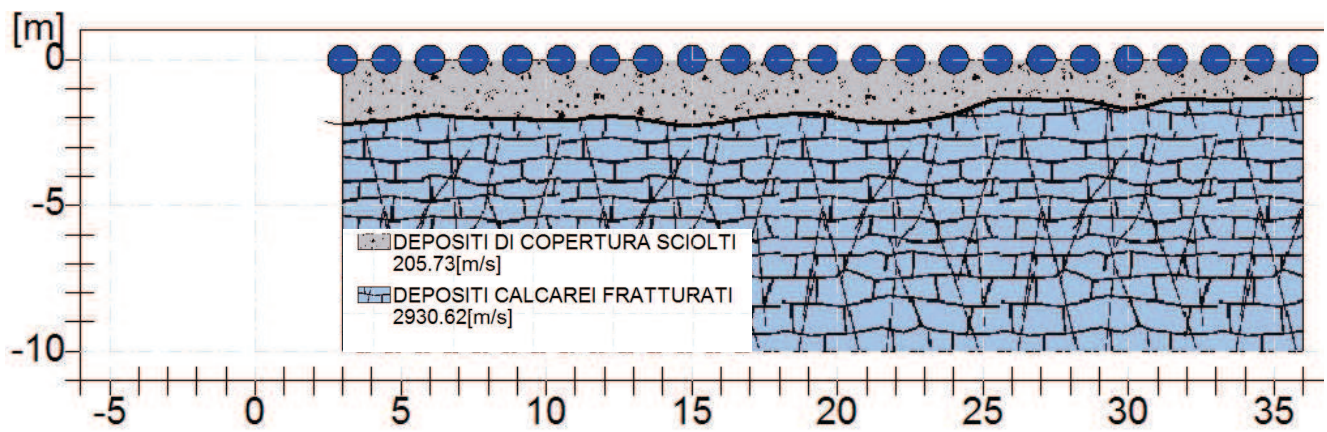




## Interpretazione col metodo G.,R.M.

	Spessore Strato n. 1	Strato n. 2
G= 3.0 [m]	2.2	
G= 4.5 [m]	2.1	
G= 6.0 [m]	1.9	
G= 7.5 [m]	2.0	
G= 9.0 [m]	2.0	
G= 10.5 [m]	2.1	
G= 12.0 [m]	2.0	
G= 13.5 [m]	2.1	
G= 15.0 [m]	2.3	
G= 16.5 [m]	2.1	
G= 18.0 [m]	1.9	
G= 19.5 [m]	1.9	
G= 21.0 [m]	2.1	
G= 22.5 [m]	2.1	
G= 24.0 [m]	1.9	
G= 25.5 [m]	1.4	
G= 27.0 [m]	1.4	
G= 28.5 [m]	1.4	
G= 30.0 [m]	1.7	
G= 31.5 [m]	1.4	
G= 33.0 [m]	1.4	
G= 34.5 [m]	1.3	
G= 36.0 [m]	1.4	
Velocità [m/sec]	205.7	2930.6
Descrizione	DEPOSITI DI COPERTURA SCIOLTI	DEPOSITI CALCAREI FRATTURATI







### Geologia Tecnica e Ambientale

Sede legale: Via C. Casalegno, 7– 67100 L'Aquila (AQ)

Sede operativa: Via Fioretta, 37 – 67100 L'Aquila (AQ)

Tel – Fax: +39.0862.68.672 – mobile: +39.328.84.62.942

Partita I.V.A. 01814500664

e mail: [angelo.spaziani@libero.it](mailto:angelo.spaziani@libero.it)

**PROVINCIA DI L'AQUILA**  
**COMUNE DI L'AQUILA**  
**REGIONE ABRUZZO**

## **Indagine geofisica tramite tecnica HVSR**



**Oggetto: PROGETTO PER LA  
SOSTITUZIONE DELLA SEGGIOVIA  
QUADRIPOSTO “Fontari - Campo  
Imperatore”, CON UNA SEGGIOVIA AD  
AMMORSAMENTO AUTOMATICO CON  
VEICOLI A SEI POSTI DENOMINATA  
“Campo Imperatore – Osservatorio”.**

**Committente: LEITNER S.p.A.**

### **Cenni sulla teoria della tecnica HVSR**

La tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo Vs30 attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

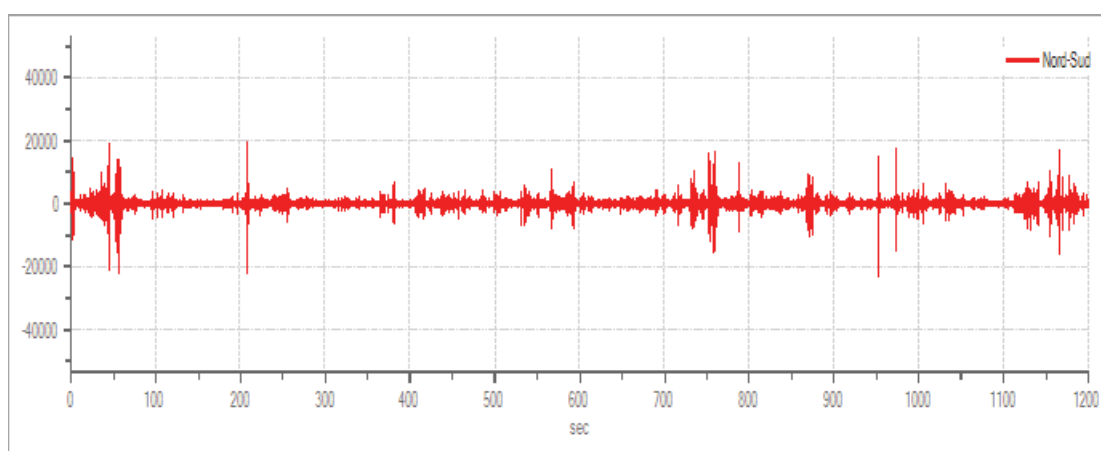
L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo Vs30.

## Tracce in input

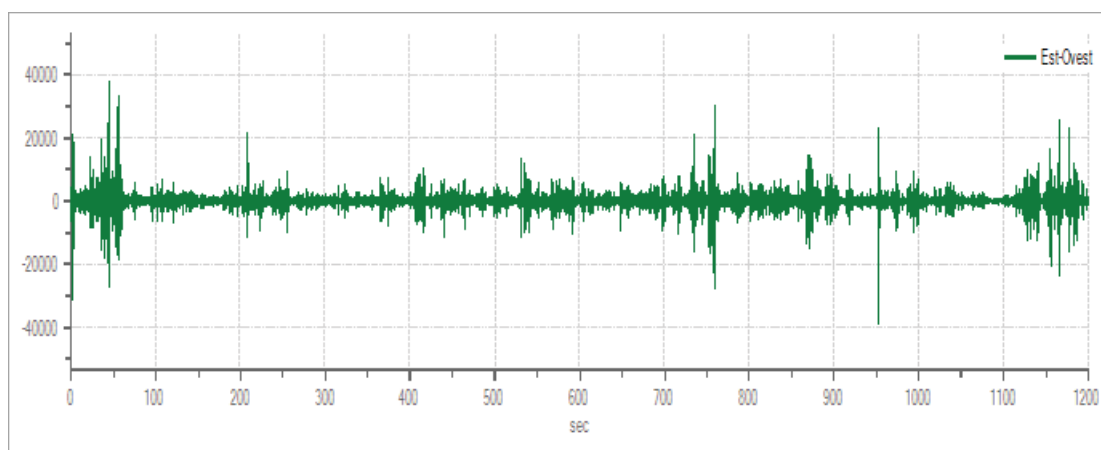
### Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3  
Durata registrazione: 1200 s  
Frequenza di campionamento: 300.00 Hz  
Numero campioni: 360000  
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

### Grafici tracce:

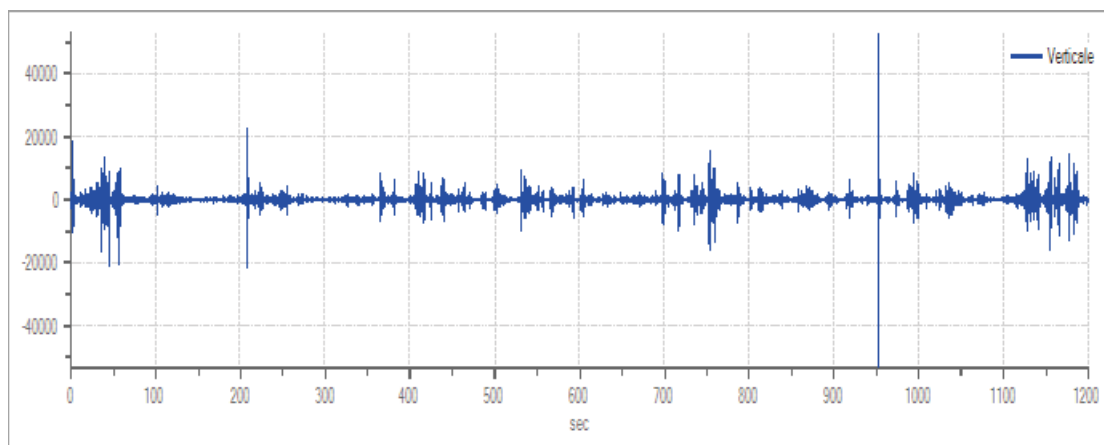


Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest





Traccia in direzione Verticale

### Finestre selezionate

#### Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 53

Numero finestre incluse nel calcolo: 42

Dimensione temporale finestre: 21.000 s

Tipo di lisciamiento: Media mobile

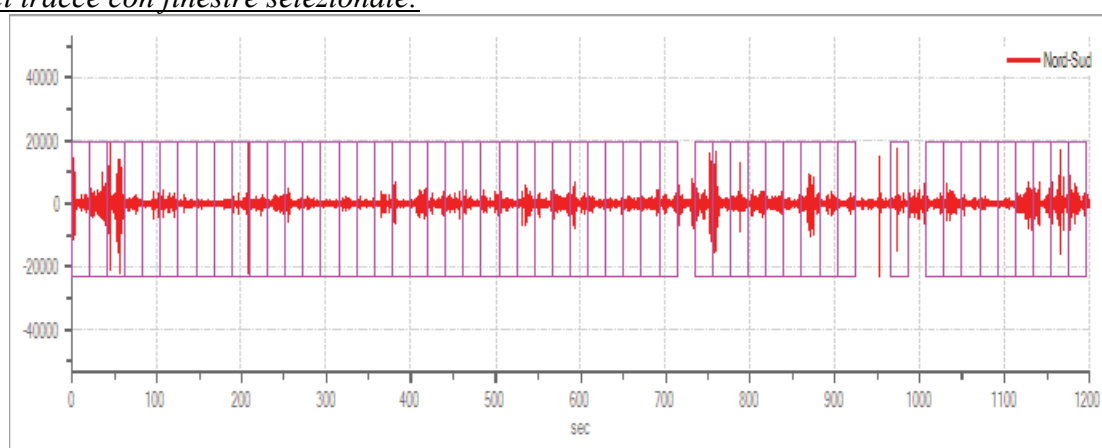
Percentuale di lisciamiento: 5.00 %

#### Tabella finestre:

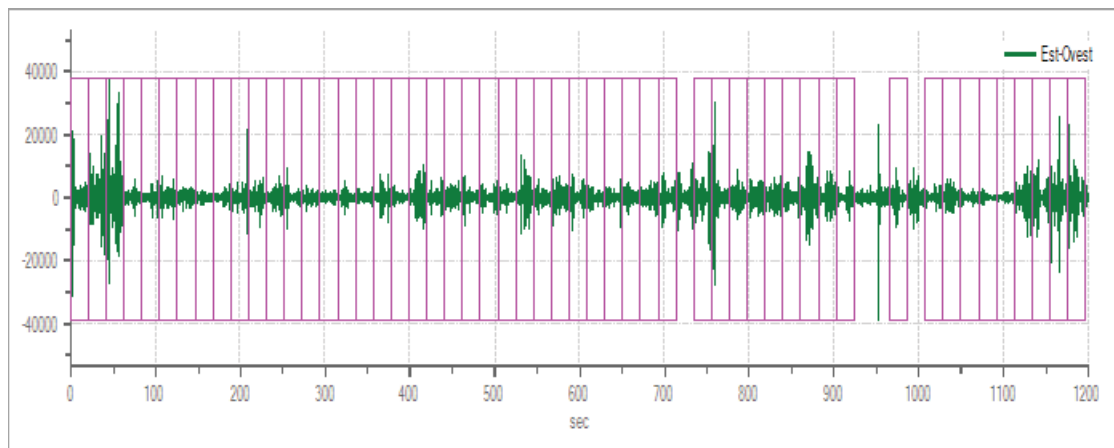
Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	0	21	Inclusa
2	21	42	Inclusa
3	42	63	Inclusa
4	63	84	Inclusa
5	84	105	Esclusa
6	105	126	Esclusa
7	126	147	Inclusa
8	147	168	Inclusa
9	168	189	Inclusa
10	189	210	Inclusa
11	210	231	Inclusa
12	231	252	Inclusa
13	252	273	Inclusa
14	273	294	Inclusa
15	294	315	Inclusa
16	315	336	Inclusa
17	336	357	Inclusa
18	357	378	Inclusa
19	378	399	Inclusa
20	399	420	Inclusa
21	420	441	Esclusa
22	441	462	Inclusa
23	462	483	Inclusa

24	483	504	Inclusa
25	504	525	Inclusa
26	525	546	Esclusa
27	546	567	Inclusa
28	567	588	Inclusa
29	588	609	Inclusa
30	609	630	Inclusa
31	630	651	Inclusa
32	651	672	Esclusa
33	672	693	Inclusa
34	693	714	Inclusa
35	735	756	Esclusa
36	756	777	Esclusa
37	777	798	Inclusa
38	798	819	Esclusa
39	819	840	Inclusa
40	840	861	Inclusa
41	861	882	Inclusa
42	882	903	Inclusa
43	903	924	Inclusa
44	966	987	Esclusa
45	1008	1029	Inclusa
46	1029	1050	Inclusa
47	1050	1071	Inclusa
48	1071	1092	Inclusa
49	1092	1113	Inclusa
50	1113	1134	Esclusa
51	1134	1155	Esclusa
52	1155	1176	Inclusa
53	1176	1197	Inclusa

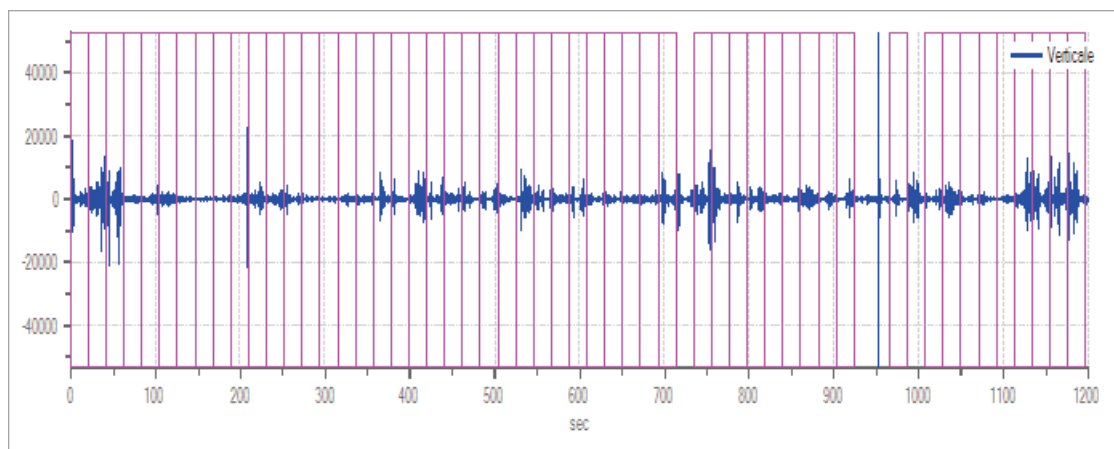
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

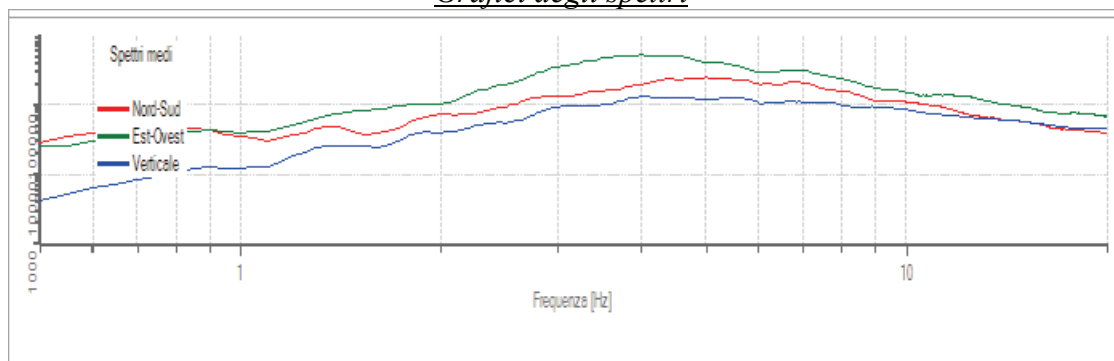


Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

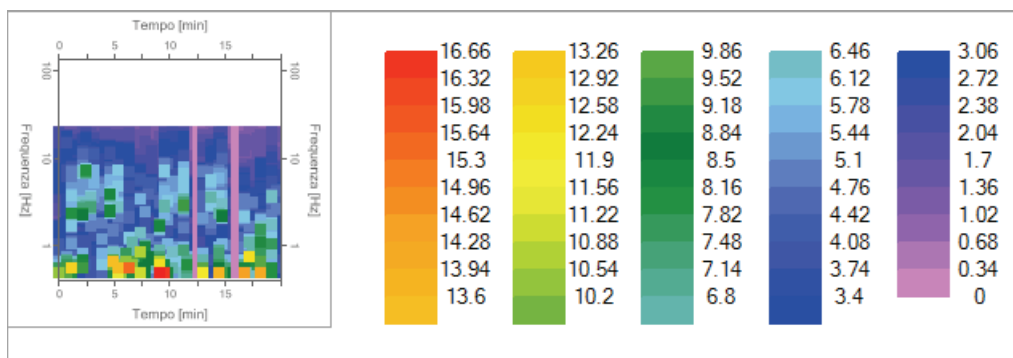


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

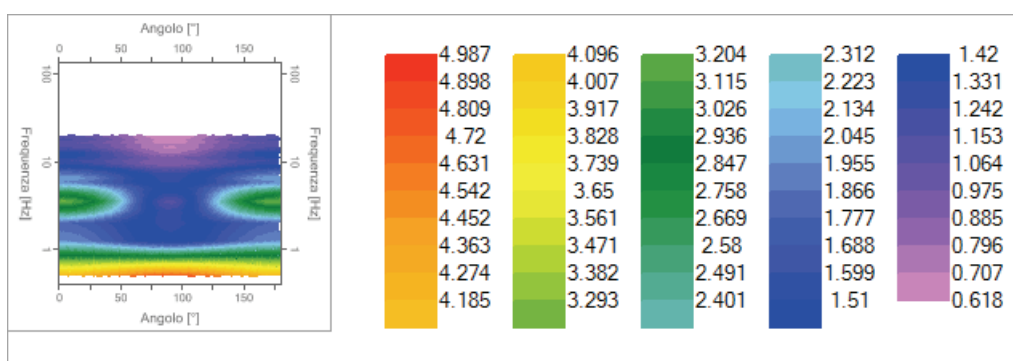
### Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

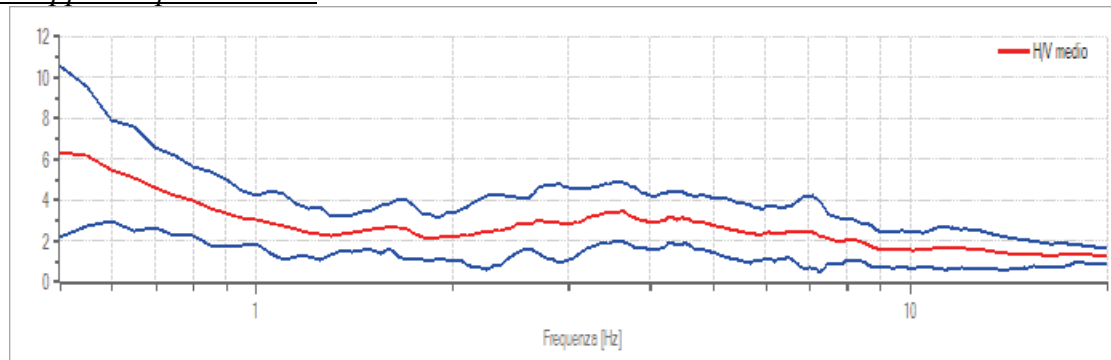
## Rapporto spettrale H/V

### Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 20.00 Hz  
 Frequenza minima: 0.50 Hz  
 Passo frequenze: 0.05 Hz  
 Tipo lisciamiento:: Media mobile  
 Percentuale di lisciamiento: 5.00 %  
 Tipo di somma direzionale: Media quadratica

**Risultati:**

Frequenza del picco del rapporto H/V:  $0.50 \text{ Hz} \pm 0.66 \text{ Hz}$

Grafico rapporto spettrale H/V

Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5 \text{ Hz}$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5 \text{ Hz}$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok



# PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

"FENOMENI GRAVITATIVI E PROCESSI EROSIVI"

L. 18.05.1989 n.183, art. 17, comma 6 ter e s.m.i.



Stralcio Carta Geomorfologica -  
PAI regione Abruzzo - Foglio 349E

## LEGENDA

Area oggetto di intervento

FORME STRUTTURALI	Orto di scarpata di faglia	TTTT
	Orto di scarpata con influenza strutturale	TTTTTT
	Orto di scarpata di linea di faglia	TTTT
	Orto di scarpata con influenza strutturale interessata da caduta di detrito	TTTTTT

	STATO DI ATTIVITA'		
	ATTIVO	QUIESCENTE	NON ATTIVO
FORME E PROCESSI E DEPOSITI GRAVITATIVI DI VERSANTE	Orto di scarpata di degradazione v/o di frana	TTTT	TTTT
	Tirreno o fessura	TTTT	TTTT
	Frattura di trazione	TTTT	TTTT
	Versante interessato da deformazione profonda	TTTT	TTTT
	Versante interessato da deformazione superficiale lente	TTTT	TTTT
	Corpo di frana di crollo e ribaltamento	TTTT	TTTT
	Corpo di frana di scorrimento: (a) Transito (b) Rotazionale	TTTT	TTTT
	Corpo di frana di colamento	TTTT	TTTT
	Corpo di frana di genere complesso (inclusi fenomeni di trasporto e di massa)	TTTT	TTTT
	Piccola frana o gruppo di piccole frane non classificate	TTTT	TTTT
	Corrispondenza significativa nel corpo di frana	TTTT	TTTT

FORME E PROCESSI E DEPOSITI PER ACQUE CORRENTI E SUBSISTEMI	Orto di scarpata di erosione fluviale o torrentizia	TTTT
	Alveo con erosione laterale o sponda in erosione	TTTT
	Alveo con tendenza all'approfondimento	TTTT
	Solco da ruscellamento concentrato	TTTT
FORME CAUSICHE	Superficie a calanchi e forme simili	TTTT
	Superficie con forme di dilavamento prevalentemente diffuso	TTTT
	Superficie con forme di dilavamento prevalentemente concentrato	TTTT
	Conode alluvionale	TTTT
FORME E PROCESSI E DEPOSITI OROGRAFICI	Cono di origine mista	TTTT
	Depressione palustre	TTTT
	Dolma	TTTT
	Campo di doline	TTTT
FORME E PROCESSI E DEPOSITI GIGANTI	Inghiottitore	TTTT
	Forme di erosione	TTTT
	Canalone di valanga	TTTT
	Rock glacier	TTTT
FORME E PROCESSI E DEPOSITI COSTIERI	Orto di scarpata	TTTT
	Orto di circo	TTTT
	Orto di scarpata di erosione marina	TTTT
	Orto di scarpata artificiale	TTTT
FORME E PROCESSI E DEPOSITI ANTROPICI	Terrazzamento agrario	TTTT
	Sbaramento	TTTT
	Lago artificiale	TTTT
	Cavità sotterranee naturali e/o antropiche	TTTT



Stralcio Carta della Pericolosità - PAI regione Abruzzo - Foglio 349E

## LEGENDA

Area oggetto di intervento

### CLASSI DI PERICOLOSITA'

#### P1 PERICOLOSITA' MODERATA

Aree interessate da Dissesti con bassa possibilità di riattivazione.

#### P2 PERICOLOSITA' ELEVATA

Aree interessate da Dissesti con alta possibilità di riattivazione.

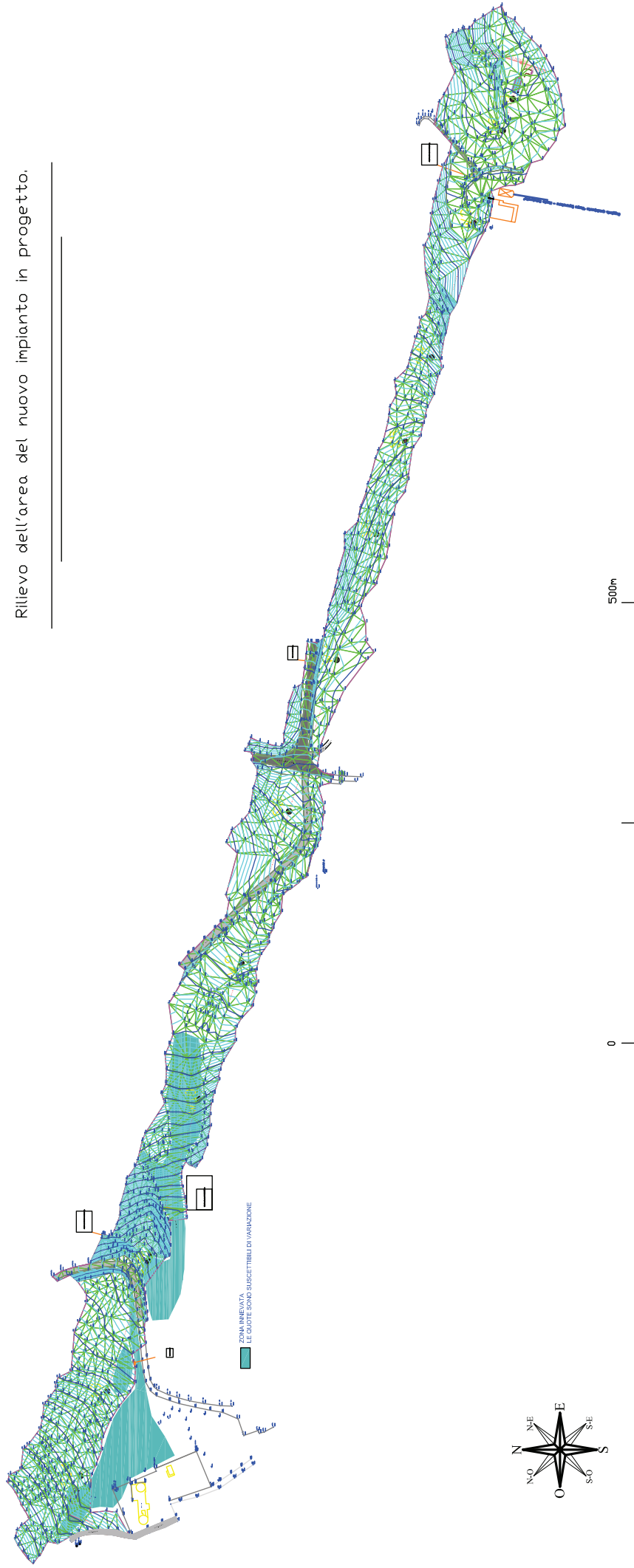
#### P3 PERICOLOSITA' MOLTO ELEVATA

Aree interessate da Dissesti in attività o riattivati stagionalmente.

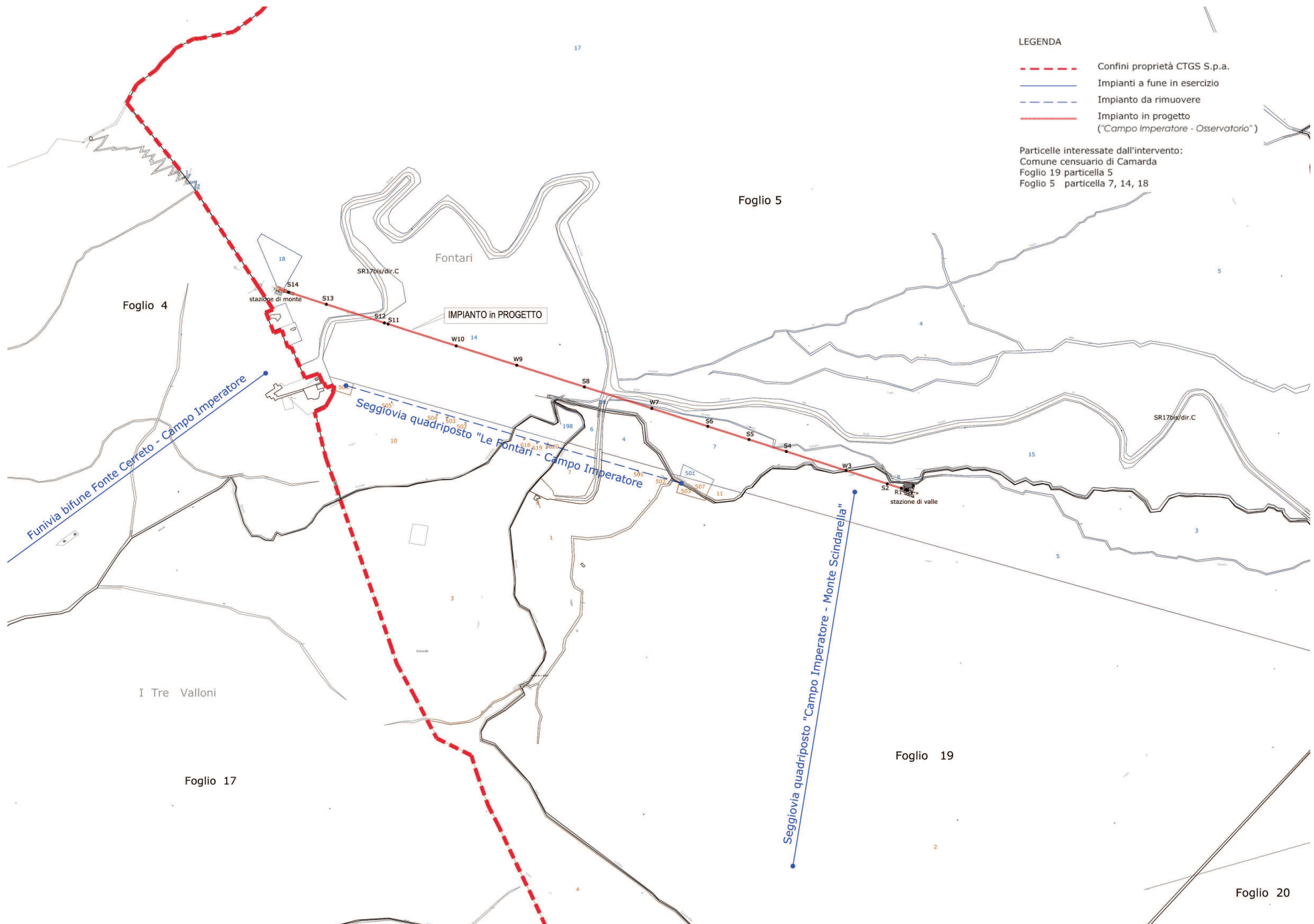
#### PS PERICOLOSITA' DA SCARPATA

Aree interessate da Dissesti generati da Scarpatate.





# Planimetria catastale



Profilo longitudinale dell'impianto

