



Regione del Veneto  
Provincia di Vicenza  
Comune di Monte di Malo

**RISTRUTTURAZIONE, EFFICIENTAMENTO  
ENERGETICO ED AMPLIAMENTO DELLA  
PALESTRA COMUNALE**

**PROGETTO ESECUTIVO**



Il progettista generale:  
**Ing. Lorenzo Righele**  
(firmato digitalmente)

Gruppo di lavoro:  
**Ing. Lorenzo Righele**  
**Ing. Elisa Cocco**  
**Arch. G.M. Chemello**  
**Geom. Maurizio Canzian**  
**Geom. Martina Dell'Otto**  
**Geom. Christian Fontana**

Il geologo:  
**Geol. Mario Capeti**  
(firmato digitalmente)

Il RUP:  
**geom. Paolo Rossato**  
(firmato digitalmente)

TITOLO ELABORATO

**RELAZIONE GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOTECNICI**

REVISIONE:

n° \_\_\_\_\_ del \_\_\_\_\_

n° \_\_\_\_\_ del \_\_\_\_\_

n° \_\_\_\_\_ del \_\_\_\_\_

n° \_\_\_\_\_ del \_\_\_\_\_

DATA:

28/02/2019

FILE:

Z:\Lorenzo Clienti\Comune di Monte di Malo\H - progetto esecutivo  
palestra\ARC\282-H-ARC-DOC06.1.0 Relazione geologica con elementi  
geotecnici.docx

ELABORATO:

geol. Mario Capeti

VERIFICATO:

geol. Mario Capeti

APPROVATO:

geol. Mario Capeti

2019/031

282-H-ARC-DOC06.1.0



**REGIONE DEL VENETO**  
**Provincia di Venezia**

**Geol. Mario Capeti**



**Comune di Monte di Malo**

Relazione geologica con elementi geotecnici a corredo del progetto per la ristrutturazione, efficientamento energetico ed ampliamento della palestra comunale ubicata in via Milano e studio di risposta sismica locale e misura della frequenza di vibrazione strutturale a corredo del progetto per la verifica sismica di due edifici, in via Europa, interventi entrambi ubicati in comune di Monte di Malo, provincia di Venezia.

**RELAZIONE GEOLOGICA con ELEMENTI GEOTECNICI**

*(NTC 17/gennaio/2018)*



**Geol. Mario Capeti**

Committente: **Ing. Lorenzo Righele**

Data: 28 febbraio 2019

ing L  
eolog  
enta  
e  
a co  
amb



gen  
e p

one

- e pr  
'ass  
e le  
le p



- Verificare la compatibilità e sostenibilità degli interventi di progetto in relazione alla dinamica delle componenti del territorio di cui ai punti precedenti;
- Fornire al Progettista i parametri tecnici necessari per la corretta scelta e dimensionamento delle strutture fondazionali.

Considerata la necessità di procedere al previsto aggiornamento delle «Nuove Norme tecniche per le costruzioni» di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008, il 20 febbraio 2018 entra definitivamente in vigore il **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018** (supplemento ordinario n. 8 Gazzetta ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018) recante **"Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni"**.

Tale norma rappresenta l'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, allegato al presente decreto. **Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.**

Rimane invariato il concetto di Stato Limite, ovvero la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata e prevede, per la definizione del grado di sicurezza, un approccio di tipo semiprobabilistico, o di primo livello, adottando i cosiddetti coefficienti parziali di sicurezza (**CP**). Salvo alcuni casi particolari, il concetto di tensioni ammissibili, previsto nel **D.M. 11.03.1988**, non è più adottabile. Il presente elaborato è stato svolto in ottemperanza al **D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni"**.

Dal punto di vista generale, la vigente normativa in materia di geologia, geotecnica e risposta sismica locale è regolata dal **Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008** (supplemento ordinario n. 30 Gazzetta ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2007) recante **"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"**.

Più specificatamente, è stata approvata la legge di conversione del decreto-legge 31 dicembre 2007, n°248 (Decreto Milleproroghe) che all'articolo 20 prevede un periodo transitorio per le norme tecniche per le costruzioni. Il testo dell'articolo 20 è stato formulato in sette commi e in particolare:

- il comma 1 definisce che il periodo transitorio in cui è possibile continuare ad utilizzare i decreti ministeriali del 1996 viene traslato al 30 giugno 2009. Con la nuova formulazione, sino al **30 giugno 2009** potranno essere utilizzate sia le nuove norme tecniche di cui al **D.M. 14 gennaio 2008** sia le precedenti approvate con **D.M. 14 settembre 2005**, sia le norme di cui al **D.M. del 9**





**gennaio 1996**, al **D.M. 16 gennaio 1996**, al **D.M.16 gennaio 1996** (costruzioni in zone sismiche), al **D.M. 11 marzo 1988** (terreni, rocce e stabilità dei pendii);

- il comma 4 precisa che le indicazioni di cui ai punti precedenti (in particolare comma 1) **non operano per le verifiche tecniche e le nuove progettazioni degli interventi relativi agli edifici di interesse strategico** e alle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, nonché relativi agli edifici ed alle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso.

Dal punto di vista operativo, l'impostazione metodologica adottata per il presente studio è stata articolata come di seguito esposto:

- acquisizione ed esame critico degli elaborati progettuali preliminari;
- rilievo geomorfologico, geologico ed idrogeologico speditivo dell'area;
- indagine geognostica "*in situ*";
- elaborazione e interpretazione dei dati sperimentali;
- valutazione della capacità portante del terreno e verifica preliminare dei cedimenti;
- sintesi e prescrizioni per le opere di progetto.

Le ipotesi e le valutazioni tecniche formulate nel presente elaborato devono essere intese come inquadramento preliminare per il dimensionamento e la valutazione della fattibilità delle opere di progetto. Per la stesura della presente relazione tecnica, oltre a riferimenti di archivio e bibliografici, sono stati utilizzati i dati sperimentali e le osservazioni derivanti dai rilevamenti e dalle prove "*in situ*" effettuati nel mese di agosto 2016 per quanto concerne i due edifici da adeguare sismicamente e nel mese di dicembre 2018 per quanto concerne l'ampliamento della palestra.



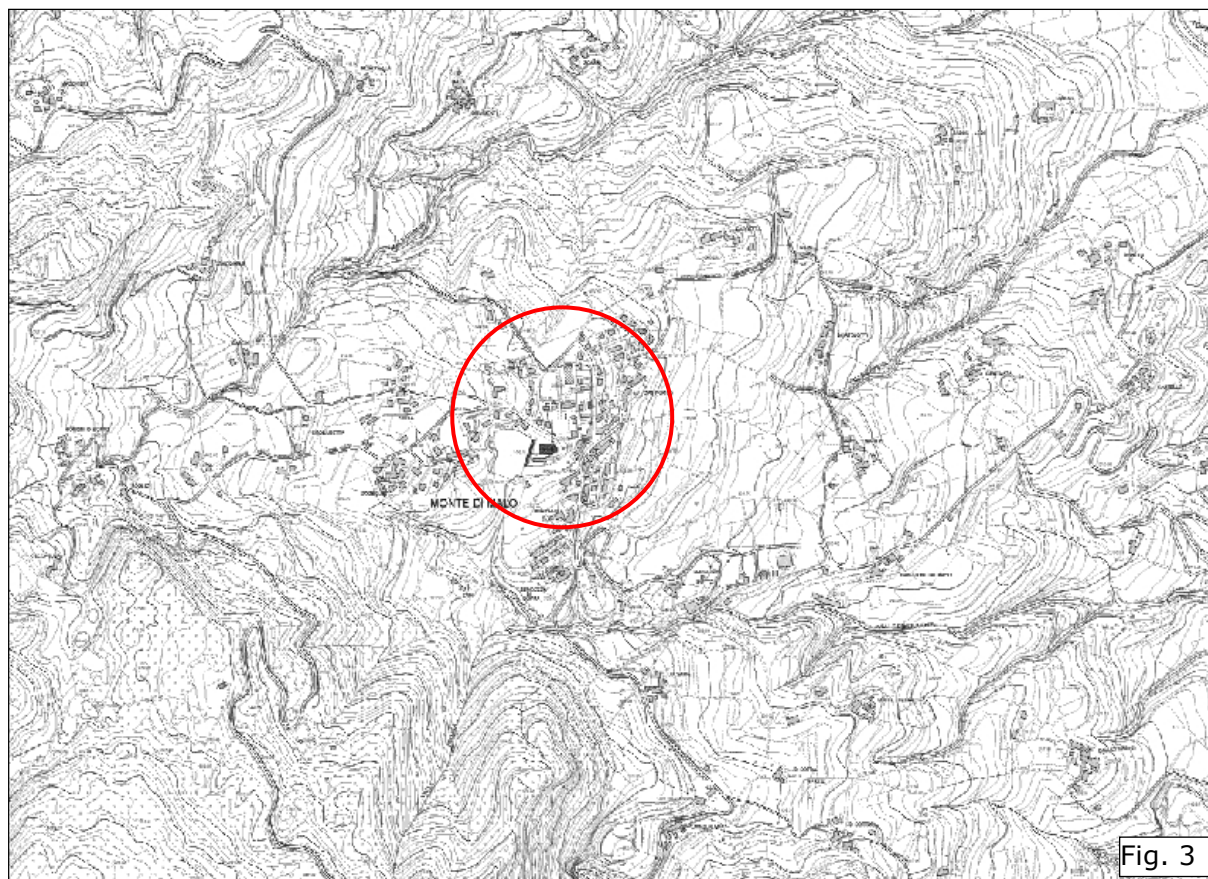
## 2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

### 2.1 Ubicazione e caratteri geomorfologici principali

La zona di indagine è ubicata in vaa Milano e via Europa, nel comune di Monte di Malo, in una area montuosa posta a circa 30 km a Nord di Vicenza. L'area si presenta antropizzata.

La Fig. 2, estratto di ortofoto a colori: riportata a seguire, illustra i dintorni dell'area oggetto di studio.





(Fig. 3 Corografia estratto da C.T.R.).

Dal punto di vista morfologico, il territorio si inserisce in una zona montuosa e la quota media del terreno risulta essere di circa e 340 metri s.l.m.

## 2.2 Stratigrafia ed idrogeologia generale

Nella zona in esame troviamo terreni che vanno dal Cretaceo fino al Miocene (Aquitaniense): i terreni più antichi che ritroviamo fanno parte dell'unità paleogeografia e paleostrutturale, ad andamento circa meridiano nota come "Plateau di Trento": data la ricchezza di foraminiferi planctonici presenti, la profondità marina di deposizione di queste rocce poteva raggiungere varie centinaia di metri (Borsellini et al., 1978). Con l'inizio del Terziario la distribuzione delle facies, della zona dei Lessini Orientali, è fortemente condizionata da eventi tettonici a carattere distensivo legati all'Orogenesi Alpina (fase Eoalpina), tale zona fu sede di un'intesa attività vulcanica. Il Vulcanesimo Veneto presenta caratteristiche chimiche riferibili a una situazione di rift intracontinentale (De Vecchi et al., 1976) in cui la rotazione della placca adriatica causò un assottigliamento crostale con conseguente anomalia del gradiente termico e risalita di materiale astenosferico che ha originato i prodotti effusivi basici di tipo modernamente alcalino: i magmi basaltici, infatti, sono il prodotto di una limitata fusione del mantello superiore (60–70 Km). L'attività vulcanica Paleocenica – Eocenica era limitata, ad Occidente, dalla presenza di una soglia di



origine tettonica, coincidente con la ben nota Faglia di Castelvetro; ad Oriente la posizione della contro soglia è ancor'oggi dibattuta.

La zona di Monte di Malo ricade in pieno nella struttura sopraccitata e le estese colate basaltiche e tufitiche ivi presenti sono riferibili all'Eocene inferiore-medio.

Anche la sedimentazione, in questo periodo, fu fortemente controllata dalla tettonica distensiva definita da faglie normali ad alto angolo. La zona di massima subsidenza era localizzata in prossimità della Linea di Castelvetro, lungo la Valle d'Alpone, dove le vulcaniti raggiunsero gli spessori maggiori con accumuli anche di 500m (Zampieri, 1995), mentre nella zona di M. Malo – San Vito di Leguzzano esse arrivarono al massimo a 200m (Barbieri et al., 1991).

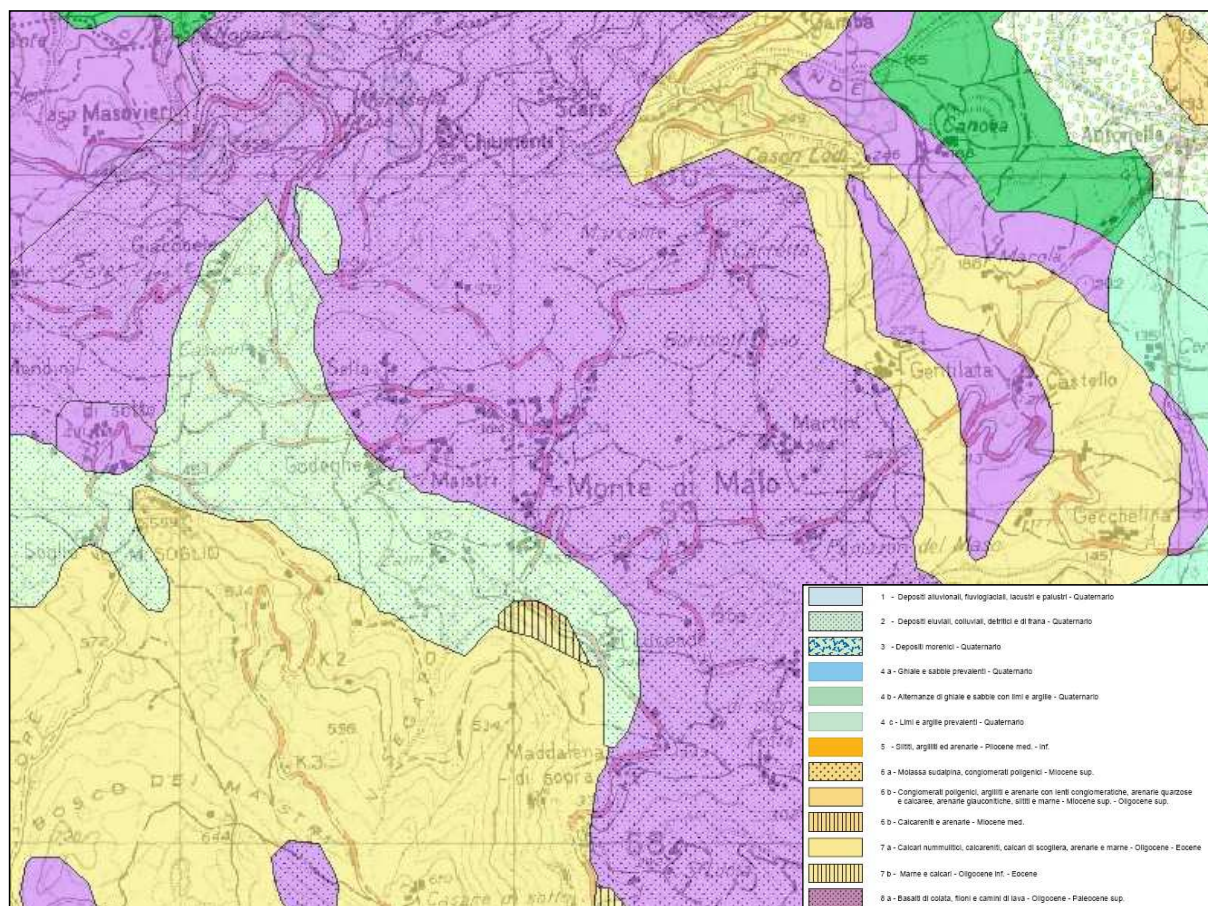
All'interno del semigraben Alpone sono stati riconosciuti, all'interno del graben, eventi distinti in cui all'attività vulcanica, generalmente di breve durata, si alternano periodi di sedimentazione carbonatica, rappresentata dai Calcarei Nummulitici. Le vulcaniti, come è stato detto, si depositarono in ambiente subacqueo non molto profondo e rimasero in ambiente marino per quasi tutto il periodo di attività vulcanica; solo nelle ultime fasi, a causa dell'ingente produzione di colate basaltiche, il semigraben venne colmato, o meglio, la subsidenza originata dalle strutture tettoniche non riuscì a bilanciare l'apporto di materiale igneo, con conseguente emersione della dorsale, sviluppo del magmatismo in ambiente subaereo e sconfinamento dei prodotti vulcanici oltre la linea di Castelvetro (Barbieri et al., 1991). Alla fine dell'Eocene medio, nel settore dei Lessini orientali, si è passati da condizioni marine profonde, ad una situazione di emersione con fenomeni di smantellamento diffusi. Su tale area emersa avanzò la trasgressione Priaboniana, che nell'area tipo ha prodotto una sequenza prettamente terrigena alla base e ad una sedimentazione carbonatica al tetto. Ai depositi priaboniani seguono 200-250m di calcareniti bioclastiche (Calcareniti di Castelvetro) di età oligocenica, interpretate come depositi di laguna interna (Frost, 1981). Nel corso dell'Oligocene medio e superiore riprese l'attività vulcanica, documentata da un gran numero di appartati esplosivi o da necks sia di lava che di breccia, che attraversarono la successione oligocenica e forse si spingono fino al Miocene inferiore (Salvelli – Lipparini, 1980). L'attività vulcanica tardo-oligocenica è accompagnata da un generale abbassamento del livello marino che ha portato all'emersione temporanea di isole vulcaniche ed alla deposizione localizzata di materiali marnosi ed argillosi contenenti resti vegetali continentali di lignite e di sacche di argilla derivanti da alterazione subaerea di vulcani. Nell'Aquitano si registrò una nuova trasgressione marina documentata da Arenarie di S. Urbano e dal Calcare di Lonardo; nell'area in esame tali formazioni sono state completamente smantellate dall'erosione, salvo alcuni lembi presenti nella fascia orientale della zona. In quest'area troviamo calcari compatti, bianchi, talora selciferi, con abbondanti resti organogeni, principalmente Nummuliti, ma anche nullipore. Questa formazione poggia sulle vulcaniti con limite netto, formando pareti ripide, frequenti accumuli di frana alla base a causa della scarsa coerenza dei prodotti vulcanici sottostanti. Questi calcari affiorano





estesamente in tutto il settore orientale del territorio che va da Calcara (M. Malo) a Gamba e Guizza (S. Vito di Leguzzano), dove cinge l'omonimo bosco, separa le colate basaltiche dai prodotti vulcanoclastici argillifici sottostanti. Relativamente all'idrografia di superficie l'elemento di maggior spicco è rappresentato dal torrente Giara a nord dell'area, sempre a nord troviamo inoltre il rio Rana.

La figura qui di seguito riportata mostra un estratto della carta geologica dell'area



oggetto di studio.



### 3. RILEVAMENTI E PROVE "IN SITU"

#### 3.1 Premesse

Per ottenere la caratterizzazione del sottosuolo, sono state eseguite alcune indagini geognostiche "in situ". Vista la situazione geologica e morfologica locale, evidenziata dal rilievo preliminare di campagna le prove sperimentali sono state condotte principalmente per riconoscere la natura parametrizzare il sottosuolo e verificare la condizione globale dell'area.

A tal fine è stata eseguita un'indagine sperimentale "in situ", che ha richiesto, per l'adeguamento sismico l'esecuzione di:

- n°2 prove penetrometriche dinamiche medie (**D.P.M.**);
- n°1 prospezione sismica con tecnica passiva **Re.Mi.** (Refraction Microtremor) sviluppata in un array lineare con **n°16** geofoni a **4,5 Hz** ad asse verticale per la ricostruzione sismo-stratigrafica dei terreni e assegnazione della categoria di sottosuolo di fondazione tramite la stima della velocità di propagazione delle onde **S** (metodo semplificato);
- n°1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione **H.V.S.R.** (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) per individuare le frequenze di risonanza del terreno e per ricostruire puntualmente l'assetto sismo-stratigrafico locale fino all'ultimo riflettore in grado di generare amplificazione;
- n°2 registrazioni di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione **S.S.R.** (Standard Spectral Ratio) all'interno della struttura, per stimarne le frequenze proprie di vibrazione.

Per l'ampliamento

- n°1 prova penetrometrica dinamica media (**D.P.M.**);

Le profondità raggiunte con le prove penetrometriche, per entrambi gli interventi, sono riportate nella tabella a seguire:

Nr Prova	Profondità (m)
<b>DPM 1</b>	<b>3,70 m</b>
<b>DPM 2</b>	<b>3,00 m</b>
<b>DPM 3</b>	<b>6,70 m</b>



### 3.2 Descrizione della strumentazione utilizzata

Il test penetrometrico dinamico consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, tramite la battitura da altezza prefissata di un maglio di peso standard; durante la percussione vengono misurati i colpi necessari alla penetrazione della punta per una lunghezza prefissata. Per quanto attiene al Penetrometro Medio (**D.P.M.**), il maglio ha una massa di **30,0 kg** e viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione ogni **10,0 cm**. Lo strumento utilizzato è ampiamente standardizzato ed i risultati sono facilmente correlabili alla prova **S.P.T.** (Standard Penetration Test), eseguita in foro di sondaggio e similare per modalità, da cui è possibile ricavare i parametri geotecnici necessari a caratterizzare i terreni di natura prevalentemente granulare e subordinatamente coesivi. Anche in questo caso, come per tutta l'attrezzatura geognostica utilizzata dagli scriventi, le specifiche tecniche delle strumentazioni e le modalità esecutive sono codificate da precise norme internazionali, unitamente alle modalità di interpretazione dei dati quantitativi (rif: Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - AGI 1977).

Dall'analisi dei valori della resistenza dinamica e dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità, si ottengono inoltre una serie di informazioni sui terreni attraversati, oltre che la profondità del substrato roccioso. Nello specifico per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono stati utilizzati i risultati delle Prove DPM, correlate alla Standard Penetration Test (**S.P.T.**), eseguite in corrispondenza delle future opere di fondazione, secondo le modalità prima esposte. Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, è stata utilizzata la correlazione tra N10 del Penetrometro Dinamico Medio (**D.P.M.**) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (**Nspt**), per la quale **N10/Nspt** risulta compreso tra **0,75** e **0,85**.

Attraverso l'energia specifica per colpo è possibile inoltre calcolare la Resistenza Dinamica alla penetrazione di punta (**Rpd** in **kg/cm<sup>2</sup>**), che è funzione del numero di colpi N; a tal scopo si utilizza la correlazione nota come "Formula degli Olandesi", espressa come segue:

$$Rpd = M^2 H / [A e (M + P)] = M^2 H N / [A \xi (M + P)]$$

Dove:

Rpd = Resistenza Dinamica alla punta

A = area punta

e = infissione per colpo =  $\xi/N$

M = peso massa battente

P = peso totale aste e sistema di battuta

H = altezza di caduta



Un'ampia casistica internazionale ha permesso inoltre di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante e, soprattutto in questo caso, con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato. Le tabelle dei valori di resistenza ed i diagrammi penetrometrici dinamici sono riportati in allegato fuori testo, mentre in pagina precedente è riportata un immagine della strumentazione leggera utilizzata.



#### 4. CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

##### 4.1 Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)

**BOX teorico/tecnico** - È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito dispersione in frequenza ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie. I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico - matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari. La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale. I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati. La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione.

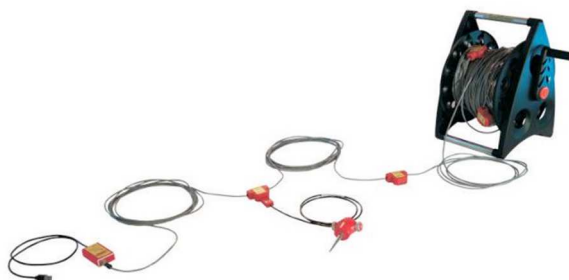
Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore. Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da





quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni. I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai **10 ai 30 sec.** Sono da considerare la **lunghezza L** dello stendimento e la distanza intergeofonica  **$\Delta x$** . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine. La fase più delicata è quella del data processing, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle **onde di Rayleigh ( $V_r$ )** che sono correlabili con le velocità  $V_s$  di propagazione delle onde S ( **$V_s \approx 1,1 V_r$** ).

Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel **dominio x-t (spazio tempo)**, in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata picking, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame. Il **sampling rate** utilizzato è stato di **512 Hz** in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 8 minuti per acquisizione.



Il software utilizzato per l'analisi spettrale è Grilla v.6.6 beta release 2015. Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei **10 Hz**), sono stati utilizzati **n°16 geofoni verticali a 4.5 Hz** uniti in array lineari totalmente digitali (SoilSpy Rosina).

Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al sismografo tramite un'interfaccia USB. Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza. La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di **3,0 m** e quindi la lunghezza complessiva di ogni profilo è risultata essere di **45,0 m**. Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.

#### 4.2 Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)



## Cenni teorici

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o **H.V.S.R.**, Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- **la frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio  $V_s$**  calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva **H/V**. Sarà quindi possibile calcolare la  **$V_{s30}$**  e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra **0,5** e **700,0 m** di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi **100,0 m**. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso;

Le basi teoriche della tecnica **H.V.S.R.** si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ,



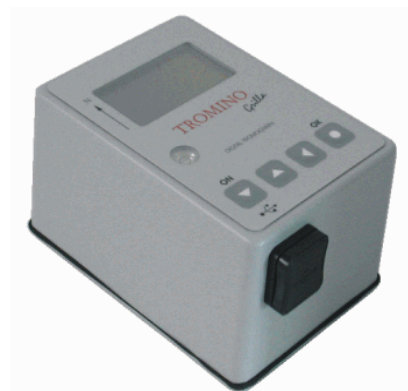
2. dal percorso dell'onda dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda),
3. dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

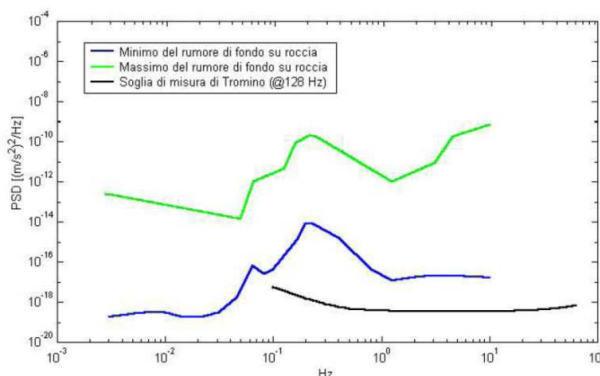
**segnale registrazione al sito  $x$  =**

**sorgente \* effetti di percorso \* funzione trasferimento strumento**

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato "*ad hoc*", come ad esempio le esplosioni della sismica passiva. Nel tragitto dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartate dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, **H.V.S.R.** che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.



Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.l. modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra **0,1** e **256 Hz**. Nella figura seguente si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in





termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto. Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (**H.V.S.R.**) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Operativamente si costruisce un modello teorico **H.V.S.R.** avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs.

Il complesso delle nuove norme tecniche per le costruzioni in zona sismica è stato varato con ordinanza n. 3274 del presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 ed è stato pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale l'8 maggio e successivamente ripreso dalle Norme Tecniche per le Costruzione del 14 settembre 2005 e nella più aggiornata versione 14 gennaio 2008. Le nuove norme si compongono di quattro argomenti e in particolare nel n° 2 evidenzia le norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di risposta sismica locale. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) si intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (**R**), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (**S**). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relazione lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale **H/V = 1**) con quello effettivamente misurato in superficie. Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, che corrispondono alle **frequenze naturali fn** di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [4.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito, denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [4.2]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "doppia risonanza", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.





Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

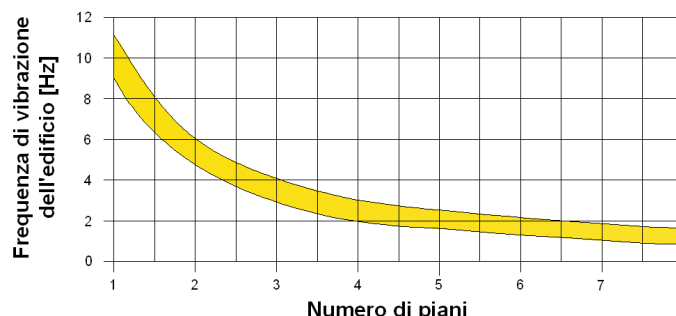
**freq. naturale edificio  $\approx 10$  Hz / numero piani.**

**[4.3]**

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

**freq. naturale edificio  $\approx$  freq. fondamentale di risonanza del sito**  
**[3.4]**

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi. Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:



$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [4.5]$$

dove:

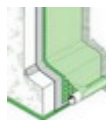
Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];

H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs30);

hi = spessore dello strato i – esimo [m];

vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i – esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano una serie d'esempi di classificazioni fatte sulla base di semplici misure **H/V** a stazione singola. In tutti i siti descritti, la stratigrafia è nota da sondaggi e prove penetrometriche e il profilo Vs è ricavato anche con metodi alternativi.



TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
<b>ROCCE MOLTO DURE</b> (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
<b>ROCCE DURE</b> (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
<b>SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE</b> (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
<b>ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI</b> (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
<b>TERRENI TENERI</b> (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

## 5. CENNI TEORICI DI ANALISI DINIMACA AVANZATA (FLAC 2D – ITASCA, 2016)

**BOX teorico** - Il codice di calcolo FLAC 2D v.8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) della Itasca (2016) è basato sul metodo delle differenze finite con un procedimento di tipo esplicito. La flessibilità nella modellazione della geometria del problema, la disponibilità di elementi strutturali, l'elevato numero di modelli costitutivi implementati e la possibilità di svilupparne nuovi, rendono FLAC idoneo allo studio di praticamente tutti i problemi riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce, ecc.) e di strutture interagenti. Sviluppato inizialmente per le applicazioni di ingegneria geotecnica e ingegneria mineraria in campo statico ha trovato successivamente, con l'introduzione del modulo dinamico, largo impiego anche per la soluzione di problemi di risposta sismica locale.

Il codice di calcolo FLAC, anche per i problemi in campo statico, risolve le equazioni di equilibrio dinamico di un mezzo continuo:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \sum_j \frac{\partial \tau_{ji}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (5.1)$$

dove:

- $\rho$  è la densità
- $x_i$  la componente i-esima del vettore posizione
- $\dot{u}_i$  la componente i-esima del vettore velocità
- $g_i$  la componente dell'accelerazione di gravità (forze di volume) lungo la direzione i
- $\tau_{ji}$  la generica componente del tensore degli sforzi.



Il comportamento meccanico dei materiali è espresso dalla legge costitutiva:

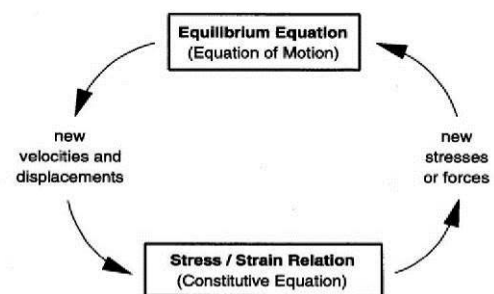
$$\tau_{ij} = M(\tau_{ij}; \dot{\epsilon}_{ij}; k) \quad (5.2)$$

dove **k** è un parametro che tiene conto della storia di carico, **M** un funzionale e  $\dot{\epsilon}_{ij}$  il tensore velocità di deformazione espresso dalla:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.3)$$

I materiali vengono rappresentati da elementi quadrilateri, o zone, che formano una griglia (**mesh**) che può essere configurata dall'utente in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzano il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia.

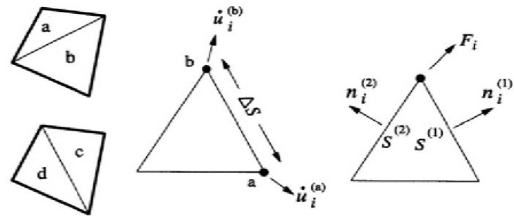
I metodi alle differenze finite come quelli agli elementi finiti traducono un sistema di equazioni differenziali come le (5.1) in un sistema di equazioni algebriche. Se i metodi agli elementi finiti hanno come punto centrale la definizione delle funzioni di forma che descrivono la variazione delle grandezze che interessano il problema (tensioni, deformazioni) attraverso ciascun elemento, nei metodi alle differenze finite si prescinde da questa definizione delle funzioni di forma, e le equazioni algebriche vengono scritte direttamente in termini di variabili di campo (tensioni, spostamenti) definite nei nodi della mesh. In sintesi, l'algoritmo risolutivo dell'approccio esplicito si articola secondo il ciclo indicato nella seguente figura.



Ad ogni nuovo passo di calcolo (step), vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico, per cui dalle tensioni e dalle forze si ottengono i valori corrispondenti delle velocità di deformazione e degli spostamenti; successivamente dalle velocità di deformazione, attraverso le equazioni dei legami costitutivi, si giunge a valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase, le grandezze vengono ricavate da altre grandezze i cui valori sono assunti costanti durante l'operazione. Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante l'operazione di calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive; in altre parole, i nuovi valori calcolati delle tensioni non influenzano le velocità. Questo può apparire



poco accettabile dal punto di vista fisico poiché se c'è una variazione di tensione in un punto, questa necessariamente influenza i punti vicini alterandone le velocità di deformazione. Tuttavia se l'intervallo di tempo  $\Delta t$  (timestep) corrispondente al singolo ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, tale alterazione non può propagarsi da un elemento all'altro in tale intervallo. Tale approccio si è dimostrato particolarmente efficiente nella modellazione di problemi non lineari in presenza di grandi deformazioni. Per contro, essendo il  $\Delta t$  richiesto generalmente molto piccolo, sono necessari un gran numero di passi di integrazione cui corrispondono tempi di calcolo molto elevati. Gli elementi quadrangolari della griglia vengono automaticamente suddivisi dal programma in due set sovrapposti di triangoli a deformazioni costanti. Le equazioni alle differenze finite per ogni triangolo si ottengono dalla forma generalizzata del teorema della divergenza di Gauss:



$$\int_S \mathbf{f} \cdot \hat{\mathbf{n}} \cdot d\mathbf{s} = \int_A \text{div } \mathbf{f} \cdot dA \quad (5.4)$$

in cui:

$\mathbf{n}$  è il versore normale al contorno  $S$  del dominio triangolare

$\mathbf{f}$  la funzione generica (scalare, vettore o tensore)

$A$  la superficie del dominio triangolare di contorno  $S$

$ds$  la lunghezza incrementale lungo il contorno  $S$ .

Sostituendo ad  $\mathbf{f}$  un valore medio del vettore velocità la relazione precedente consente di scrivere:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i} \cong \frac{1}{2A} \sum_s \left( \dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s \quad (5.5)$$

dove (a) e (b) sono due nodi consecutivi sul generico lato del triangolo. Attraverso la (3.12) e la (3.14) è quindi possibile calcolare tutte le componenti del tensore velocità di deformazione. La legge costitutiva è poi utilizzata per calcolare un nuovo valore del tensore delle tensioni. Calcolate le tensioni vengono calcolate le forze equivalenti applicate ai nodi. Le tensioni agiscono in ciascun triangolo come trazioni sui lati del triangolo stesso; ogni trazione è considerata equivalente a due forze agenti sui due nodi all'estremità del lato. Su ogni nodo del triangolo quindi agiscono due forze relative ai due lati convergenti nel nodo stesso:





$$F_i = \frac{1}{2} \tau_{ji} \left( n_i^{(1)} S^{(1)} + n_i^{(2)} S^{(2)} \right) \quad (5.6)$$

Infine per ciascun nodo vengono sommate tutte le forze dovute ai triangoli convergenti nel nodo, le forze dovute a eventuali carichi esterni applicati e le forze di volume dovute alla gravità. In tal modo viene determinata la forza nodale netta  $\Sigma F_i$ ; se  $\Sigma F_i = 0$  il nodo è in equilibrio altrimenti subirà un'accelerazione espressa dalla seconda legge di Newton, nient'altro che la (3.10) espressa in termini incrementali:

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left[ \sum F_i^{(t)} \right] \frac{\Delta t}{m} \quad (5.7)$$

dove l'apice indica il tempo in corrispondenza del quale è valutata la variabile e  $m$  è la massa associata a ciascun nodo pari alla somma di un terzo delle masse dei triangoli convergenti nel nodo. Dalla relazione precedente si determinano nuovi valori della velocità e quindi del tensore velocità di deformazione per un nuovo ciclo.

Come detto, condizione essenziale dell'algoritmo descritto, è che il time step  $\Delta t$  corrispondente al singolo ciclo di calcolo sia sufficientemente piccolo da rendere accettabile l'approssimazione di tensioni e velocità costanti sul singolo step di calcolo. In particolare  $\Delta t$  deve essere inferiore ad un time step critico  $\Delta t_{crit}$  definito dalla:

$$\Delta t_{cr} = \min \left\{ \frac{A}{V_p \Delta x_{max}} \right\} \quad (5.8)$$

dove  $A$  è la superficie del sub-elemento triangolare,  $\Delta x_{max}$  la dimensione massima della zona (in genere la diagonale) e  $V_p$  la velocità delle onde di compressione. La funzione minimo è presa su tutte le zone. Il timestep critico è tanto più piccolo (e i tempi di calcolo quindi tanto più elevati) quanto più la rigidità del materiale è elevata e quanto più piccolo è l'elemento. Il  $\Delta t$  di calcolo viene determinato internamente da FLAC applicando un coefficiente di sicurezza due al valore fornito dalla (3.17).

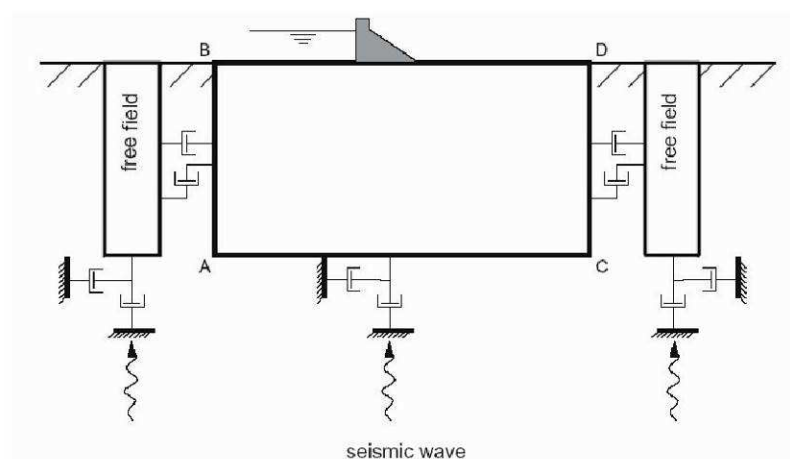
Particolare attenzione va posta nella scelta delle dimensioni degli elementi della mesh in quanto queste condizionano in maniera fondamentale l'accuratezza numerica della trasmissione delle onde. In particolare, per un'accurata modellazione viene consigliato di scegliere una altezza degli elementi  $h$  almeno pari ad un valore compreso tra un decimo ed un ottavo della minima lunghezza d'onda di interesse  $\lambda_{min}$ :

$$h \leq \frac{\lambda_{min}}{10} \quad (5.9)$$



La  $\lambda_{min}$  è la lunghezza d'onda che corrisponde alla massima frequenza di interesse ed è legata ad essa dalla velocità di propagazione delle onde di taglio. I metodi alle differenze finite, così come quelli agli elementi finiti, si basano sulla discretizzazione, tramite una mesh di nodi, di una porzione finita dello spazio per cui appropriate condizioni al contorno vanno imposte ai confini artificiali di tale regione. In ogni problema di propagazione di onde sismiche, parte dell'energia si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante per fenomeni di diffrazione e riflessione dando luogo ad una "perdita" di energia indicata come smorzamento di radiazione. Al fine di modellare correttamente questo fenomeno, FLAC consente di minimizzare la riflessione delle onde sui contorni della mesh imponendo su questi condizioni di campo libero (free-field boundaries) o viscose (quiet boundaries). La definizione delle condizioni al contorno è strettamente correlata all'applicazione della sollecitazione dinamica, come discusso in seguito.

I contorni free-field consistono sostanzialmente in colonne monodimensionali di larghezza unitaria, situate ai lati del modello, che simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso (figura seguente).



In pratica, essi riproducono il moto libero del terreno che si avrebbe in assenza della configurazione bidimensionale ed allo stesso tempo impediscono la riflessione ai bordi della mesh delle onde diffratte verso l'esterno. Come illustrato, i singoli nodi dei contorni laterali della griglia principale vengono accoppiati alla griglia free-field attraverso smorzatori viscous che materialmente assorbono l'energia delle onde incidenti sui contorni, applicando delle forze viscose proporzionali alla differenza tra il campo di velocità esistente al bordo e quello in condizioni free-field. Prima dell'applicazione delle condizioni free-field durante l'analisi dinamica il modello deve essere in condizioni di equilibrio statico, per cui è necessario eseguire una analisi statica preliminare per determinare lo stato tensionale e deformativo all'interno del modello. All'atto dell'applicazione delle condizioni free-field quindi tutte le variabili di stato determinate dall'equilibrio statico vengono applicate alle colonne monodimensionali ai bordi del modello. I contorni free-field sono di notevole utilità in



quanto consentono di evitare l'allontanamento dei confini laterali altrimenti necessario, in assenza di confini assorbenti, per la minimizzazione delle onde riflesse dai contorni.

I contorni quiet sono invece costituiti, secondo la formulazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969), da smorzatori viscosi attaccati alla griglia ed agenti in direzione normale e tangenziale al contorno stesso; essi consentono un pressoché completo assorbimento delle onde di volume che incidono sul contorno. I contorni quiet possono essere applicati su contorni verticali, orizzontali o inclinati. Essi vanno applicati al confine inferiore della mesh per simulare la base elastica mentre ai bordi del modello, come detto, è preferibile l'utilizzo dei contorni free-field.

Le sollecitazioni dinamiche possono essere applicate sia ai bordi della mesh sia ai suoi nodi interni in una delle seguenti forme:

- storia temporale di accelerazioni;
- storia temporale di velocità;
- storia temporale di tensioni;
- storia temporale di forze.

Nell'applicare la sollecitazione dinamica, bisogna però tenere conto di alcune limitazioni che derivano da particolari incompatibilità tra forme di applicazione dell'input e delle condizioni al contorno. Se, ad esempio, queste sono rappresentate da quiet boundaries (come avviene solitamente per il bordo inferiore della mesh) il loro effetto viene annullato se si applica un accelerogramma o una storia di velocità. In questo caso quindi la base è modellata come rigida cioè perfettamente riflettente dando luogo a irrealistiche sovrastime del moto sismico. Per simulare correttamente una base elastica occorre applicare ai quiet boundaries alla base della mesh una storia temporale di tensioni. A tal fine, un accelerogramma di input deve essere integrato per ottenere una storia temporale di velocità e questa viene infine convertita in tensioni tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_n = 2(\rho V_p) v_n \quad \sigma_s = 2(\rho V_s) v_s \quad (5.10)$$

dove:

- $\rho$  è la densità
- $\sigma_n$ ,  $\sigma_s$  rispettivamente tensione applicata in direzione normale e tangenziale al contorno
- $V_p$ ,  $V_s$  rispettivamente velocità delle onde di compressione e di taglio del materiale che viene simulato al di sotto del contorno inferiore (costituente la base elastica)
- $v_n$ ,  $v_s$  rispettivamente la velocità di input normale e tangente al contorno.



In definitiva quindi un input costituito da onde SV sarà applicato come una storia temporale di tensioni tangenziali mentre le onde P tramite una storia temporale di tensioni normali al contorno. Entrambe le sollecitazioni sono applicate con incidenza verticale. La non linearità e le proprietà dissipative dei terreni possono essere modellate in FLAC secondo differenti modalità: attraverso l'adozione di un legame costitutivo propriamente non lineare o, a partire dalla versione 5.0 (Itasca, 2005), tramite semplici modelli di smorzamento isteretico. Le proprietà dissipative possono altresì essere modellate attraverso la formulazione di Rayleigh. L'adozione di una legge sforzi-deformazione non lineare rappresenta, teoricamente, il modo più efficace per tenere conto della degradazione di rigidità al procedere della deformazione e della dissipazione di energia per isteresi. Questi modelli possono essere accoppiati con modelli di filtrazione per simulare la generazione e dissipazione di eccessi di pressioni neutre e/o fenomeni di liquefazione e consentono inoltre la valutazione delle deformazioni permanenti. Dal punto di vista pratico però spesso i modelli non lineari sono complessi e richiedono la definizione di molti parametri e lunghi processi di calibrazione. La complessità dei modelli non lineari e la comodità di un utilizzo diretto delle curve  $G/G_0-\gamma$  e  $D-\gamma$  generalmente fornite dalle prove di laboratorio e dalle correlazioni empiriche ha portato all'introduzione di semplici modelli di smorzamento isteretico (hysteretic damping) nella recente versione 5.0 del codice. Durante ciascun step di calcolo, in funzione del valore medio del tensore di velocità di deformazione, viene restituito un fattore moltiplicativo da usarsi nel legame costitutivo in modo da correggere il valore del modulo tangente di taglio associato a ciascun elemento. Il modello isteretico implementato utilizza solo curve continue che esprimono la variazione del modulo di taglio con la deformazione tangenziale, quindi i parametri da fornire in input, che definiscono la forma di tali curve, vanno ricavati attraverso regressione dei dati sperimentali. Analisi di calibrazione dello smorzamento isteretico sono necessarie prima di un suo uso nella pratica corrente. Nel caso di analisi lineari, o per modellare comunque lo smorzamento a basse deformazioni che spesso i legami costitutivi non lineari non riescono a cogliere, si può utilizzare la formulazione di Rayleigh. Essa conduce ad uno smorzamento dipendente dalla frequenza in contrasto con le evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni. Il suo impiego richiede pertanto una oculata scelta dei parametri che lo definiscono per limitare la variazione dello smorzamento con la frequenza (Lanzo et al., 2003 e 2004). Lo smorzamento di Rayleigh è stato originariamente formulato per le analisi strutturali ed è espresso in forma matriciale attraverso la definizione di una matrice di smorzamento  $C$  proporzionale alla matrice di massa  $M$  e a quella di rigidità  $K$ :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (5.11)$$





dove  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  sono i coefficienti di Rayleigh che hanno dimensione rispettivamente di s-1 e s.

E' possibile dimostrare (Chopra, 1995) che lo smorzamento  $\xi_j$  associato al j-esimo modo di vibrazione del deposito è espresso dalla:

$$\xi_j = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha_R}{\omega_j} + \beta_R \omega_j \right) \quad (5.12)$$

dove  $\omega_j$  è la frequenza circolare relativa al modo j.

I coefficienti di Rayleigh vengono comunemente determinati attraverso due procedure, a seconda che si fissi il valore dello smorzamento modale in corrispondenza di una o due frequenze naturali opportunamente selezionate (dette frequenze di controllo). Il codice FLAC adotta la prima procedura in accordo alla quale i coefficienti di Rayleigh sono espressi dalle:

$$\alpha_R = \xi^* \omega^*, \quad \beta_R = \frac{\xi^*}{\omega^*} \quad (5.13)$$

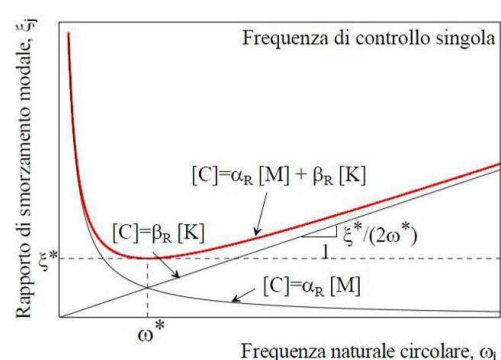
avendo fissato lo smorzamento modale al valore  $\xi$  in corrispondenza della singola frequenza  $\omega$ .

Per ciascun elemento della mesh occorre specificare il rapporto di smorzamento  $\xi^*$  del materiale e la frequenza  $\omega^*$ . A titolo di esempio, nel caso di smorzamento  $\xi^*$  e frequenza  $\omega^*$  costante per tutto il deposito, è possibile dimostrare che un'analisi lineare eseguita con FLAC fornisce gli stessi risultati di un'analisi modale con rapporto di smorzamento modale dell'intero sistema variabile con la frequenza circolare naturale  $\omega_j$  secondo la:

$$\xi_j = \frac{\xi^*}{2} \left( \frac{\omega^*}{\omega_j} + \frac{\omega_j}{\omega^*} \right) \quad (5.14)$$

riportata nella figura seguente, nella quale si nota come  $\xi_j$  assuma un minimo (pari al valore imposto  $\xi^*$ ) in corrispondenza della frequenza di controllo  $\omega^*$  mentre sia sovrastimato nel campo dei valori maggiori e minori di  $\omega^*$ .

La formulazione di Rayleigh viene applicata a livello del singolo elemento della mesh per cui, tra i





dati di input, occorre specificare per ciascun elemento il valore del rapporto di smorzamento del materiale che lo costituisce  $\xi^*$  e la frequenza di controllo  $\omega^*$  (o meglio il valore  $f^*$ ). La scelta di  $f^*$  è cruciale per fissare il campo di frequenza in corrispondenza del quale lo smorzamento mostra variazioni contenute rispetto a  $\xi^*$ . In generale,  $f^*$  deve essere scelta nel campo di frequenza significativo per il problema in esame sia in termini di frequenze naturali del sistema che di frequenze predominanti dell'input. In prima approssimazione si può collocare  $f^*$  tra la frequenza fondamentale del sistema e la frequenza predominante dell'input (frequenza corrispondente al massimo dello spettro di Fourier o di risposta). Se questi valori sono distanti è comunque opportuno esaminare con analisi parametriche l'influenza sui risultati delle diverse scelte di  $f^*$ . In definitiva occorre quindi fornire in input, per ciascun materiale, i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume

nel caso di analisi lineari modulo di taglio (**G**) e di elasticità volumetrico (**k**), o, in alternativa modulo di Young (**E**) e coefficiente di Poisson (**v**); nel caso di analisi non lineari occorre fornire i parametri caratteristici del modello adottato

rapporto di smorzamento ( $\xi^*$ ) e frequenza di controllo ( $f^*$ ) se si adotta la formulazione di Rayleigh.

In uscita il codice offre notevoli potenzialità potendo restituire la storia temporale di tutte le grandezze di interesse: spostamenti, velocità, accelerazioni, deformazioni e tensioni. L'interfaccia grafica consente inoltre di costruire ed esportare grafici delle sopra citate grandezze in funzione della profondità o lungo un generico profilo.

## 6. RICOSTRUZIONE SISMO-STRATIGRAFICA E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

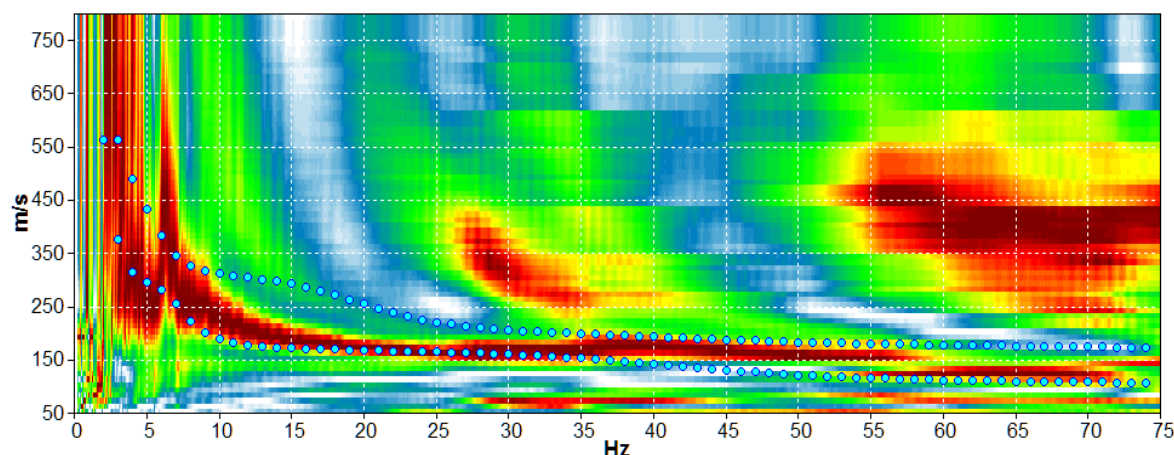
L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse.

L'indagine **Re.Mi.** ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde **S**, mentre le prospezioni passive a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, hanno stimato il grado di rigidità della copertura profonda e del bedrock geofisico. Inoltre, le misure **H.V.S.R.** hanno determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

L'attendibilità del modello sismo - stratigrafico desunto è da considerarsi elevata, poiché la coerenza dei segnali è buona e gli spettri di velocità sono ben definiti per quasi tutte le frequenze campionate. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione del sottosuolo.

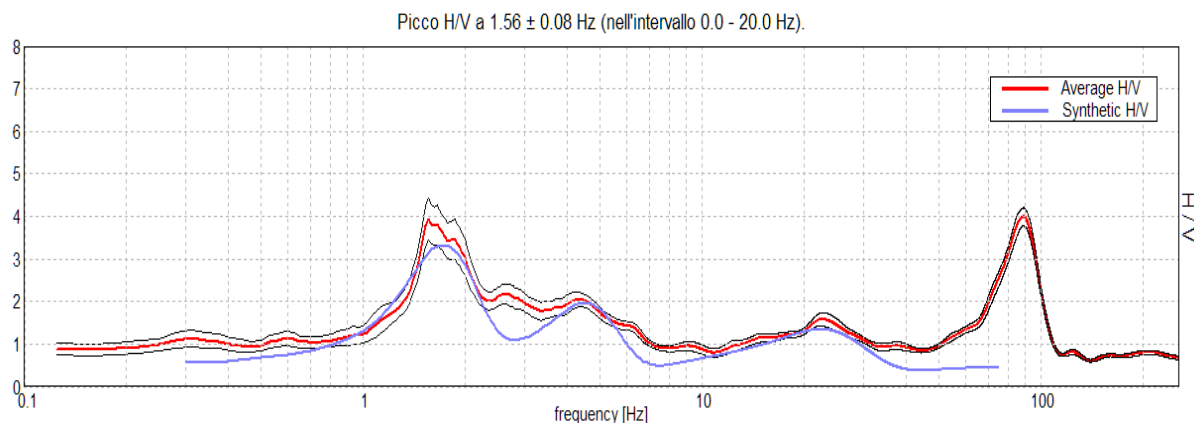


## 6.1 Indagine sismica passiva in array (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.



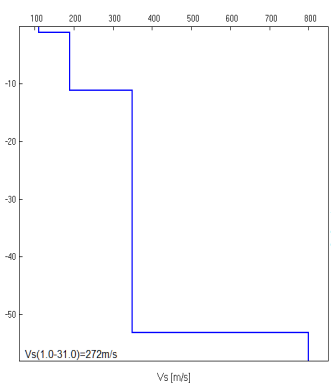
**INDAGINE SISMICA RE.MI.** - Spettro di velocità: il modo fondamentale è presente in tutte le frequenze campionate. Il segnale si presenta con una buona coerenza.

In blu le curve sintetiche create da una modellazione diretta delle onde S.



**INDAGINE SISMICA H.V.S.R.** - La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.

La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa **1,1 m** dal **p.c. locale** caratterizzata da una **Vs** di circa **110 m/s** mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato (**Vs**  $\approx$  **190 m/s**; vedi modello sismo - stratigrafico interpretativo riportato a seguire). Si osserva un incremento delle velocità di propagazione delle onde **S** a circa **11,0 m** dal **p.c. locale** (**Vs**





$\approx 350 \text{ m/s}$ ); il bedrock geofisico ( $V_s \approx 800 \text{ m/s}$ ), inteso come qual materiale che presenta una  $V_s \geq 800 \text{ m/s}$ , è stato individuato a  $\approx 53 \text{ m}$  dal **p.c. locale**.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo - stratigrafico interpretativo):

Indagine sismica Re.Mi. congiunta all'H.V.S.R. n°2	Velocità di onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità[m]
I SISMOSTRATO	110	1,1	0,0-1,1
II SISMOSTRATO	190	10	1,1- $\approx 11$
III SISMOSTRATO	350	42	$\approx 11$ - $\approx 53$
IV SISMOSTRATO	800	Semisp.	$\approx 53$ - Semisp.

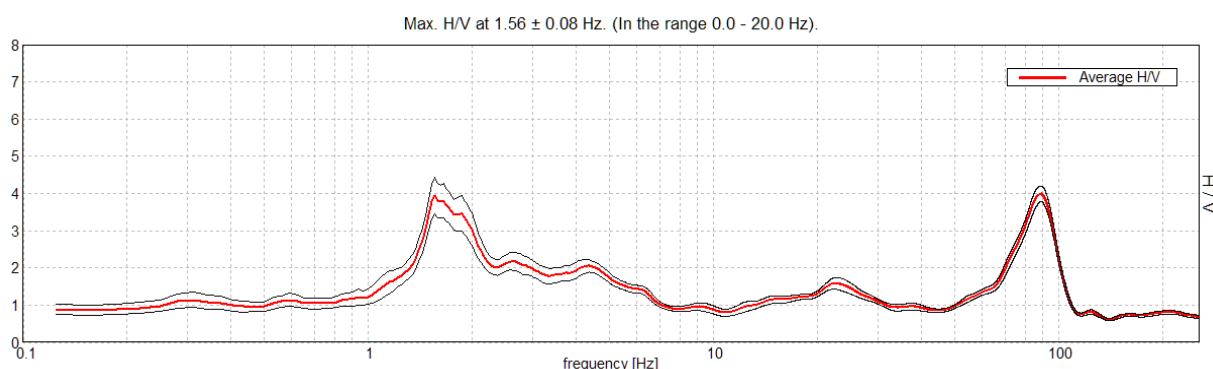
## 6.2 Indagini sismiche passive a stazione singola (H.V.S.R.)

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare il valore di picco Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, degli spettri di risposta **H.V.S.R.**, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica. La frequenza caratteristica di risonanza di sito, nell'intervallo di normale interesse ingegneristico - strutturale, è risultata a circa **1,6 Hz** con un'ampiezza del picco **H/V** di **4**. Data l'ampiezza spettrale dei picchi considerati, si ritiene importante considerare l'intervallo frequenziale compreso tra **1,4** e **2,8 Hz**.

### Frequenza caratteristica di risonanza registrata - H.V.S.R. n°1

**$1,56 \pm 0,08 \text{ Hz}$**





È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio. Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno, poiché il rapporto **H/V** calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

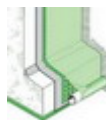
### 6.3 Modello sismico locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008):

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<b><i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i></b> caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<b><i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grani fine molto consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT <sub>30</sub> > 50 nei terreni a grana grossa e cu <sub>30</sub> > 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT <sub>30</sub> < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu <sub>30</sub> < 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i></b> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT <sub>30</sub> < 15 nei terreni a grana grossa e cu <sub>30</sub> < 70 kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<b><i>Terreni dei sottosuoli C o D per spessore non superiore a 20 m</i></b> , posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

Esistono poi due categorie speciali di sottosuolo, che sono quelle denominate dalle sigle S1 e S2, per le quali le NTC08 richiedono che l'azione sismica sia definita tramite il ricorso a studi speciali. Per queste categorie di sottosuolo non è quindi possibile utilizzare l'approccio semplificato basato sul coefficiente di amplificazione stratigrafica.





Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative, si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria C** (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a **30 m**, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di **V<sub>s,30</sub>** compresi tra **180 m/s** e **360 m/s** (ovvero  $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina). Alla luce dei risultati ottenuti, si consiglia, tuttavia, di effettuare uno studio approfondito di risposta sismica locale (RSL) – vedi capitolo seguente.

#### 6.4 Categoria topografica e coefficiente di amplificazione topografica st

L'area in esame è modellizzabile nella Categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$  - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC); il coefficiente di amplificazione topografica ST si può quindi assumere pari ad 1,0 come indicato nella Tabella 3.2.VI del paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC.

### 7. MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA

Come anticipato nelle premesse, è stato effettuato uno studio di risposta sismica locale tramite una modellazione numerica avanzata in modalità dinamica. Nel rispetto della normativa vigente – N.T.C. D.M. 14 gennaio 2008 – è stata assunta una severità dell'azione sismica con la probabilità di superamento,  $P$ , e con il periodo di ritorno,  $T_r$ , relativi allo stato limite considerato. In particolare, è stata considerata una vita nominale della costruzione (**V<sub>n</sub>**) di **50 anni**, una **Classe d'uso IV** con **coefficiente d'uso (C<sub>u</sub>)**

Profondità piano di posa fondazioni	V <sub>s,30</sub>
0,0 m da p.c.	V <sub>s</sub> (0-30) $\approx$ 257 m/s
1,0 m da p.c.	V <sub>s</sub> (1-31) $\approx$ 272 m/s

pari a **2** e quindi una vita di riferimento **V<sub>r</sub> = 100 anni**. A partire da queste indicazioni si è determinato un periodo di ritorno dell'azione sismica di **949 anni** corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (**SLV**).

L'input sismico utilizzato è rappresentato da una settupla di storie accelerometriche applicate alla base del modello e riferite agli spettri di normativa calcolati per il sito in esame, considerando un sottosuolo di roccia affiorante (**classe A**) con topografia sub - orizzontale (**T1**) e correttamente deconvoluto (v. Dynamic Analysis della ITASCA, 2016).

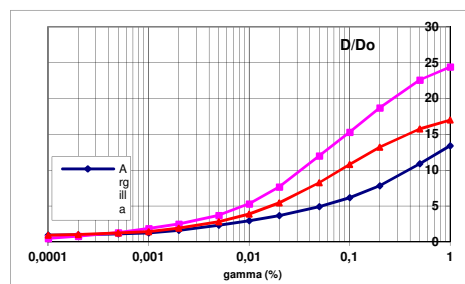
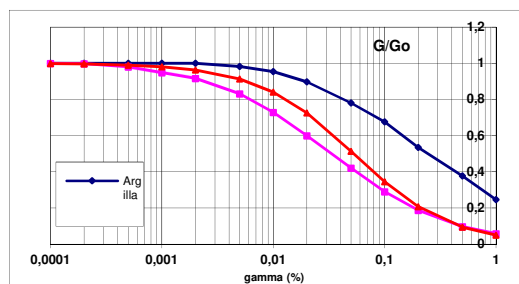
In particolare, gli accelerogrammi sono stati ricavati tramite l'utilizzo del software REXEL - computer aided record selection for code - based seismic structural analysis.



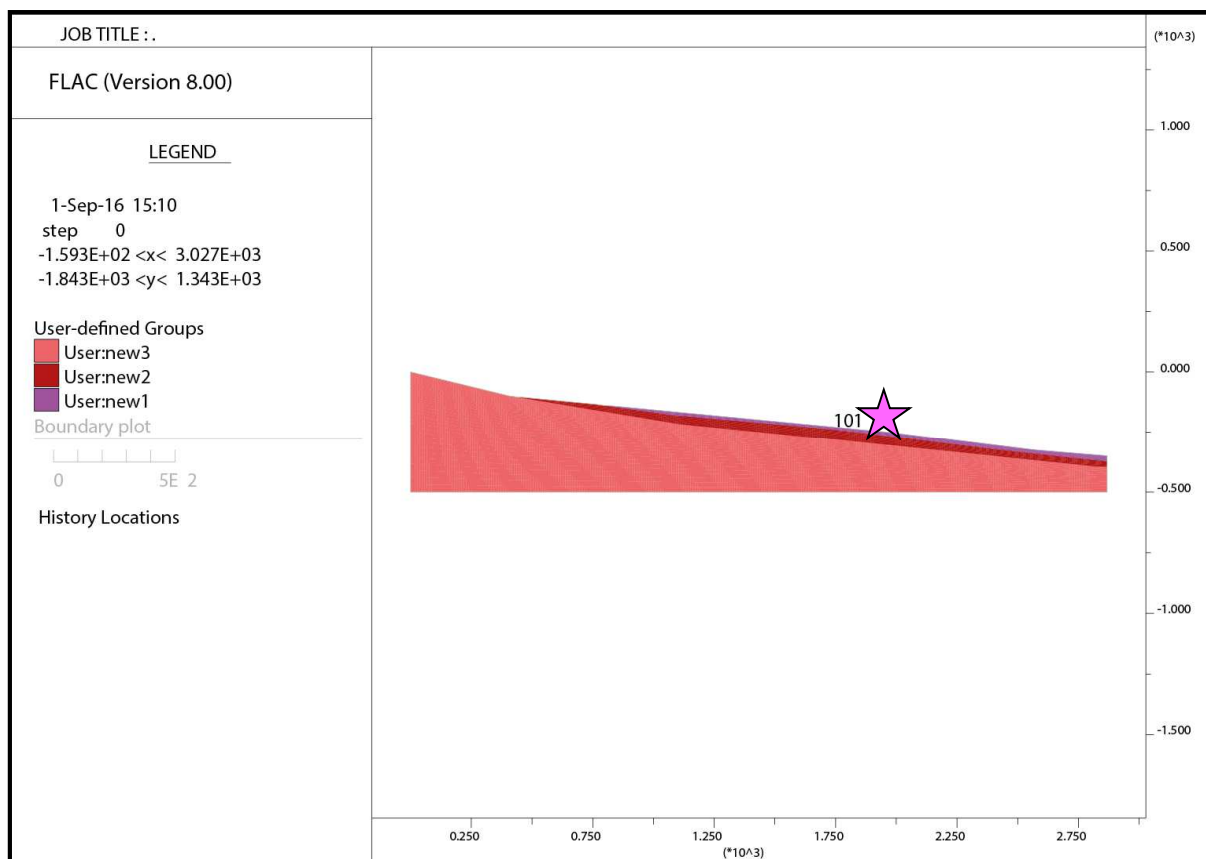
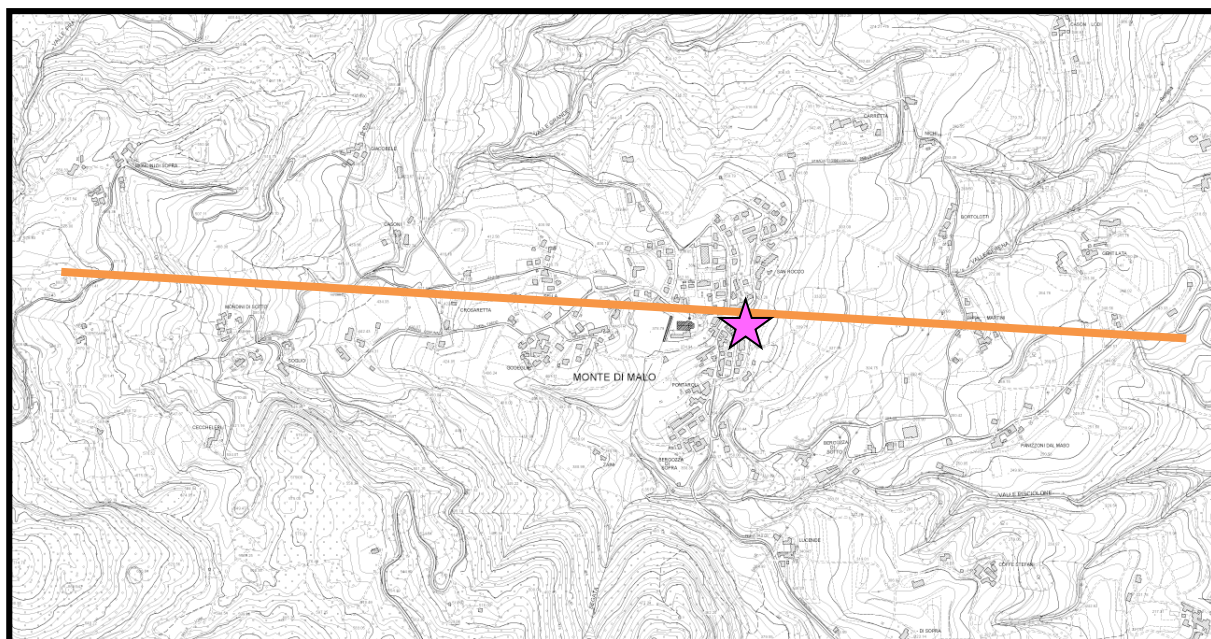
Nella modellazione numerica è stata utilizzata sia la sismo – stratigrafia e i valori di rigidità ricavati dalle indagini geofisiche eseguite e precedentemente descritte sia quelle ottenute dalle misure condotte a supporto dello studio di microzonazione sismica del Comune di Monte di Malo, condotto dagli scriventi nel maggio 2014.

Il modello geometrico è stato discretizzato con una maglia ad elementi quadrangolari, le dimensioni dei quali sono state stabilite in funzione delle lunghezze d'onda minime caratterizzanti il fenomeno di propagazione sismica, determinabili con la relazione di Kuhlemeyer & Lysmer ( $h_{max} < V_s / 10 * f_{max}$ ) in funzione delle velocità delle onde di taglio nei diversi terreni del modello e della frequenza massima di interesse dei segnali accelerometrici selezionati (**fmax=10 Hz**). Lungo le frontiere laterali sono stati introdotti particolari elementi assorbenti (free-field boundaries), che, oltre ad evitare la riflessione delle onde in maniera analoga agli smorzatori viscosi introdotti da Lysmer & Kuhlemeyer (1969), forzano i nodi delle frontiere laterali a riprodurre il moto di free-field, essenziali per le analisi di risposta sismica locale **2D**.

Per limitare la riflessione delle onde in corrispondenza della frontiera inferiore del modello sono stati utilizzati degli smorzatori viscosi (quiet boundaries) mentre le proprietà dissipative dei materiali sono state ottenute attraverso la formulazione di Rayleigh al 0.002 % per quanto riguarda il bedrock sismico e smorzamento isteretico per i materiali più superficiali tramite le curve di degrado **G/G<sub>0</sub>** e **D/D<sub>0</sub>** indicate negli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del 2008 e sotto riportate.



Le history (storie temporali) ricavate al tetto del modello rappresentano le storie accelerometriche orizzontali attese nel sito d'indagine. Le n°7 history ottenute sono state successivamente plottate in uno spettro di risposta elastico e mediate in una curva rappresentativa (**Step n. 1**), confrontabile con gli spettri di normativa provenienti dall'approccio semplificato (**Step n. 2**). **Inoltre, a seguire viene proposto il modello sismo - stratigrafico bidimensionale impiegato per le simulazioni numeriche.**

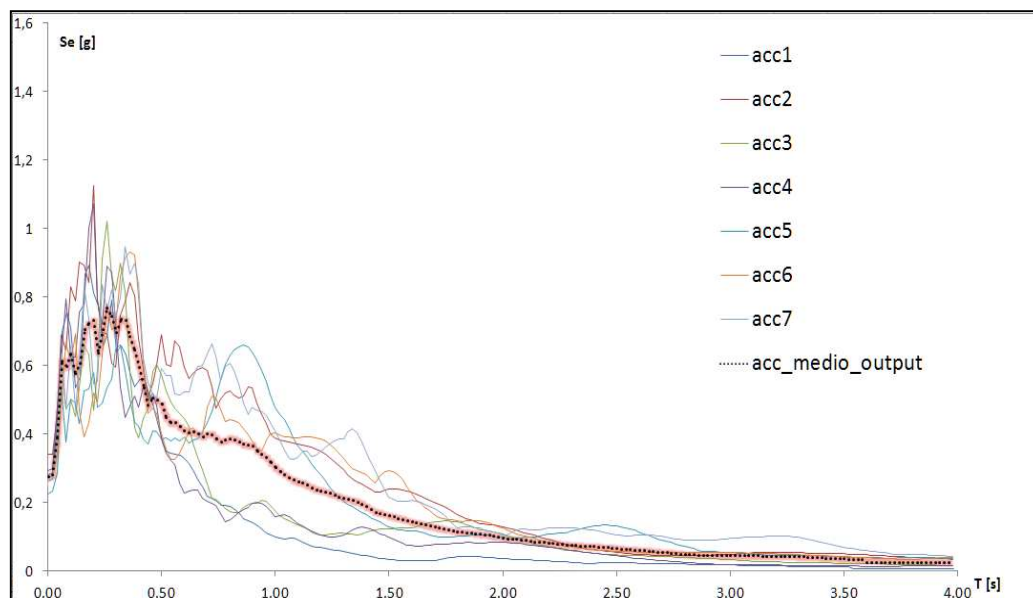


Modello sismo – stratigrafico 2D impiegato per lo studio di RSL

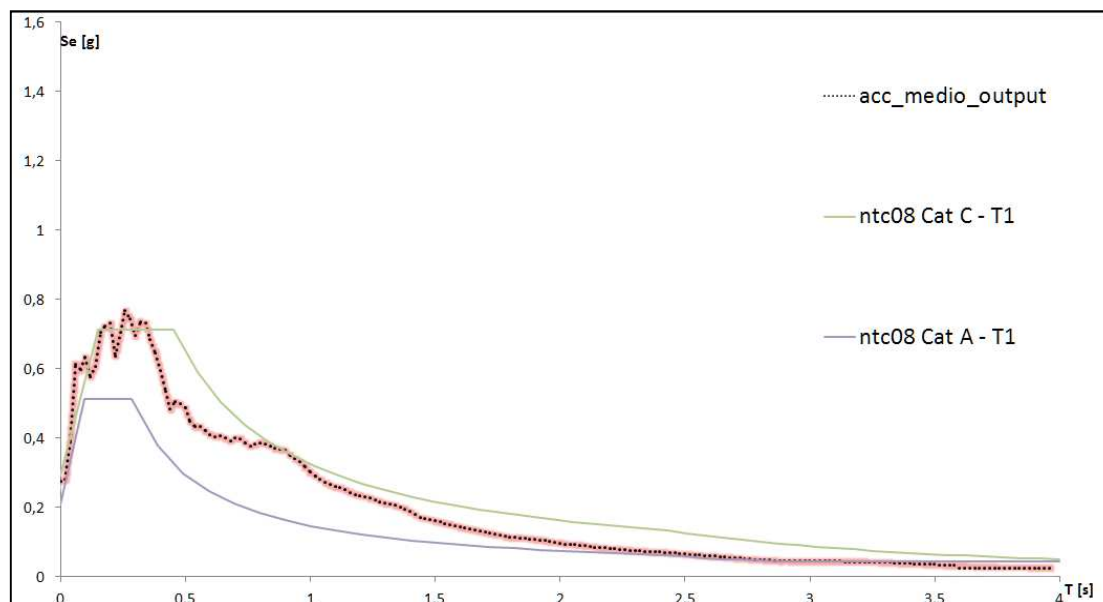


### 7.1 Analisi allo stato limite di salvaguardia della vita (slv)

Step n.1: le linee acc1, acc2, acc3, acc4, acc5, acc6 e acc7 rappresentano gli spettri di risposta elastica calcolati in superficie (tetto del modello) per ogni evento sismico modellizzato. La media di questi è rappresentata dalla linea nera (acc\_medio; v. Allegato).



Step n.2: lo spettro di risposta medio viene confrontato con quelli derivanti dalla procedura semplificata di risposta sismica locale e identificabile nelle categorie di sottosuolo.



Lo spettro di risposta elastico calcolato presenta i massimi valori di accelerazione nell'intervallo 0,1-0,4s con un picco massimo di 0,76g/g<sub>0</sub> a circa 0,26s. Invece, per periodi superiori lo spettro appare caratterizzato da valori decisamente inferiori. La Categoria di



Sottosuolo C, alla quale appartiene il sito d'indagine, riesce a modellizzare correttamente l'input sismico da utilizzare durante le fasi di verifica/progettazione strutturale.

In allegato si riporta, in forma tabellare, lo spettro di risposta elastico calcolato in termini di accelerazione.

## 8. ANALISI STRUTTURALE PER LA DETERMINAZIONE DELLA FREQUENZA DI VIBRAZIONE MEDIANTE MISURE DI RUMORE AMBIENTALE A STAZIONE SINGOLA

Il metodo geofisico-strumentale mira a identificare sia il comportamento dinamico della struttura sia la presenza, in un edificio, di comportamenti ritenuti critici in termini di risposta sismica, attraverso l'interpretazione di misure dirette di tremore ambientale effettuate all'interno dell'edificio e nel sito che lo ospita.

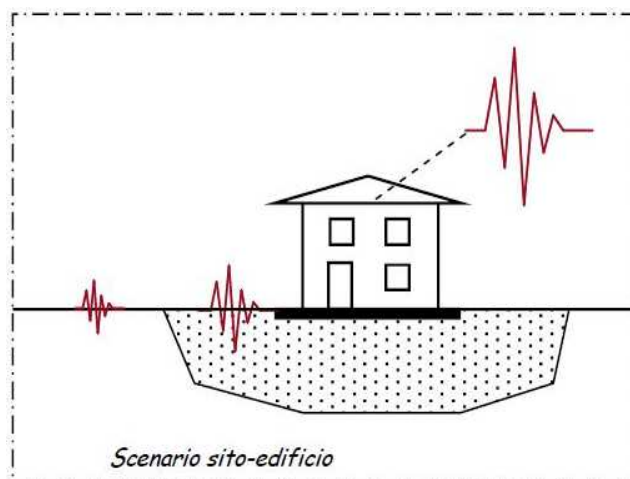
Per interpretare il comportamento del sito in termini di frequenze principali di oscillazione, viene applicata la tecnica H.V.S.R. (rapporto tra le componenti spettrali orizzontali e verticale), mentre per poter meglio individuare il comportamento dell'edificio è preferibile usare la tecnica S.S.R. (Standard Spectral Ratio). Quest'ultima procedura consiste nel calcolare il rapporto tra gli spettri misurati all'interno dell'edificio ai vari piani, in modo tale da riconoscere al meglio le frequenze proprie dei modi di vibrare dell'edificio stesso.

Il metodo parte dall'assunto che, per un'adeguata valutazione della propensione al danneggiamento di una struttura, si deve tenere conto sia del comportamento sismico dell'edificio, sia del comportamento del sito su cui esso è ubicato (figura a fianco).

Le misure di tremore sono utilizzate, in particolare, per riconoscere strumentalmente alcuni indicatori di vulnerabilità del sistema unitario sito-edificio.

Nello specifico, le misure di tremore sul sito consentono di:

- definire la presenza di un significativo contrasto di impedenza che può causare l'incremento dell'azione sismica in superficie (tecnica **H.V.S.R.**);
- valutare la frequenza naturale del sito (tecnica **H.V.S.R.**);
- identificare la presenza di variabilità laterale della geometria del bedrock (rotazione delle componenti spettrali).







Le misure di tremore effettuate all'interno di un edificio consentono invece di:

- risalire alle frequenze naturali delle strutture (tecnica **S.S.R.**);
- stimare e individuare la propensione a subire effetti torsionali (tecnica **S.S.R.**).

Conoscendo le frequenze naturali del sito e dell'edificio è possibile, quindi, valutare la propensione alla doppia risonanza tra sito e struttura.

La frequenza naturale di un edificio è considerata il parametro fondamentale per valutare l'azione sismica a partire dallo spettro di progetto; generalmente, essa viene stimata attraverso formule empiriche, anche se molteplici studi hanno dimostrato che i valori così ottenuti non sono sempre in buon accordo con quelli rilevabili con misure dirette (si veda ad esempio Gallipoli et al. 2009). La frequenza naturale può essere direttamente stimata individuando i picchi presenti nei rapporti tra gli spettri dell'edificio e quelli del sito. La verifica dell'eventuale effetto della doppia risonanza tra sito ed edificio è molto importante, nonostante non sia espressamente contemplata nelle norme tecniche, poiché può causare un incremento dell'azione sismica sulla struttura.

Tale possibile sincronizzazione si valuta semplicemente comparando la frequenza naturale del sito con quella dell'edificio. Le misure geofisiche di tremore sull'edificio consentono anche di individuare la propensione a subire effetti torsionali; la loro eventuale presenza può incrementare le sollecitazioni su alcuni elementi strutturali, aumentando, di conseguenza, la vulnerabilità dell'edificio.

I risultati ottenuti dalle indagini condotte e riportati nelle pagine seguenti, evidenziano che la metodologia proposta consente una valutazione rapida ed economica degli indicatori collegati alla danneggiabilità degli edifici ed è adatta a definire delle strategie di mitigazione di rischio sismico, anche su vasti territori. A differenza di altre metodologie di stima indiretta, quali ad esempio formulazioni empiriche o modellazioni FEM, il metodo consente di ottenere degli indicatori di vulnerabilità misurati direttamente sulla struttura che, pertanto, sono soggetti al solo errore di misura e non a tutte le incertezze che caratterizzano i metodi indiretti.

Si deve tuttavia sottolineare che il metodo geofisico-strumentale non può e non deve sostituirsi a valutazioni e calcoli strutturali o a prove dinamiche attive, né tanto meno è in grado di identificare direttamente quali siano le eventuali carenze strutturali di un edificio in termini di risposta sismica.



		<p>Scuola media Monte di Malo</p>
		<p>Componente Nord - Sud del moto sismico Frequenza del primo modo di vibrazione della struttura: <b>5,0 - 5,5 Hz</b></p>
		<p>Componente Est - Ovest del moto sismico Frequenza del primo modo di vibrazione della struttura: <b>5,4 Hz</b></p>
<p>Picco H/V a 1.56 ± 0.08 Hz (nell'intervallo 0.0 - 20.0 Hz).</p> <p>Frequenza di vibrazione della struttura</p>		<p>Componente verticale del moto sismico Non si rivelano sostanziali amplificazioni</p> <p>Andamento H.V.S.R. in free field Assenza di contrastì sismici nel sottosuolo tali da generare amplificazioni del moto alle frequenze della struttura analizzata</p>

Confrontando la misura H.V.S.R. condotta con le frequenze strutturali calcolate è possibile escludere l'insorgere di una doppia risonanza suolo-struttura in caso di eventi sismici di magnitudo rilevante. Tuttavia, si ribadisce l'importanza di utilizzare lo spettro di risposta elastico, calcolato tramite la modellazione numerica precedentemente descritta, in quanto riesce a quantificare correttamente la spinta sismica.



*Resta di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva dell'input sismico da adottare per i calcoli strutturali, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi. Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.*

### 8.1 Modello geologico ed idrogeologico locale

L'assetto stratigrafico del sottosuolo dell'area in esame, oltre che dalle fonti bibliografiche, è stato evinto dalle prove "in situ". Dai risultati delle prove è risultato che la situazione stratigrafica si presenta sostanzialmente omogenea sia dal punto di vista geotecnico che dal punto di vista geostratigrafico ed in relazione alla distribuzione spaziale laterale degli orizzonti.

I risultati così evinti hanno evidenziato che terreni indagati sono costituiti da:

Profondità (m)	Litologia	Orizzonte
0,00 – 0,20	Vegetale	A
0,20 – 6,00	Argille d'alterazione con trovanti	B
6,00 – 6,70	Detrito di versate in matrice limosa	C

Si evidenzia inoltre che durante l'esecuzione delle prove "in situ" non è stata rilevata circolazione idrica, non si esclude comunque la formazione di falde effimere in concomitanza di eventi meteorici.

### 8.2 Modello geotecnico

Qui di seguito in tabella vengono riportati, tramite le metodologie sopracitate, i parametri geotecnici dei terreni attraversati durante lo svolgimento delle prove. Tali valori verranno utilizzati per il calcolo dei parametri per il corretto dimensionamento dell'opera in progetto.

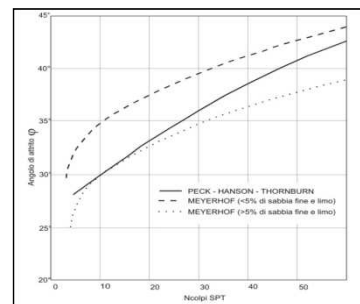
Si precisa che i valori dei parametri geotecnici riportati nella tabella soprastante rappresentano una media ponderata di quanto desunto dalle prove "in situ" e possono essere considerati rappresentativi degli orizzonti stratigrafici individuati nella loro globalità, anche in considerazione della naturale disomogeneità del sottosuolo.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono stati utilizzati i risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche Medie, correlate alla Standard Penetration Test

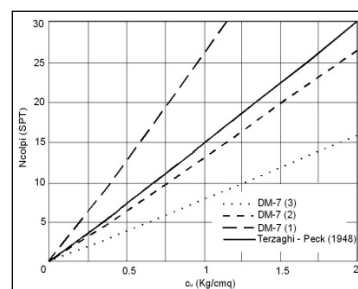


(**S.P.T.**), eseguite in corrispondenza delle future opere di fondazione, secondo le modalità prima esposte. Nel caso specifico, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, è stata utilizzata la correlazione tra **N10** del Penetrometro Dinamico Medio (**D.P.M.**) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (**Nspt**), per la quale **N10/Nspt** compreso tra **0,75 e 0,85**.

Per quanto riguarda i litotipi di natura coesiva, sono stati utilizzati metodi di calcolo riconducibili a vari autori, come riportato in **Fig. - Correlazioni Cu - NSPT**. Per la valutazione della coesione non drenata (**Cu**) dei terreni di natura prevalentemente coesiva, è stato adottato il metodo proposto da Terzaghi e Peck (1948). Relativamente ai terreni caratterizzati da natura prevalentemente granulare, per la determinazione dell'angolo di attrito  $\Phi$  sono stati utilizzati metodi riconducibili a vari autori, come indicato in **Fig. - Correlazioni  $\Phi$  - NSPT**, riportata a seguire.



I valori di resistenza differenti, minori o maggiori, da utilizzare nei calcoli geotecnici sarà subordinata alle ipotesi progettuali specifiche relative alla tipologia, dimensionamento e posizionamento preliminari delle fondazioni analizzate.



Si precisa che i valori dei parametri geotecnici riportati nella tabella sottostante rappresentano una media ponderata di quanto desunto dalle prove in sito e possono essere considerati rappresentativi degli orizzonti stratigrafici individuati nella loro globalità, anche in considerazione della naturale disomogeneità del sottosuolo.

Orizzonte	Litologia correlata	Cu <sub>med</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ <sub>med</sub> (°)	$\gamma$ NAT <sub>med</sub> (KN/m <sup>3</sup> )
<b>A</b>	<b>Vegetale</b>	<b>25</b>	<b>-</b>	<b>18,0</b>
<b>B</b>	<b>Argille d'alterazione con trovanti</b>	<b>45</b>	<b>-</b>	<b>19,0</b>
<b>C</b>	<b>Detrito di versate in matrice limosa</b>	<b>-</b>	<b>33</b>	<b>20,0</b>

Dai tabulati delle prove penetrometriche allegati fuori testo, è possibile ricavare i parametri di resistenza puntuali, esattamente in corrispondenza delle verticali indagate. Da ciò consegue che l'assunzione di valori di resistenza differenti, minori o maggiori, da utilizzare nei calcoli geotecnici sarà subordinata alle ipotesi progettuali specifiche relative alla tipologia, dimensionamento e posizionamento preliminari delle fondazioni analizzate.



## 9. STRUTTURE DI FONDAZIONE

### 9.1 Premesse

La tipologia dell'intervento edilizio in oggetto prevede la ristrutturazione, efficientamento energetico e ampliamento della palestra comunale ubicata in via Milano e studio di risposta sismica locale e misura della frequenza di vibrazione strutturale a corredo del progetto per la verifica sismica di due edifici, in via Europa, interventi entrambi ubicati in comune di Monte di Malo, provincia di Vicenza.

Per la valutazione della capacità portante del terreno e per le conseguenti verifiche dei cedimenti sono state esaminate alcune ipotesi preliminari di massima relative alla tipologia ed al dimensionamento delle strutture di fondazione.

Sulla base degli elaborati progettuali è stata analizzata l'ipotesi che prevede l'impostazione di fondazioni continua, di **larghezza B 1,6 m**, ad una profondità di circa **0,80 m dal p.a.**, in corrispondenza dell'orizzonte **B** di natura prevalentemente coesiva.

Con l'utilizzo delle Norme Tecniche sulle Costruzioni si dovranno valutare la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa in relazione agli **stati limite che si possono verificare durante la vita nominale**. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali dovranno possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (**S.L.U.**): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare vari danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (**S.L.E.**): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- Robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nell'ambito del metodo degli stati limite la misura della sicurezza si ottiene con il "Metodo semi-probabilistico dei Coefficienti Parziali" di sicurezza espresso dall'equazione:

$$Ed \leq Rd$$

ovvero

$$Rd - Ed \geq 0$$

dove:

- $Rd$  = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;
- $Ed$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

L'effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione:





- delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$
- dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$
- dalla geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione ( $E_d \leq R_d$ ) è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3).



CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR
Parametri	Favorevole	<b><math>\gamma_{G1}</math></b>	0,9	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3
Parametri non strutturali	Favorevole	<b><math>\gamma_{G2}</math></b>	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5
Variabili	Favorevole	<b><math>\gamma_{Qi}</math></b>	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5

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

#### 4.2 Capacità portante agli stati limite ultimi (S.L.U.)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione



stessa. Le verifiche che sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite ultimo di tipo geotecnico sono:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

Accertando che la condizione  $Ed \leq Rd$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

#### 4.3 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione–terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità Portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Per i **parametri geotecnici** ottenuti (M3):

T	Orizzonte	Cud [KN/m <sup>2</sup> ]	Ød [°]	γ nat [KN/m <sup>3</sup> ]
	C	45	-	19,00

Le azioni (A1) non sono note mentre le resistenze (R3) assumono un valore di **1,0 Kg/cm<sup>2</sup>**.

Ed ≤ Rd
X,X Kg/cm <sup>2</sup> ? 1,0 Kg/cm <sup>2</sup>

Per la valutazione della capacità portante limite del terreno di fondazione è stata utilizzata la teoria elaborata da Brinch-Hansen che riprende la formula Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza  $N_\gamma$ . Si ha inoltre l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio le di fondazioni con base ruotata.

La relazione di Brinch-Hansen ha la seguente espressione:

$$(1) q_{lim} = N_c s_c d_c i_c b_c g_c + s q \gamma_1 D N_q + N q d_i q_i b_i g_i + 0.5 \gamma_2 B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$



dove:

- c        Coesione del terreno (**KN/m<sup>2</sup>**);
- $\gamma_1$     Peso di volume del terreno sopra il piano di posa (**KN/m<sup>3</sup>**);
- $\gamma_2$     Peso di volume del terreno sotto il piano di posa fino alla profondità del  
cuneo efficace (**KN/m<sup>3</sup>**);
- B        Larghezza della fondazione (**m**);
- D        Profondità d'incastro della fondazione (**m**);
- Nc, Nq, N $\gamma$    Fattori adimensionali di portanza legati rispettivamente al contributo dei  
terreni con coesione, al terreno posto sopra il piano di posa della  
fondazione e agli strati con coesione nulla;
- sc, sq, s $\gamma$    Fattori di forma;
- dc, dq, d $\gamma$    Fattori correttivi per l'approfondimento;
- ic, iq, i $\gamma$    Fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi;
- bc, bq, b $\gamma$    Fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;
- gc, gq, g $\gamma$    Fattori correttivi per fondazioni su pendio.

## 10. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Con il termine cedimento si intende lo spostamento verticale misurato sul piano di posa e corrispondente alla sommatoria delle deformazioni verticali dei vari strati del terreno di fondazione, interessati dalla variazione delle tensioni verticali. I cedimenti possono essere distinti in tre differenti tipologie: a) cedimenti immediati, che interessano terreni di natura granulare; b) cedimenti di consolidazione, che interessano terreni di natura coesivi ed ultimi c) cedimenti secondari molto limitati, in condizioni drenate, dovute a fenomeni di "creep".

E' evidente che, quando si hanno incrementi delle tensioni verticali si verificano deformazioni verticali che assumono valori significativi in relazione al tipo di terreno e alle esigenze dell'opera che si intende realizzare. In genere si hanno valori significativi del cedimento, per il campo di tensioni più frequentemente trasmesse al terreno, quando si interessano strati argillosi normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati. La letteratura propone vari metodi per calcolare i cedimenti in terreni di natura coesivi quali il metodo di **Terzaghi**, il metodo di **Schertmann** il metodo di **Steinbrenner**.

In questo caso si è ricorsi al metodo di **Terzaghi** in quanto dalle prove penetrometriche non è possibile ricavare i parametri richiesti dall'equazione di **Steinbrenner**.

L'equazione di **Terzaghi** è data da:

$$\Delta s = dH(Q_z/Ed)$$



Dove:

- $\Delta s$**  Cedimento espresso in mm
- $Q_z$**  Incremento di pressione dovuta al sovraccarico applicato dalla fondazione nella mezzera dello strato considerato
- $E_d$**  Modulo edometrico dello strato considerato
- $dH$**  Spessore dello strato interessato dal cedimento

Il parametro  $E_d$ , che è funzione del terreno, è ricavabile dalla seguente equazione:

$$E_d = B N_{spt}$$

In questo caso specifico i cedimenti calcolati applicando un carico pari a **1,0 kg/cm<sup>2</sup>**, risulteranno essere di circa **1,5 cm**, se i carichi dovessero essere per motivi strutturali incrementati si dovranno riverificare i cedimenti, che, se troppo elevati, dovranno essere assolutamente ridotti con opportune opere atte a trasmettere il carico agente sul terreno in profondità così da annullare gli stessi al fine della sicurezza strutturale dell'opera in progetto.



## 11. STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO E SUGGERIMENTI OPERATIVI

La tipologia dell'intervento edilizio di progetto prevede la ristrutturazione, efficientamento energetico ed ampliamento della palestra comunale ubicata in via Milano in comune di Monte di Malo, provincia di Vicenza.

Nel caso specifico, i fronti di scavo avranno un'altezza di **1,0 m**:

- Non vi sono quindi particolari prescrizioni per quanto concerne i fronti stessi;
- L'opera in progetto non influenzerà negativamente l'assetto geologico geomorfologico ed idrogeologico dell'area.

Si lascia comunque al Sig. Progettista la scelta definitiva sulle modalità operative da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

Data: 28 gennaio 2019



**Geol. Mario Capeti**





**ALLEGATI FUORI TESTO**

- Documentazione fotografica: panoramica del cantiere durante l'esecuzione della Prova Penetrometrica Dinamica Media (**D.P.M.**);
- Tabelle e diagrammi relativi alle prove penetrometriche dinamiche medie (**D.P.M.**);







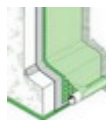
## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPM CM & CM

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	18 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	2,93 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,78
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**RESPONSABILE**  
**Geol. Mario Capeti**

**OPERATORE**  
**Geol. Mario Capeti**

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...

DPM CM

Prova eseguita in data

02/08/2018

Profondità prova

2,40 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	6	0,857	20,14	23,51	1,01	1,18
0,20	6	0,855	20,10	23,51	1,00	1,18
0,30	4	0,853	13,37	15,68	0,67	0,78
0,40	13	0,801	40,80	50,95	2,04	2,55
0,50	14	0,799	43,83	54,87	2,19	2,74
0,60	19	0,797	59,35	74,46	2,97	3,72
0,70	10	0,845	33,12	39,19	1,66	1,96
0,80	14	0,793	40,92	51,58	2,05	2,58
0,90	12	0,842	37,20	44,21	1,86	2,21
1,00	12	0,840	37,12	44,21	1,86	2,21
1,10	25	0,738	67,97	92,10	3,40	4,60
1,20	35	0,686	88,49	128,94	4,42	6,45
1,30	26	0,735	70,36	95,78	3,52	4,79
1,40	28	0,733	75,60	103,15	3,78	5,16
1,50	27	0,731	72,73	99,47	3,64	4,97
1,60	28	0,730	75,25	103,15	3,76	5,16
1,70	36	0,678	89,91	132,62	4,50	6,63
1,80	12	0,826	34,46	41,71	1,72	2,09
1,90	10	0,825	28,66	34,76	1,43	1,74
2,00	38	0,673	88,91	132,07	4,45	6,60
2,10	43	0,622	92,90	149,45	4,65	7,47
2,20	26	0,720	65,07	90,36	3,25	4,52
2,30	45	0,619	96,75	156,40	4,84	7,82
2,40	60	0,617	128,70	208,53	6,43	10,43

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturato (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,3	4,16	Coesivo	1,71	1,87	--	0,52	19,09	41,60	--	--
2	2,4	19,80	Incoerente	1,99	---	37,01	--	68,13	174,00	0,32	1075,92

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato...

DPM CM

Prova eseguita in data

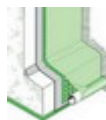
02/08/2018

Profondità prova

2,70 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,10	6	0,857	20,14	23,51	1,01	1,18
0,20	18	0,805	56,76	70,54	2,84	3,53
0,30	14	0,803	44,04	54,87	2,20	2,74
0,40	6	0,851	20,01	23,51	1,00	1,18
0,50	4	0,849	13,31	15,68	0,67	0,78



0,60	5	0,847	16,60	19,60	0,83	0,98
0,70	4	0,845	13,25	15,68	0,66	0,78
0,80	3	0,843	9,32	11,05	0,47	0,55
0,90	3	0,842	9,30	11,05	0,47	0,55
1,00	3	0,840	9,28	11,05	0,46	0,55
1,10	3	0,838	9,26	11,05	0,46	0,55
1,20	3	0,836	9,24	11,05	0,46	0,55
1,30	5	0,835	15,37	18,42	0,77	0,92
1,40	4	0,833	12,27	14,74	0,61	0,74
1,50	5	0,831	15,31	18,42	0,77	0,92
1,60	5	0,830	15,28	18,42	0,76	0,92
1,70	7	0,828	21,35	25,79	1,07	1,29
1,80	5	0,826	14,36	17,38	0,72	0,87
1,90	6	0,825	17,20	20,85	0,86	1,04
2,00	6	0,823	17,17	20,85	0,86	1,04
2,10	10	0,822	28,56	34,76	1,43	1,74
2,20	20	0,770	53,53	69,51	2,68	3,48
2,30	33	0,669	76,69	114,69	3,83	5,73
2,40	27	0,717	67,30	93,84	3,36	4,69
2,50	17	0,766	45,24	59,08	2,26	2,95
2,60	40	0,614	85,39	139,02	4,27	6,95
2,70	60	0,613	127,79	208,53	6,39	10,43

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,3	9,88	Incoerente	1,73	1,92	33,62	--	47,76	---	0,33	559,74
2	2,0	3,53	Coesivo	1,67	1,87	--	0,44	16,20	35,30	--	--
3	2,7	23,06	Incoerente	2,05	---	37,95	--	74,83	190,30	0,31	1241,66

**PROVA ... Nr.3**

Strumento utilizzato...

Prova eseguita in data

Profondità prova

Falda non rilevata

DPM CM

20/12/2018

6,70 mt

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	6,71	7,84	0,34	0,39
0,20	4	0,855	13,40	15,68	0,67	0,78
0,30	7	0,853	23,39	27,43	1,17	1,37
0,40	6	0,851	20,01	23,51	1,00	1,18
0,50	4	0,849	13,31	15,68	0,67	0,78
0,60	3	0,847	9,96	11,76	0,50	0,59
0,70	3	0,845	9,94	11,76	0,50	0,59
0,80	27	0,743	73,94	99,47	3,70	4,97
0,90	19	0,792	55,40	70,00	2,77	3,50
1,00	18	0,790	52,37	66,31	2,62	3,32
1,10	10	0,838	30,87	36,84	1,54	1,84
1,20	6	0,836	18,48	22,10	0,92	1,11
1,30	6	0,835	18,45	22,10	0,92	1,11
1,40	6	0,833	18,41	22,10	0,92	1,11
1,50	4	0,831	12,25	14,74	0,61	0,74
1,60	4	0,830	12,22	14,74	0,61	0,74
1,70	4	0,828	12,20	14,74	0,61	0,74
1,80	3	0,826	8,62	10,43	0,43	0,52
1,90	4	0,825	11,47	13,90	0,57	0,70
2,00	4	0,823	11,44	13,90	0,57	0,70



2,10	3	0,822	8,57	10,43	0,43	0,52
2,20	2	0,820	5,70	6,95	0,29	0,35
2,30	2	0,819	5,69	6,95	0,28	0,35
2,40	3	0,817	8,52	10,43	0,43	0,52
2,50	4	0,816	11,34	13,90	0,57	0,70
2,60	4	0,814	11,32	13,90	0,57	0,70
2,70	3	0,813	8,48	10,43	0,42	0,52
2,80	2	0,811	5,34	6,58	0,27	0,33
2,90	3	0,810	7,99	9,87	0,40	0,49
3,00	3	0,809	7,98	9,87	0,40	0,49
3,10	3	0,807	7,97	9,87	0,40	0,49
3,20	5	0,806	13,26	16,45	0,66	0,82
3,30	6	0,805	15,88	19,74	0,79	0,99
3,40	7	0,803	18,50	23,03	0,92	1,15
3,50	5	0,802	13,19	16,45	0,66	0,82
3,60	6	0,801	15,81	19,74	0,79	0,99
3,70	7	0,800	18,41	23,03	0,92	1,15
3,80	5	0,798	12,46	15,61	0,62	0,78
3,90	6	0,797	14,93	18,73	0,75	0,94
4,00	5	0,796	12,43	15,61	0,62	0,78
4,10	5	0,795	12,41	15,61	0,62	0,78
4,20	4	0,794	9,91	12,49	0,50	0,62
4,30	3	0,793	7,42	9,37	0,37	0,47
4,40	3	0,791	7,41	9,37	0,37	0,47
4,50	3	0,790	7,40	9,37	0,37	0,47
4,60	2	0,789	4,93	6,24	0,25	0,31
4,70	2	0,788	4,92	6,24	0,25	0,31
4,80	2	0,787	4,68	5,94	0,23	0,30
4,90	2	0,786	4,67	5,94	0,23	0,30
5,00	2	0,785	4,67	5,94	0,23	0,30
5,10	3	0,784	6,99	8,91	0,35	0,45
5,20	7	0,783	16,29	20,80	0,81	1,04
5,30	4	0,782	9,29	11,89	0,46	0,59
5,40	3	0,781	6,96	8,91	0,35	0,45
5,50	3	0,780	6,95	8,91	0,35	0,45
5,60	4	0,779	9,26	11,89	0,46	0,59
5,70	5	0,778	11,56	14,86	0,58	0,74
5,80	5	0,777	11,01	14,17	0,55	0,71
5,90	7	0,776	15,40	19,84	0,77	0,99
6,00	7	0,775	15,38	19,84	0,77	0,99
6,10	8	0,775	17,56	22,67	0,88	1,13
6,20	10	0,774	21,93	28,34	1,10	1,42
6,30	10	0,773	21,90	28,34	1,10	1,42
6,40	10	0,772	21,88	28,34	1,09	1,42
6,50	10	0,771	21,86	28,34	1,09	1,42
6,60	11	0,770	24,02	31,18	1,20	1,56
6,70	12	0,770	26,17	34,01	1,31	1,70

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3**

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Satur (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,2	2,34	Coesivo	1,59	1,86	--	0,29	10,74	23,40	--	--
2	1,1	8,41	Incoerente	1,67	1,91	33,06	--	44,74	---	0,34	481,08
3	6,5	3,60	Coesivo	1,67	1,87	--	0,45	16,52	36,00	--	--
4	6,7	8,97	Incoerente	1,69	1,91	33,27	--	45,89	---	0,34	511,14