



**COMUNE DI TERNO D'ISOLA**  
**Provincia di Bergamo**

LAVORI DI: **REALIZZAZIONE NUOVA SCALA DI COLLEGAMENTO TRA  
AMPLIAMENTO NIDO E NIDO ESISTENTE.**

**CIG B6AE088190**

R.U.P.: **Arch. Nives Mostosi**

COMMITTENTE: **COMUNE DI TERNO D'ISOLA**

AREA Servizi Tecnici  
Via Casolini 7 – 24030 Terno d'Isola (BG)  
P.Iva: 00384900163 – C.F.: 82005730161

PROGETTISTA: **RTP - STUDIO ATER**

**Arch. Angelo Agazzi - Arch. Angela Giovanna Amico  
- Ing. Giacomo Belotti**  
Via Delle Betulle n°25 - 24048 TREVILOLO (BG)

**PROGETTO  
ESECUTIVO**

Documento:  
GEO - 01

Data:  
15-05-2025

**RELAZIONE GEOLOGICA/GEOTECNICA**

Studio ATER

\_\_\_\_\_  
Via delle Betulle 25 – Treviolo BG

Arch. Angelo Agazzi  
Arch. Angela Giovanna Amico

Committente:

**Comune di Terno d'Isola  
Provincia di Bergamo**

Commessa:

**REALIZZAZIONE NUOVA COSTRUZIONE IN AMPLIAMENTO ASILO NIDO NEL  
CAMPUS SCOLASTICO DEL COMUNE DI TERNO D'ISOLA  
PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1.  
CUP B18H24000630006**

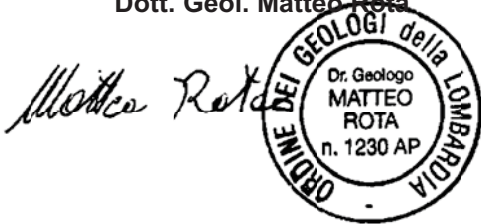
Oggetto dell'elaborato:

**RELAZIONE GEOLOGICA  
RELAZIONE GEOTECNICA**

\* \* \*

Relatore  
**Dott. Geol. Matteo Rota**

Direttore Tecnico  
**Dott. Geol. Luigi Corna**



Comm. 053/24  
Ed. 1  
Data di stampa 16.09.2024

Settembre 2024



## Indice

1) Premessa.....	3
1.1) Attività svolte.....	3
1.2) Normativa principale di riferimento.....	3
2) Ubicazione geografica e descrizione dell'opera in progetto.....	4
3) RELAZIONE GEOLOGICA.....	5
3.1) Caratteristiche geologiche ed idrogeologiche.....	5
3.2) Caratteristiche idrogeologiche ed idrologiche.....	6
3.3) Indagini geognostiche disponibili da bibliografia.....	7
3.4) Indagine geofisica sito specifica.....	8
3.6) Modello geologico di progetto.....	9
3.7) Fattibilità geologica del progetto.....	9
3.8) Componente geologica del progetto.....	9
3.8.1) Scavi.....	9
3.8.2) Opere di fondazione.....	10
3.8.3) Scarico acque nel sottosuolo.....	10
3.9) Componente sismica del progetto.....	10
3.9.1) Amplificazione litologiche – categoria di sottosuolo.....	10
3.9.2) Amplificazioni topografiche.....	11
3.9.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti.....	11
4) RELAZIONE GEOTECNICA.....	12
4.1) Modello geotecnico dei luoghi.....	12
4.1.1) Correlazioni utilizzate per la ricostruzione del modello geotecnico.....	13
4.2) Componente geotecnica del progetto.....	13
4.2.1) Componente sismica.....	13
4.2.2) Scavi.....	13
4.2.3) Opere di fondazione – valutazioni preliminari.....	14
4.2.3.1) Verifiche preliminari nei confronti degli stati limite ultimi SLU – GEO – resistenza (capacità portante).....	14
4.2.3.2) Verifica preliminare nei confronti degli stati limite di esercizio SLE – GEO – cedimento dei terreni.....	15
5) Conclusioni.....	16

## Allegati

- 1) Indagini disponibili
- 2) Certificato dell'indagine geofisica mediante la tecnica HVSR
- 3) Parametri sismici di sito per la struttura in progetto - azione sismica
- 4) Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e cedimenti per fondazioni



## 1) Premessa

Su incarico del Comune di Terno d'Isola con CUP B18H24000630006 è redatta la presente relazione a supporto del progetto di “realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1.” sito all’angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali in comune di Terno d'Isola (BG).

La presente relazione è composta da:

- relazione geologica, che ha lo scopo di definire le caratteristiche geologiche (morfologiche, stratigrafiche ed idrogeologiche) e simiche dell’area al fine di valutare la fattibilità geologica del progetto, le amplificazioni litologiche del sito e il modello geologico. Inoltre verranno indicate le soluzioni tecniche realizzative più idonee da adottare in fase di progettazione (stabilità dei terreni, scarico delle acque meteoriche nel sottosuolo).
- relazione geotecnica, che sulla base delle risultanze e dei dati acquisiti nella relazione geologica definirà il modello geotecnico del sottosuolo e valuterà la resistenza a rottura e gli assestamenti dei terreni. Resta a carico dello strutturista eseguire le specifiche verifiche geotecniche e redigere la relazione d’opera definitiva, in funzione dei livelli di sicurezza, delle prestazioni e delle specificità strutturali definiti per l’opera in progetto.

### 1.1) Attività svolte

Le attività condotte nell’espletamento dell’incarico hanno previsto:

- acquisizione dei dati bibliografici disponibili;
- esecuzione di una indagine geofisica con tecnica HVSR;
- inquadramento geologico, geomorfologico del sito;
- verifica della fattibilità e compatibilità geologica del progetto;
- definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo e delle caratteristiche sismiche locali;
- indicazioni per la componente geologica, sismica e geotecnica del progetto.

Per quanto concerne le indagini geognostiche si è fatto riferimento a quelle riportate nel PGT specifiche per il sito scolastico in cui ricade l’intervento. Ad integrazione della componente sismica è stata eseguita una indagine geofisica mediante prove HVSR.

### 1.2) Normativa principale di riferimento

Per quanto riguarda la componente geologica, compatibilità idraulica e sismica la presente ha considerato:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- D.G.R. della Regione Lombardia n. IX/2616 del 30 Novembre 2011 e s.m.i.,

Comune di Terno d'Isola Provincia di Bergamo	Realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1. Angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali	Rd./Rev 1	Pag. 3
---	--	-----------	--------



- UNI ENV 1997 -1 Eurocodice 7;
- Componente geologica comunale PGT e studio del Reticolo idrico Minore.

Per quanto riguarda la componente geotecnica la presente ha considerato:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica” parte 1;
- Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.L.PP.;
- D.g.r 11.07.2014 n.2129, L.r. 1210.2015 n.33 e D.g.r. 30 marzo 2016 n.5001 in materia di opere o costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.

## **2) Ubicazione geografica e descrizione dell’opera in progetto**

La zona in studio è posizionata nella porzione Ovest della provincia di Bergamo, in zona pianeggiante ed è ubicata in comune di Terno d’Isola nel settore centrale del centro abitato (vedi Figura 1).

Il progetto prevede la costruzione del nuovo asilo costituito da un edificio in cemento armato, le fondazioni saranno nastriformi con muri di tamponamento in laterizio, senza piani interrati e col solo piano terra di forma all’incirca rettangolare delle dimensioni di 10x21 m.

Le acque meteoriche saranno drenate da un impianto separato dalle reflue e convolute nel sottosuolo mediante il sistema di pozzi perdenti già esistente.

Comune di Terno d’Isola Provincia di Bergamo	Realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1. Angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali	Rd./Rev 1	Pag. 4
---	--	-----------	--------



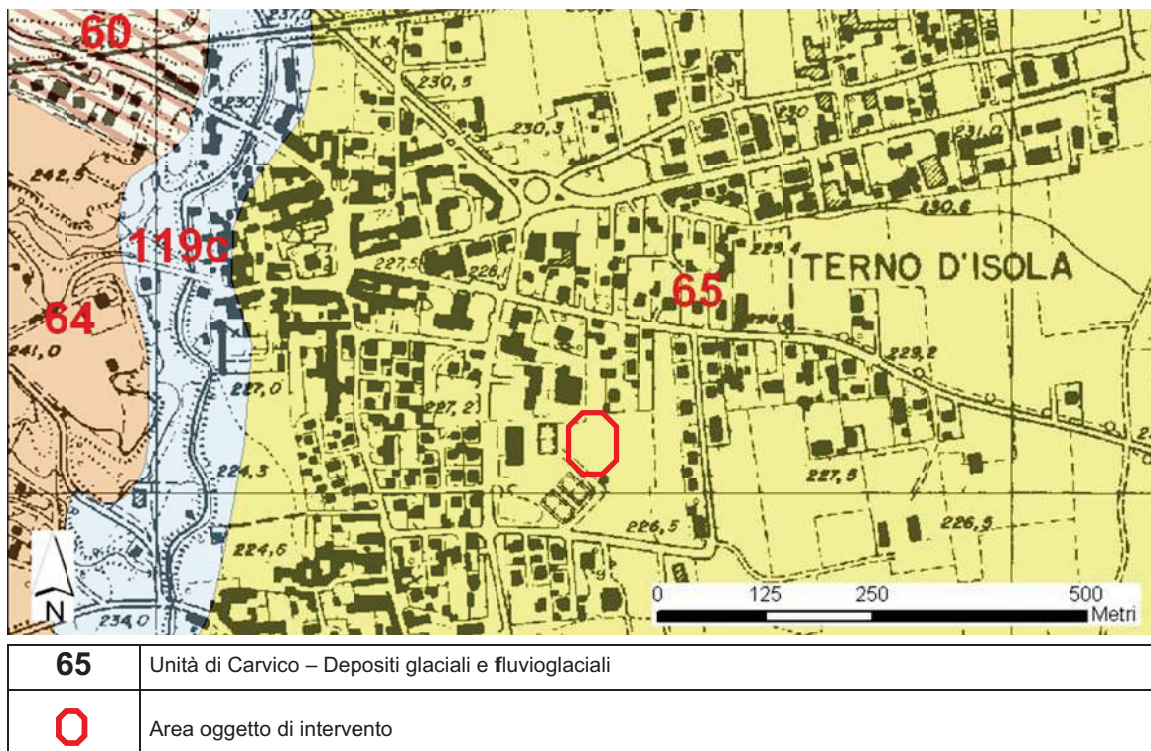
### 3) RELAZIONE GEOLOGICA

#### 3.1) Caratteristiche geologiche ed idrogeologiche

La topografia del luogo oggetto di intervento è caratterizzata da pendenze estremamente basse verso SSW ed in particolare i terreni in studio si collocano alla quota topografica di 227 m s.l.m..

Nella zona dove ricadono gli interventi affiora, secondo quanto indicato nella “Carta Geologica della Provincia di Bergamo” edita nell’anno 2000, l’unità geologica nota in letteratura con il nome di “Unità di Carvico” (vedi Figura 1)

L’unità di Carvico (Pleistocene Medio – Superiore) è qui rappresentata da depositi glaciali e fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa – limosa di colore rossastro d’origine alteritica. I clasti presentano grado di arrotondamento da subarrotondati a spigolosi con diametri con diametri medi tra 4 e 15 cm e sono costituiti da litologie carbonatiche, di provenienza lariana e locale, e cristalline, di derivazione alpina. Tali depositi in superficie presentano alfiosuoli moderatamente rubefatti (10YR con punte 7,5 YR) e una forte alterazione soprattutto dei cottoli d’origine marnosa e argillosa. La superficie limite superiore ha morfologia ben conservata, copertura loessica discontinua presente, profilo di alterazione evoluto con profondità massima del fronte di decarbonatazione compreso tra 3 e 4 m, colore 7.5YR.





Nella nuova cartografia del PGT l'unità è stata riclassificata secondo la suddivisione in unità allostratigrafiche e denominata "Supersistema di Besnate".

### 3.2) Caratteristiche idrogeologiche ed idrologiche

Dal punto di vista idrogeologico si specifica che nel sottosuolo localmente, è presente una falda freatica con livello freatico alla profondità di circa 33 m (vedi Figura 2 e Figura 3) dal piano campagna. L'acquifero è caratterizzato da discreta trasmissività e direzione di flusso NE-SW con gradiente di circa 1 %.

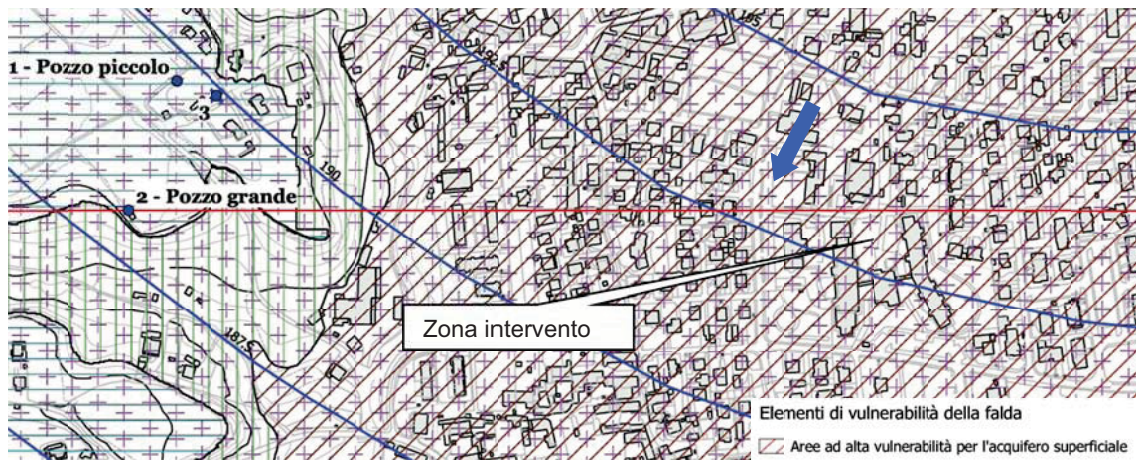


Figura 2: estratto della "Carta idrogeologica" del nuovo PGT di Terno d'Isola

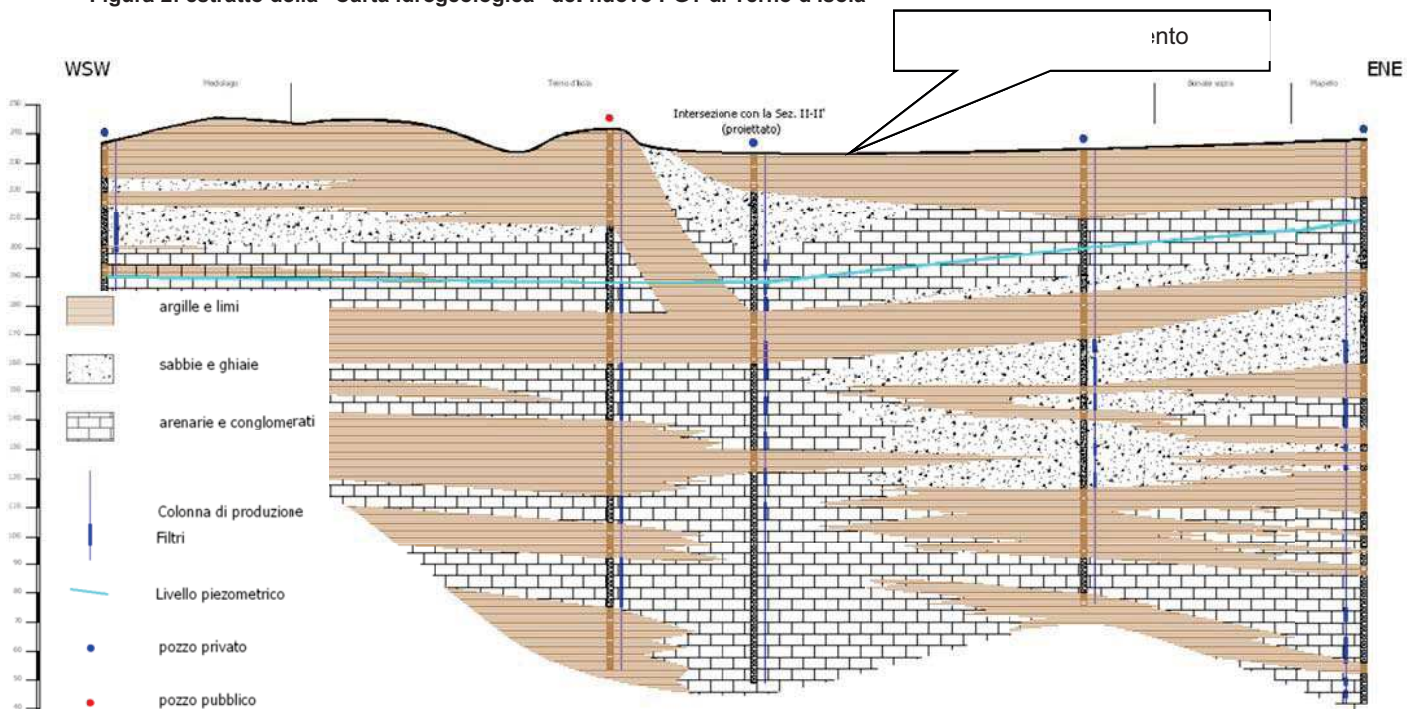


Figura 3: estratto della sezione idrogeologica allegata allo studio geologico comunale del PGT di Terno d'Isola.

Gli strati superficiali del sottosuolo hanno permeabilità ridotta.



Nei luoghi le acque meteoriche defluiscono regolarmente all'interno del sistema di drenaggio urbano, mentre nelle zone circostanti agricole le acque si infiltrano naturalmente nel sottosuolo o vengono convogliate ad ovest nel torrente Buliga attraverso un sistema di canalizzazioni.

Il sistema idrografico di maggior rilevanza per l'area di studio è costituito dal torrente Buliga che scorre in direzione nord-sud alla distanza di oltre 450 m dall'area di studio.

### **3.3) Indagini geognostiche disponibili da bibliografia**

Per la caratterizzazione del sottosuolo si è fatto riferimento alle conoscenze dello scrivente acquisite in occasione di precedenti interventi eseguiti nella zona, ed in particolare alle indagini geognostiche realizzate dal comune nel 1997 nell'ambito del progetto di costruzione del complesso scolastico entro il cui perimetro ricade il presente progetto, indagini allegate alla componente geologica del PGT di Terno d'Isola.

Le indagini citate ed allegate nell'allegato n. 1 a cui si rimanda per gli approfondimenti e l'ubicazione, avevano previsto l'esecuzione di 3 sondaggi geognostici spinti fino alla profondità di 15 m e quattro prove penetrometriche dinamiche (predisposte utilizzando un penetrometro modello Meardi-Agi) che sono andate a rifiuto alle profondità variabili tra 4,5 e 6 m.

Dalle indagini geognostiche è risultato che fino alla profondità di 3 m circa sono presenti depositi sabbiosi limosi con sparsi ciottoli con un grado di addensamento da poco addensato ad addensato, a cui seguono fino alla profondità di circa 6 m delle ghiaie sabbiose con un grado di addensamento da addensato a molto addensato. Tali depositi che nell'area di intervento sono presenti sulle pareti laterali della depressione in cui già attualmente si trova la struttura scolastica, presentano caratteristiche geotecniche da discrete a buone.

Alla quota di base a cui si andrà ad impostare la nuova struttura si individuano depositi di ghiaie con percentuali variabili di sabbia e limo in percentuali ridotte caratterizzati da addensamenti molto elevati (con valori di SPT in media superiori a 50), con sparse lenti di sabbia. Alla scala dell'area indagata le geometrie e le caratteristiche dei terreni si mantengono sufficientemente costanti.

Tali depositi nell'area si intercettano fino alla quota di almeno 15 m di profondità; dalle stratigrafie dei pozzi per acqua frequenti nella zona si evince che alle profondità superiori tali depositi continuano fino ad alternarsi, già alle profondità di 20 m, a strati di conglomerato fino ad intercettare il substrato roccioso di natura arenacea alle profondità di circa 150 m di profondità.



### 3.4) Indagine geofisica sito specifica

Al fine di ricostruire il profilo della Vs sito specifico sono state eseguite due misurazioni con tromografo posizionato nell'area centrale dell'intervento.

Seppur la tipologia di misura da sola non permetta di avere un grado di precisione elevato, permette comunque di avere indicazioni sulla durezza dei terreni e di ricostruire il profilo stratigrafico del terreno in termini di Vs e z, individuando la profondità del *bedrock* sismico (con  $V_s$  maggiori di 800 m/s). Risulta invece significativa per individuare le frequenze principali, assimilabili a quelle di risonanza del terreno, ricavabili dai principali picchi legati ai contrasti di impedenza sismica presenti nel sottosuolo.

Di seguito si riporta il profilo delle Vs ricavato dall'interpretazione delle due indagini svolte che presentano un risultato molto coerente tra loro. Di norma questo tipo di indagine tende a sovrastimare i valori di Vs che comunque qui hanno fornito un profilo con valori di  $V_{s30}$  di 323 m/s, intercettando il *bedrock* a 75 m.

Nella Tabella 1 si riporta il profilo derivato dall'interpretazione dell'indagine HVSR.

STRATO	Intervallo di profondità (m)	Vs (m/s)
1	1,8	125
2	12	290
3	31	415
4	36	495
5	68	520
6	75	680
7		> 800

Tabella 1: profilo Vs derivato dall'indagine HVSR.

Per la descrizione dell'indagine e i certificati delle misure eseguite si rimanda all'Allegato n. 2.



### 3.6) Modello geologico di progetto

Per la caratterizzazione dei luoghi si è fatto riferimento alle indagini geognostiche acquisite ed ai dati bibliografici disponibili.

Tabella 2: modello geologico

Unità	Profondità base Strato (m)	Descrizione
1	1,8	Ghiaia sabbiosa limosa
2	7,8	Ghiaie e sabbia limosa
3	33	Alternanza strati metrici di ghiaie e sabbie limose argillose
4	65	Alternanza di strati metrici di conglomerati, ghiaie e argille
5	98	Prevalenza di argille con strati di ghiaia

Dai dati acquisiti risulta che la falda dovrebbe porsi a 33 m dal piano campagna.

### 3.7) Fattibilità geologica del progetto

L'area oggetto di intervento nella "Componente geologica" del PGT comunale risulta classificata come;

- "Carta dei vincoli", carte uniformata PAI e PGRA: nessun vincolo;
- "Carta di Sintesi", elevata vulnerabilità dell'acquifero sfruttato ad uso idropotabile e/o primo acquifero;
- "Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano": classe di fattibilità 3d "Fattibilità con consistenti limitazioni – vulnerabilità idrogeologica";
- per quanto concerne la componente sismica l'area rientra nello scenario Z4a "Zona di fondovalle o pianura con presenza di depositi alluvionali o fluvio-glaciali". Dall'analisi di secondo livello è emerso che per tutto il territorio comunale lo spettro della norma è adeguato.

Le previsioni edilizie in progetto, sono state valutate secondo il grado di approfondimento previsto dalle normative e dallo studio geologico comunale, e risultano eseguibili senza particolari limitazioni di fattibilità geologica considerando le indicazioni fornite al cap. n. 3.8) e 3.9).

### 3.8) Componente geologica del progetto

#### 3.8.1) Scavi

Non si prevedono scavi significativi per i quali si debbano prevedere particolari indicazioni.



Gli scavi a sezione ristretta e paramento verticale, di profondità superiori ad 1,5 m potranno essere resi accessibili alle maestranze previo sostegno con idonei manufatti di sicurezza.

### **3.8.2) Opere di fondazione**

I terreni presentano sufficienti caratteristiche geotecniche per la tipologia di opera in progetto.

Non si individuano particolari indicazioni per le opere di fondazione.

### **3.8.3) Scarico acque nel sottosuolo**

Il progetto prevede la realizzazione di un sistema fognario separato tra acque reflue e meteoriche.

Per definire il recapito finale delle acque meteoriche si è fatto riferimento al progetto esecutivo dell'impianto fognario del complesso scolastico entro cui ricade l'intervento, redatto dallo studio Ydros di bergamo nel marzo del 2017.

Il progetto supportato da indagini di caratterizzazione del sottosuolo ha previsto di disperdere le acque nel sottosuolo mediante pozzi perdenti.

Per la sistemazione dell'area a nord del complesso scolastico entro cui ricade l'asilo oggetto del presente progetto sono stati progettati, e realizzati, un sistema di pozzi perdenti contraddistinti da un coefficiente di sicurezza di circa 1,3.

La nuova superficie impermeabile che recapiterà le acque nei pozzi perdenti in progetto è dell'ordine dei 320 m<sup>2</sup> rispetto alle 4660 esistenti caratterizzate da un fattore di sicurezza di 1,3. In tali condizioni risulta che la nuova superficie sarà adeguatamente supportata dai pozzi perdenti esistenti, senza richiedere ulteriori pozzi.

L'intervento non comporterà una modifica sostanziale delle condizioni idrogeologiche esistenti.

## **3.9) Componente sismica del progetto**

### **3.9.1) Amplificazione litologiche – categoria di sottosuolo**

Sulla base delle indagini svolte nell'area per l'area d'interesse si attribuisce una classe di suolo C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

La classe di suolo risulta ampiamente verificata anche eseguendo un approfondimento di secondo livello utilizzando la scheda sabbiosa.

Comune di Terno d'Isola Provincia di Bergamo	Realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1. Angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali	Rd./Rev 1	Pag. 10
---	--	-----------	---------



### 3.9.2) Amplificazioni topografiche

Per quanto concerne invece l'amplificazione topografica, l'area si colloca in una zona piuttosto pianeggiante, quindi è stato attribuito il valore di  $S_T = T1$ .

### 3.9.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti

Le opere si andranno ad impostare su un suolo con caratteristiche ragionevolmente omogenee.

Per quanto concerne il potenziale di liquefazione facendo riferimento a quanto previsto dal cap. n. 7.11.3.4.2 delle NTC del 2018 è stato escluso in quanto risulta verificata almeno delle condizioni previste dalla norma come da tabella allegata:

Circostanza		
1	Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g	<input type="checkbox"/>
2	Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;	<input type="checkbox"/>
4	Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ . Per i grafici dei fusi granulometrici si rimanda alla normativa)	<input type="checkbox"/>

Tabella 3: Circostanze di esclusione della verifica a liquefazione (D.M: 17/01/18).



#### 4) RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione, per quanto attiene alle componenti geotecniche, definisce, sulla base dei dati acquisiti e della relazione geologica, il modello geotecnico del sottosuolo ed esegue valutazioni preliminari a supporto delle attività di progettazione.

##### 4.1) Modello geotecnico dei luoghi

Il modello geotecnico (Vedi Tabella 4) è stato definito sulla base delle indagini svolte ed illustrate nella relazione geologica.

Nella definizione del valore caratteristico, inteso come valore che meglio permette di descrivere le caratteristiche del terreno o il suo comportamento in quel determinato stato limite adottando un valore cautelativo (D.M. 17/1/18 paragrafo 6.2.2.) si è utilizzato un metodo statistico analizzando le resistenze delle prove penetrometriche misurate in loco e considerando anche i valori registrati nelle prove SPT del cantiere limitrofo da cui emerge che il fattore di correlazione è pari ad almeno 2. La probabilità di non superamento utilizzata è stata del 5%. In considerazione della tipologia di opere che interesseranno grandi volumi di terreno (es. platee, plinti e travi collegate rigidamente, portata laterale pali), il valore caratteristico è stato considerato prossimo al valore medio dei valori misurati (resistenze compensate). Per il peso di volume è stata utilizzata una media matematica.

Per la definizione dei parametri geotecnici si rimanda alle correlazioni riportate nel cap. n. 4.1.1).

U	P	P <sub>m</sub>	Descrizione litologica	Numero colpi		Caratteristiche geotecniche					Addensamento
				N <sub>med</sub>	N <sub>spt</sub>	$\sigma'_v$	D <sub>r</sub>	$\phi$	$\gamma_n$	E <sub>s</sub>	
1	2,7	2	Ghiaia sabbiosa limosa	7	8	37	40	30	18,5	35	Poco add.
2	4,8	3,5	Ghiaia sabbiosa con blocchi isolati	30	40	65	70	37	19	50	Addensato
3	> 10	6	Ghiaia sabbiosa con livelli di sabbia	Rif	Rif	113	85	40	19,5	70	Molto Addensato

U = Unità geotecnica

P = profondità dell'unità geotecnica (m)

P<sub>m</sub> = profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (m)

N<sub>med</sub> = numero di colpi medio

N<sub>spt</sub> = numero di colpi medio standardizzato (N<sub>spt</sub>)

$\sigma'_v$  = pressione geostatica efficace alla profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (kPa)

D<sub>r</sub> = densità relativa (%)

$\phi$  = angolo di attrito (°)

$\gamma_n$  = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>)

c' = coesione efficace (kPa)

E<sub>s</sub> = modulo elastico (MPa)

**Tabella 4: modello geotecnico.**

La falda freatica è collocata a 33 m dal piano campagna.



#### 4.1.1) Correlazioni utilizzate per la ricostruzione del modello geotecnico

Il valore di  $N_{DPSH}$ , numero di colpi necessario per far avanzare le aste per l'intervallo di riferimento definito, correlato al  $N_{spt}$  costituisce un indice dello stato di addensamento dei terreni e quindi anche alle sue caratteristiche tecniche. Pertanto da tale valore viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno. Inoltre il valore di  $N_{spt}$  viene utilizzato per valutare, tramite formule e abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

Le correlazioni tra i dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche ed i parametri geotecnici possono essere ricavate come di seguito specificato:

##### **Numero di colpi standardizzato $N_{spt}$**

- risalendo dai valori di  $N_{DPSH}$  a quelli  $N_{spt}$  (standard penetration test) da  $N_{spt} = N_{DPSH} * 1,2 - 1,5$  e facendo la correlazione diretta con i valori di SPT misurati nel sondaggio, ed una ulteriore correzione per i terreni sotto falda mediante la formula di Terzaghi ('48)  $N_{spt\ falda} = 15 + 0.5(N_{spt} - 15)$ ;
- utilizzando le correlazioni tra i parametri geotecnici e  $N_{spt}$  come di seguito illustrato.

##### **Densità relativa ( $D_r$ )**

La densità relativa è ricavata mediante la correlazione  $N_{spt}-D_r$  proposta da Peck - Terzaghi ('48) e Bazaraa ('67) tenendo conto anche della pressione geostatica verticale efficace (peso del terreno).

##### **Angolo di attrito ( $\phi$ )**

L'angolo di attrito drenato viene calcolato mediante la correlazione tra  $N_{spt}-\phi$  di Peck - Hanson - Thornburn ('74), Meyerhof o partendo dal valore di  $D_r$  ( $\phi=f(D_r)$ ) mediante la correlazione proposta da:

- De Mello V.F.B. (1971) sulla base dei valori di  $N_{spt}$ ;
- NAVFAC DM-7 (1971) in funzione della  $D_r$ ;
- Collotta et al. (1989) noti il contenuto di argilla, il limite liquido, l'indice di plasticità.

##### **Peso di volume ( $\gamma$ )**

Viene stimato sulla base della granulometria del materiale.

##### **Modulo elastico $E_s$**

Il valore del modulo elastico è stato stimato attraverso la correlazione proposta da D'Appolonia (1970), che lega i valori di  $E$  a quelli di  $N_{spt}$ .

#### 4.2) Componente geotecnica del progetto

##### 4.2.1) Componente sismica

In riferimento a quanto indicato al cap. n. 3.9) è stata attribuita una categoria di sottosuolo C ed un valore  $S_T=T1$ , escludendo fenomeni di liquefazione.

Per il calcolo dell'azione sismica di progetto si veda l'allegato n. 3.

##### 4.2.2) Scavi

Per le considerazioni sugli scavi in progetto si rimanda al cap. n. 3.8.1).



### **4.2.3) Opere di fondazione – valutazioni preliminari**

Non essendo in questa fase ancora definiti con certezza i carichi agenti sulle fondazioni nel presente capitolo è stato eseguito un calcolo preliminare di una fondazione di tipo a plinto.

Resta pertanto a carico del progettista delle strutture interagenti con il terreno valutare e definire la tipologia ed il dimensionamento della fondazione in funzione delle caratteristiche progettuali e delle prestazioni attese.

#### **4.2.3.1) Verifiche preliminari nei confronti degli stati limite ultimi SLU – GEO – resistenza (capacità portante)**

Le verifiche agli SLU-GEO sono state eseguite considerando l'approccio 2 per le opere di fondazione come specificato al capitolo 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" in cui è prevista una combinazione di gruppi di coefficienti (M1+R3).

Il calcolo della resistenza del terreno è stato condotto con la formula di Brinch Hansen modificata ipotizzando una fondazione di tipo superficiale di tipo nastriformi a comportamento elastico, in condizioni "a lungo termine" sia statico che cinematico per sisma.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a  $D=4B$ . Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Nelle valutazioni delle condizioni sismiche nel calcolo della resistenza è stata applicata la correzione di Sano e Okamoto che permette di considerare oltre alle caratteristiche del terreno anche l'intensità del fenomeno sismico.

Non essendo noti i carichi e le eventuali eccentricità, nel calcolo si è considerato un carico assiale con momento nullo (alla base d'appoggio) mentre nelle condizioni cinematiche i momenti inerziali sono stati calcolati considerando l'inclinazione della risultante attraverso la stima dello spettro di progetto della componente orizzontale sulla base dei parametri sismici di situ (vedi allegato n. 5), calcolando il periodo di vibrazione della struttura, ed infine, ricavato il valore di  $k_{hi}$  (letto sull'asse delle ordinate dello spettro), si ricava l'inclinazione del carico attraverso la formula:

$$\vartheta = \arctg(k_{hi})$$

Dai calcoli eseguiti e riportati nell'allegato n. 4 è risultato che la resistenza a rottura dei terreni è molto elevato, superiore a 200 kPa.



#### **4.2.3.2) Verifica preliminare nei confronti degli stati limite di esercizio SLE – GEO – cedimento dei terreni**

Per quanto concerne la verifica agli stati limite di esercizio del sistema geotecnico delle opere di fondazione, si deve procedere alla valutazione, con metodi empirici o analitici, delle deformazioni dei terreni soggetti ad azioni trasmesse dalle fondazioni che provocano spostamenti del piano di posa.

I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno sono sempre unitari.

I cedimenti calcolati devono risultare ammissibili con riferimento ai limiti imposti dal comportamento e dalla funzionalità dell'opera e anche sulle strutture adiacenti; tale verifica dovrà essere eseguita dal progettista delle strutture.

Per quanto concerne i terreni oggetto dell'intervento, a comportamento incoerente, i cedimenti immediati (sviluppati nell'arco dei primi anni dopo la costruzione) costituiranno la prevalenza dei cedimenti totali, mentre risultano più limitati quelli differiti.

Nell'allegato n. 5 sono stati riportati i risultati delle verifiche. Non essendo noto il carico di esercizio di progetto per le fondazioni è stato considerato un valore pari a 120 kPa, stimando un cedimento massimo di 8 mm.

Comune di Terno d'Isola Provincia di Bergamo	Realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1. Angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali	Rd./Rev 1	Pag. 15
---	--	-----------	---------



## 5) Conclusioni

Le previsioni edilizie in progetto, sono state valutate secondo il grado di approfondimento previsto dalle normative e dallo studio geologico comunale, e risultano eseguibili senza particolari limitazioni di fattibilità geologica considerando le indicazioni fornite al cap. n. 3.8) e 3.9).

Per quanto concerne la componente sismica del progetto sulla base delle analisi svolte i terreni, in riferimento alle NTC 2018, sono attribuibili ad una categoria di sottosuolo C e un coefficiente topografico  $S_T$  pari a T1. E' escluso il potenziale di liquefazione dei terreni.

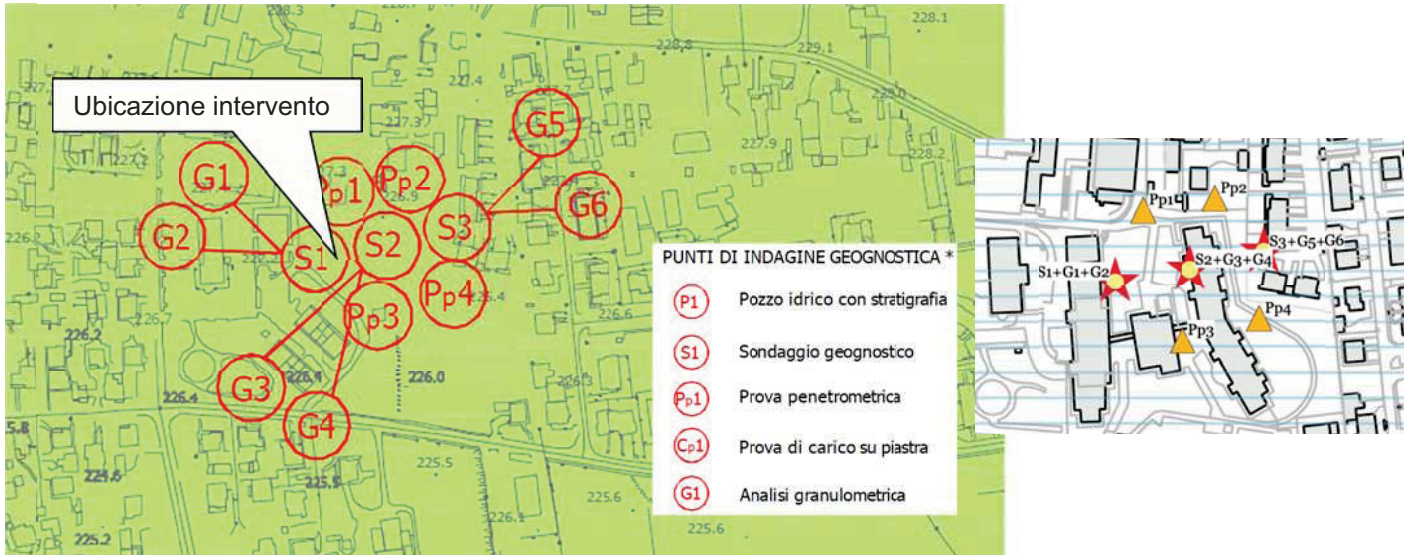
La presente relazione per quanto attiene alle componenti geotecniche ha definito, sulla base dei dati acquisiti, il modello geotecnico del sottosuolo ed ha eseguito valutazioni a supporto delle attività di progettazione. In fase di progettazione definitiva ed esecutiva il progettista delle opere interagenti con i terreni dovrà eseguire le verifiche geotecniche e redigere la relazione d'opera definitiva verificando e conformando la presente componente geotecnica, in funzione dei livelli di sicurezza, delle prestazioni e delle specificità strutturali definiti per l'opera in progetto.

Settembre 2024

Comune di Terno d'Isola Provincia di Bergamo	Realizzazione nuova costruzione in ampliamento asilo nido nel campus scolastico - PNRR M4C1 – INVESTIMENTO 1.1. Angolo tra Via Casolini, Via dei Vignali	Rd./Rev 1	Pag. 16
---	--	-----------	---------

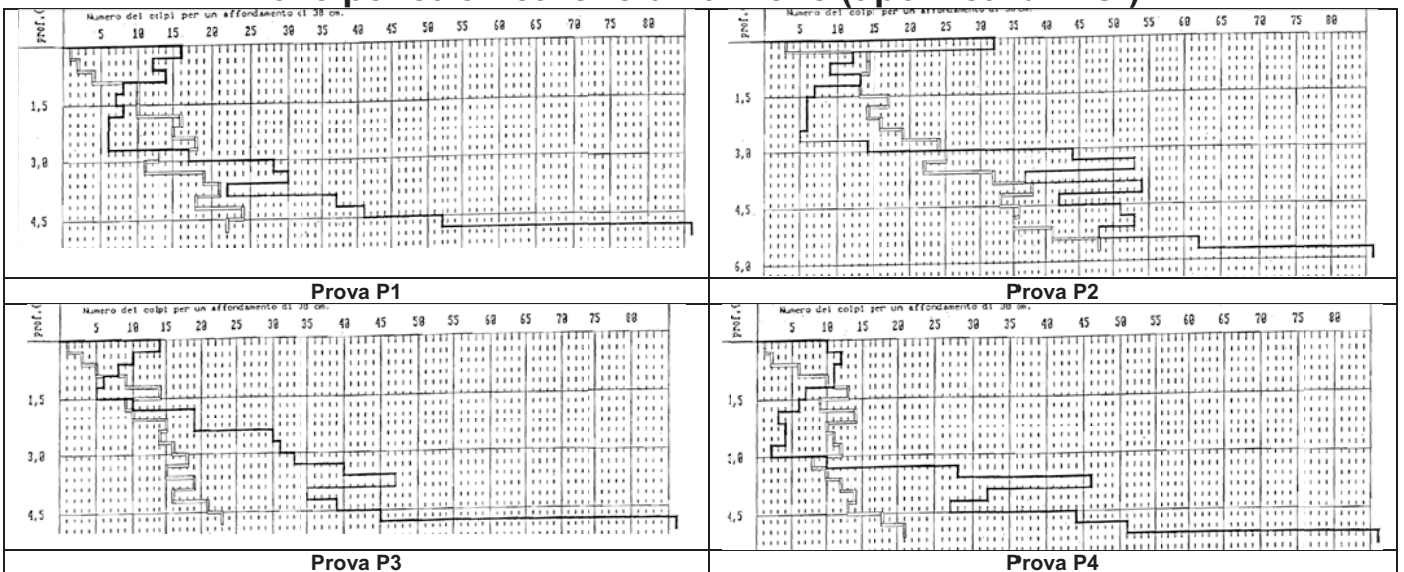
# ALLEGATO N. 1

## Estratto del PGT di Terno d'Isola Indagini geognostiche eseguite nel 1997 per la realizzazione del complesso scolastico



Estratto della carta geomorfologica del PGT con individuazione delle indagini. A sinistra la versione del maggio 2001 e a destra quella del 2024 (con aggiornamento dell'aerofotogrammetrico)

### Prove penetrometriche dinamiche (tipo Meardi AGI)







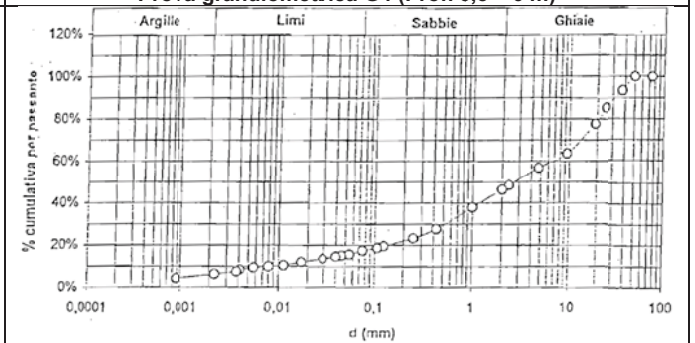
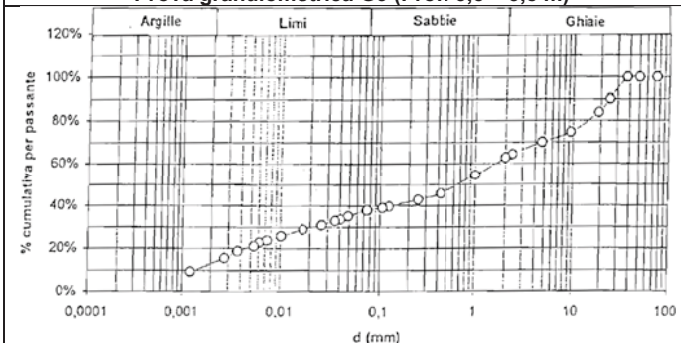
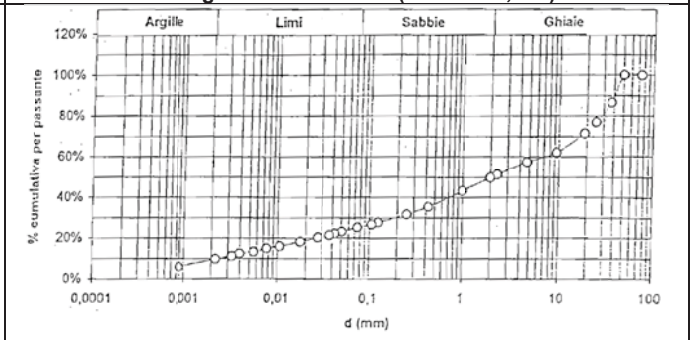
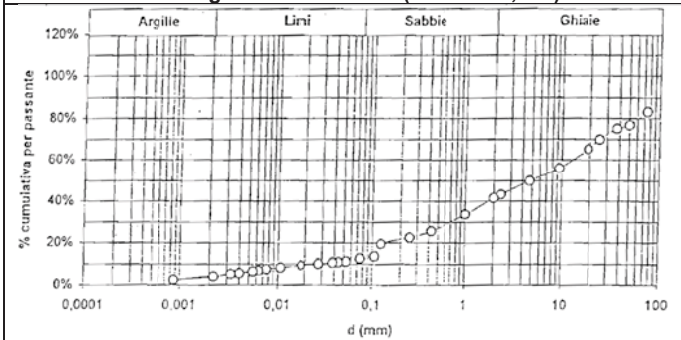
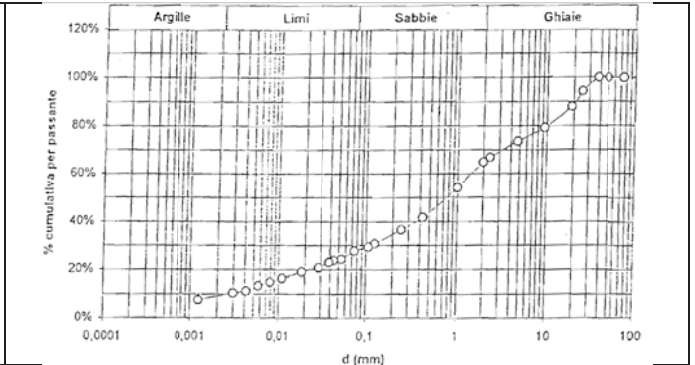
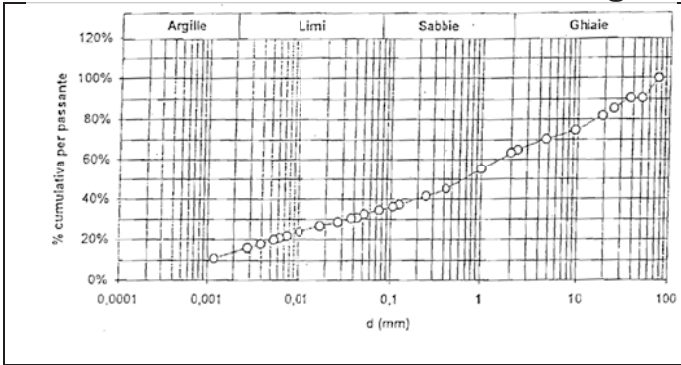
# Sondaggio geognostico S3

PROFONDITÀ IN m DA P.C.	COLONNA STRATIGRAFICA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PERCENTUALE CAROTTAGGIO		MANOVRA DI CAROTTAGGIO	STANDARD PENETRATION TEST		PENE. TASCABILE PROVE DI PERMEABILITÀ*	CAMPIONI			
			10	30		PROFONDITÀ	COLA		NUMERO	TIPO DI CAMPIONE	PROF. DI PRELIEVO	
1.00		Sabbia con ghiaia marrone, con resti vegetali e terreno di riporto										
2.00		Limo sabbioso con ciottoli paucigeni decimetrici				1.70	g					
3.00						3.0	g					
4.00		Ghiaia medio-grossolana in matrice sabbiosa. Ciottoli paucigeni da subarrotondati ad angolosi.				4.50	53					
5.00							Rf.					
6.00						6.0	Rf.					
7.00						7.30	42					
8.00							Rf.					
9.00												
10.00												
11.00												
12.00												
13.00		Ghiaia grossolana con ciottoli di dimensioni decimetriche										
14.00												
15.00												

RIMANEGGIATO (CLASSE 3)

2.00 m  
2.40 m  
1.00 m  
4.50 m

# Analisi granulometriche



**ALLEGATO N. 2**

**Certificato dell'indagine geofisica mediante la tecnica HVSR**

	<b>STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA</b>  SISMICA - HVSR	<b>DOC: GSHV</b>
		Rev. 01 del 31/08/2020
		Pagina 1 di 7

<b>Denominazione prove</b>	<b>Indagine geofisica con tecnica HVSR</b>
<b>Procedura interpretazione</b>	<b>Elaborazione mediante l'individuazione di spettri H/V-frequenza e procedura di inversione per la ricostruzione di modelli monodimensionali Vs – profondità.</b>

## INDAGINE GEOFISICA CON TECNICA SISMICA HVSR

### Descrizione della prova

La tecnica HVSR (*Horizontal-Vertical Spectral Ratio*), o tecnica di Nakamura, è una tecnica di indagine geofisica passiva dove, invece di avere una sorgente attiva di onde sismiche, viene registrato, tramite un geofono triassiale, il rumore di fondo, con la presenza di un operatore che controlla solamente l'apparato di acquisizione. Come sorgente di energizzazione del terreno, infatti, il metodo HVSR utilizza i microtremori, ovvero delle piccole oscillazioni onnipresenti nel sottosuolo, generate da sorgenti naturali (onde che impattano sulla costa, condizioni meteorologiche, tremore vulcanico, ecc.) o da sorgenti antropiche (traffico veicolare, industrie, ecc.). Questo metodo di indagine effettua un'analisi delle tre componenti del moto del suolo (una componente verticale e due componenti orizzontali), in termini di rapporti spettrali. Nello specifico, il metodo calcola la funzione di trasferimento del mezzo, ovvero le modalità con cui il moto sismico viene alterato nel suo passaggio da una roccia rigida profonda ad una copertura sedimentaria superficiale. Tale funzione viene calcolata attraverso la formula del *Quasi Transfer Spectrum* (QTS): si tratta di un'equazione in grado di approssimare lo spettro della funzione di trasferimento generata dalla copertura sedimentaria. La tecnica HVSR consente di effettuare delle ricostruzioni del sottosuolo e di definire la risposta sismica di una zona analizzata, indagando la frequenza di risonanza  $f_0$  dei mezzi attraversati dalle onde sismiche.

La tecnica HVSR consente di ottenere indicazioni "quali-quantitative" sulle caratteristiche geomeccaniche del sito che possono determinare effetti di amplificazione sismica locale, con particolare riferimento all'individuazione della frequenza di risonanza  $f_0$  (o periodo  $T_0 = 1/f_0$ ) e indicazioni sul contrasto di impedenza sismica. La frequenza di risonanza è in funzione della velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde S e dello spessore dello strato considerato. Tramite l'individuazione della  $f_0$  si riesce a risalire allo spessore dello strato grazie a questa equazione:

$$f_0 = Vs/4H$$

dove H è lo spessore dello strato.

La frequenza di risonanza non è correlata solamente al contrasto di impedenza tra le coperture ed il *bedrock*, ma in generale è legata ai principali contrasti di impedenza

presenti nella sismo-stratigrafia caratterizzante il sito. Nota la velocità e registrata la frequenza ottenuta dai rapporti spettrali è quindi possibile ottenere una ricostruzione sismo-stratigrafica. Si definisce “*bedrock*” o “basamento sismico” quella unità geologica-geofisica che non evidenzia effetti di amplificazione sismica locale e che è caratterizzata da parametri geotecnici e geofisici tali da indurre una risposta sismica unitaria (lo spettro è pari ad 1). Non corrisponde necessariamente al *bedrock* geologico.

L’analisi HVSR viene in genere effettuata con la finalità di integrare la caratterizzazione geofisica e geotecnica dei terreni, tramite l’elaborazione di modelli  $V_s - z$ , dove  $z$  è la profondità. Solitamente questi modelli sono ottenuti tramite integrazione di dati derivati da inversione congiunta di metodi di indagine diversi, quali la sismica a rifrazione, la tecnica MASW e la tecnica HVSR stessa. Tuttavia, in certi casi la sola indagine HVSR può permettere di effettuare la ricostruzione del profilo sismo-stratigrafico.

La tecnica HVSR permette inoltre di integrare ed estendere arealmente la stima quantitativa delle amplificazioni effettuata mediante modellazione numerica o mediante rapporti spettrali di eventi sismici utilizzando micro-reti sismologiche temporanee (SSR), in supporto alla microzonazione sismica.

La tecnica HVSR è vantaggiosa in quanto richiede analisi semplici e veloci. La procedura di acquisizione è caratterizzata dall’utilizzo di una sola stazione, non di reti di più ricevitori o stendimenti sismici. È quindi possibile caratterizzare in poco tempo molti siti ed analizzare un’area vasta. Effettuando più misure lungo un transetto scelto è infatti possibile osservare la variazione dei picchi di frequenza è quindi seguire la variazione di spessore degli strati.

I risultati delle misure HVSR possono essere utilizzati per costruire una mappa o più mappe degli  $f_0$  ( $T_0$ ) dell’area indagata.

Il metodo HVSR utilizza 3 sensori; perché la misura sia affidabile le curve di risposta dei tre sensori devono essere teoricamente uguali o con differenze minime (massimo 2-3%).

È buona pratica effettuare una calibrazione dei sensori presso la casa costruttrice o in alternativa effettuando un cluster (misura con sensori vicini a pochi centimetri) con altra strumentazione dello stesso tipo e/o di tipo diverso.

#### Ipotesi Nakamura – Quasi Transfer Spectrum

La procedura Nakamura è la più utilizzata per elaborazioni di indagini HVSR. Dal punto di vista operativo, vengono eseguite misure di rumore di fondo, acquisendo diverse registrazioni in diversi punti del sito di interesse nell’arco di una giornata. In genere è possibile acquisire molti dati in un ridotto intervallo temporale, arrivando a fino a 8 – 10 misure al giorno. Spesso è meglio fare le acquisizioni durante la notte, quando il disturbo antropico è minimo.

La strumentazione è identica a quella che viene utilizzata per l'analisi dei rapporti spettrali con sito di riferimento, ma in questo caso non è necessario alcun sito di riferimento. Inoltre, dovendo utilizzare una singola stazione sismologica, è sufficiente un singolo operatore. In questo modo, con una singola stazione si caratterizza un'area più o meno estesa, andando a misurare il rumore ambientale: l'obiettivo è effettuare il rapporto tra le componenti orizzontali del moto e la componente verticale (H/V).

Considerando la componente del moto verticale uguale a 1 (analogamente al *bedrock*), sulla base di considerazioni sperimentali, la funzione di trasferimento orizzontale degli strati superficiali  $SR(f)$  è data dal rapporto degli spettri delle componenti orizzontali (H) al sito (S) e al *bedrock* affiorante (R):

$$SR(f) = HS(f) / HR(f) \quad (\text{Standard Spectral Ratio})$$

- Ipotesi 1):  $HR(f) = HB(f)$ ;  $VR(f) = VB(f)$ ; se H piccolo: non si hanno variazioni significative in ampiezza tra *bedrock* alla base delle coperture (B) e in R;
- Ipotesi 2):  $HR(f) = VR(f)$ ; verificata sperimentalmente.

Il rapporto tra le componenti verticali, al sito in superficie e al *bedrock* alla base del deposito, fornisce lo spettro cumulato delle sorgenti di microtremori nel deposito:

$$AS(f) = VS(f) / VB(f)$$

Supponendo uguali in tutte le direzioni e omogeneamente distribuite le sorgenti di microtremori, il rapporto:

$$SM(f) = SR(f) / AS(f) = [HS(f) / HR(f)] / [VS(f) / VB(f)] = [HS(f) / VS(f)] * [VB(f) / HR(f)]$$

fornisce la funzione di trasferimento degli strati superficiali depurata dell'effetto sorgente "Quasi Transfer Spectrum = HVSR" (Nakamura, 1989).

Assumendo valide le ipotesi 1 e 2,  $VB(f)/HR(f) = 1$  la quasi-funzione di trasferimento, è quindi data dal rapporto tra le componenti orizzontali e quella verticale registrate al sito in superficie:

$$HVSR(f) = HS(f) / VS(f)$$

Normalmente dopo un picco (a cui corrisponde la frequenza massima) si osservano una discesa e un nodo: è il risultato dell'analisi di un rapporto spettrale. Nell'analisi si va a studiare l'ellitticità (ellitticità orizzontale = picco; ellitticità verticale = nodo) delle onde di Rayleigh.

	<b>STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA</b>  <b>SISMICA - HVSR</b>	<b>DOC: GSHV</b>
		Rev. 01 del 31/08/2020
		Pagina 4 di 7

Il rapporto HVSR può essere considerato difatti come una misura dell'ellitticità delle onde di Rayleigh. L'ellitticità reale è ottenuta dalla misura HVSR mediante un metodo di filtraggio delle onde sismiche basato sull'analisi della polarizzazione o del moto della particella che seleziona la porzione di segnale caratterizzata da un moto planare ellittico. In corrispondenza della frequenza di picco prevale la componente orizzontale mentre in corrispondenza della frequenza di nodo prevale la componente verticale

Per le misure di microtremori HVSR è consigliata l'esecuzione secondo lo standard SESAME (progetto europeo):

- durata registrazione  $\geq 30$  min. Questa consente normalmente di avere un numero di finestre sufficiente per fare l'analisi, ma possono essere sufficienti anche 10 minuti se in fase di elaborazione si riesce ad individuare un numero adeguato di finestre; la durata della registrazione va comunque estesa in modo da ottenere un numero di finestre di rumore dalla lunghezza compresa tra 25 e 30 sec, prive di transienti, ovvero picchi anomali che possano inficiare la misura, non inferiore al numero di 20. Questo serve per avere un valore mediano significativo. In alternativa possono essere selezionate finestre manuali che garantiscano un'analisi su almeno 10 min di tremore privi di transienti significativi;
- frequenza campionamento  $\geq 100$  Hz (relazione di Nyquist);
- sensore velocimetrico a tre componenti con bassa frequenza propria, in genere  $\leq 1$  Hz, ma sono accettabili anche sensori a frequenze maggiori (2 Hz);
- orientazione del sensore orizzontale verso Nord.

Il numero totale di misure da effettuare e la loro ubicazione dipende dall'estensione dell'area e dalle caratteristiche geolitologiche e morfologiche individuate per l'area stessa con il supporto di studi di microzonazione MOPS I e II livello, carte geologiche e carte geolitologiche. Le misure possono essere più fitte o più rade, ma devono andare a caratterizzare tutta l'area, geologicamente e geomorfologicamente. Con questo metodo è possibile ottenere anche lo spessore degli strati, fino ad arrivare a quello a più alta competenza. Gli strati ad alta competenza sono identificati dai picchi.

#### Elaborazione e software di interpretazione dei dati sismici

Per l'elaborazione delle registrazioni ottenute e l'inversione delle curve di ellitticità al fine di ottenere un modello rappresentativo del sottosuolo in termini di Vs e z sono stati utilizzati il software *Geopsy* e il suo applicativo *dinver*.

In fase di acquisizione sono state salvate in formato .saf le tracce registrate tramite il software "PASI gemini". Le tracce sono state quindi caricate sul programma *Geopsy*. In

	<b>STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA</b>  <b>SISMICA - HVSR</b>	<b>DOC: GSHV</b>
		Rev. 01 del 31/08/2020
		Pagina 5 di 7

fase di *pre-processing* sono state selezionate automaticamente delle finestre temporali di lunghezza compresa tra 25 e 30 s con *overlap* del 5% lungo tutta la traccia, le quali sono state utilizzate per l'analisi spettrale e per il calcolo del rapporto H/V. È stato applicato il comando *Anti-triggering* sia per il segnale grezzo sia per il segnale filtrato; sono stati inoltre assegnati i seguenti valori:

- STA (*short term average*): 1,00 s;
- LTA (*long term average*): 30,00 s;
- Min STA/LTA: 0,20;
- Max STA/LTA: 2,50.

In fase di *Processing* è stato impostato un lisciamento con finestra Konno-Ohmachi, con costante pari a 40, in modo da ottenere un segnale più smussato. Le componenti orizzontali sono state combinate mediante media quadratica tra  $N(f)$  e  $E(f)$  secondo la seguente relazione:

$$H(f) = \sqrt{\frac{N^2(f) + E^2(f)}{2}}$$

In fase di elaborazione dell'output H/V è stato selezionato un intervallo di frequenze compreso tra 0,5 Hz e 45 Hz con 100 valori spazati in scala logaritmica.

È possibile effettuare l'analisi della direzionalità degli HVSR per valutare la polarizzazione della sorgente di rumore e la lettura e classificazione delle frequenze  $f_0$  di picco HVSR in intervalli definiti di frequenza (o periodo), in modo da ottenere un'interpretazione grazie alla relazione  $f_0 = V_s/4H$ .

L'inversione dei dati di ellitticità da HVSR per la definizione di modelli Vs-z monodimensionali è stata effettuata tramite l'applicativo *dinver*.

#### Caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata

Le prove sono state eseguite per mezzo della strumentazione di seguito elencata:

- geofono triassiale modello – tomografo Gemini2 della PASI di Torino.

Lo strumento consiste in un unico contenitore *waterproof* al cui interno è integrata una terna di geofoni e un acquirente hardware da 24 bit. Le masse oscillanti presentano una frequenza di risonanza di 2Hz sono accuratamente accoppiate meccanicamente ed elettricamente.

Collegando lo strumento ad un computer tramite l'interfaccia USB, questo strumento consente la memorizzazione dei dati direttamente tramite un software dedicato. I tre geofoni interni sono orientati secondo una terna di assi cartesiani; assumendo la convenzione descritta nelle linee guida del Progetto SESAME:

- asse Z = geofono verticale (direzione Up-Down);
- asse X = geofono orizzontale (direzione East-West);
- asse Y = geofono orizzontale (direzione North-South).

Prima di effettuare l'acquisizione lo strumento deve essere opportunamente orientato in corrispondenza del N magnetico. Ciò è possibile tramite un'etichetta posizionata direttamente sul contenitore; inoltre, la terna deve essere livellata prima dell'acquisizione, operazione facilitata con l'ausilio della livella a bolla montata sul corpo dello strumento. Lo strumento può essere accoppiato al terreno grazie all'utilizzo di appositi puntali. Nell'immagine sottostante sono riportate le specifiche tecniche dello strumento.

#### Specifiche sensore Gemini-2:

**Freq.Naturale di risonanza: 2 Hz +/-10%**

Sensibilità:  $2 \text{ V/cm}\cdot\text{S}^{-1}$  +/- 5%

Resistenza interna:  $5.8\text{k}\Omega$  +/-5%

Damping: 0.7 +/-10%

Distorsione armonica:  $\leq 0.2\%$

Resistenza d'isolamento:  $\geq 10 \text{ M}\Omega$

Temp.funzionamento: da  $-25^{\circ}\text{C}$  a  $+ 55^{\circ}\text{C}$

Bloccaggio sensori: automatico per il trasporto

Dimensioni: diam.128mm, h.175mm

Peso: 2.15 kg

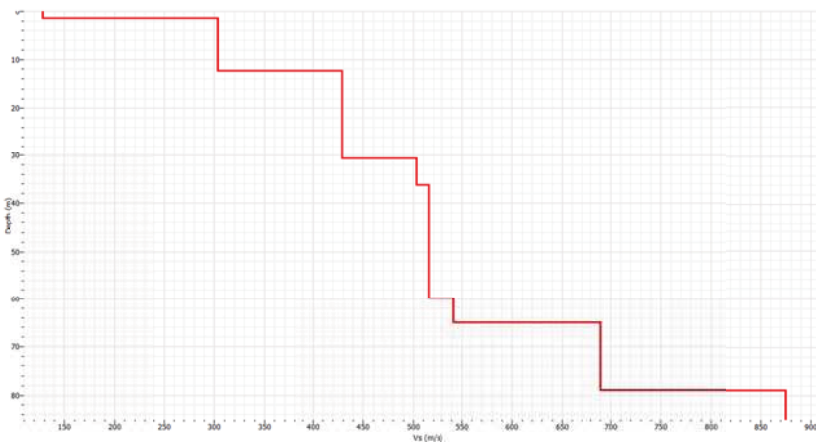
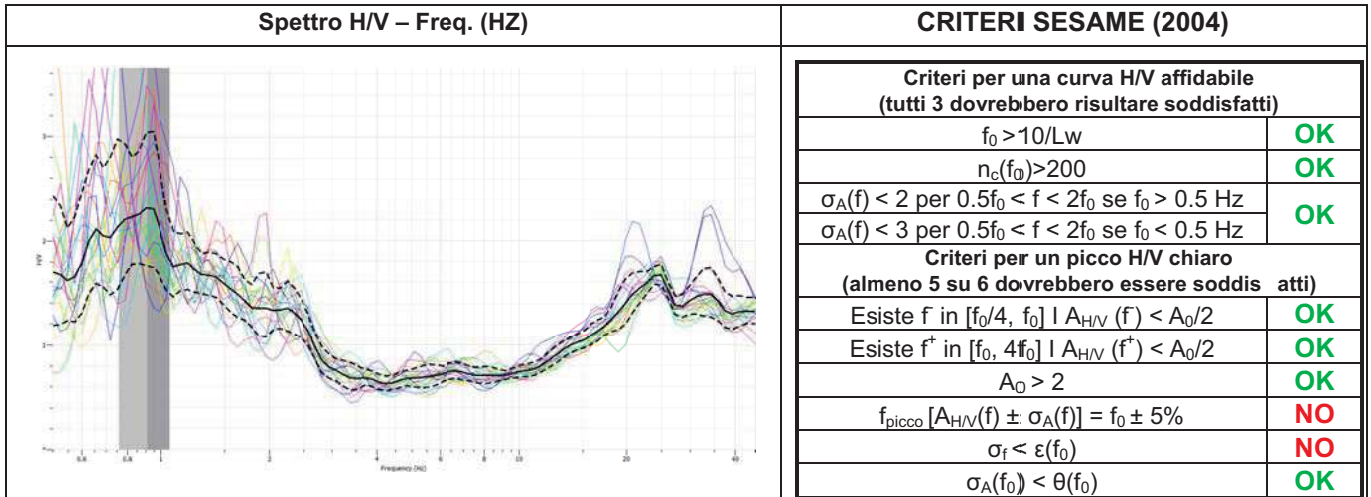


Luogo e data	Relatore
04/09/2024	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Matteo Rota

# INDAGINE GEOFISICA CON TECNICA SISMICA HVSR1



Ubicazione dell'indagine HVSR1



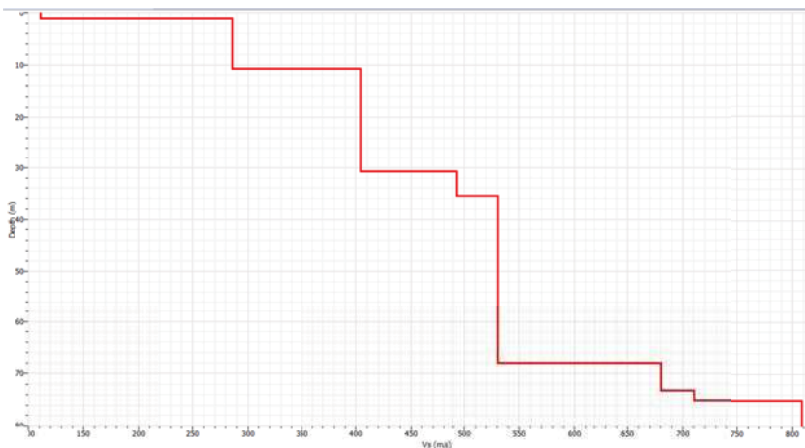
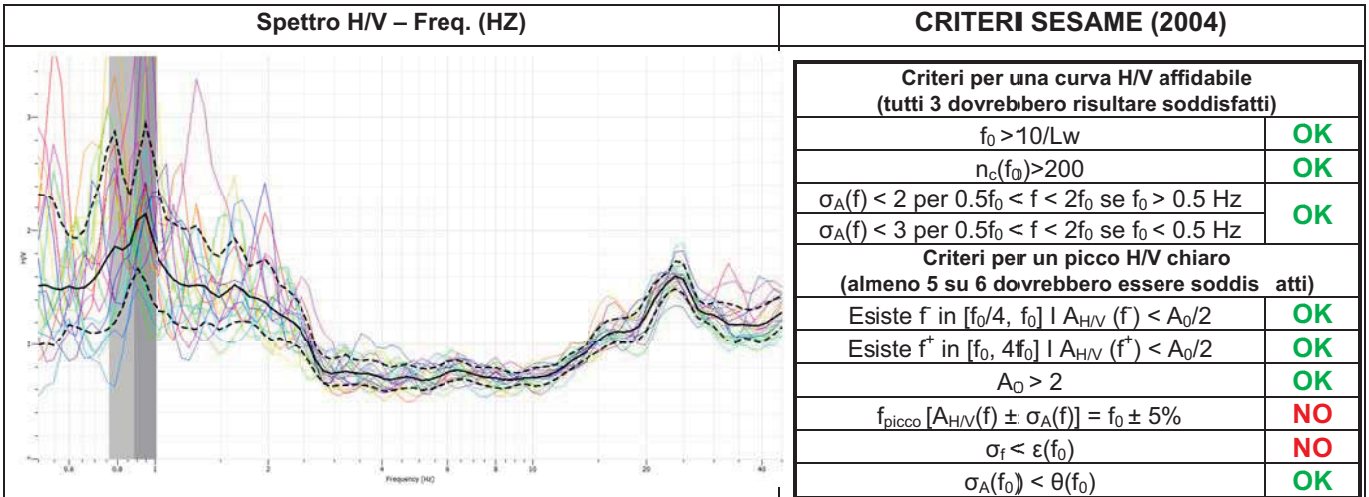
Profilo (Vs – Z) del terreno derivato dall'analisi con il metodo Nakamura.

STRATO	Intervallo di profondità (m)	Vs (m/s)
1	1,8	128
2	12	305
3	31	428
4	36	502
5	59	515
6	79	688
7	-	> 800

# INDAGINE GEOFISICA CON TECNICA SISMICA HVSR2



Ubicazione dell'indagine HVSR2



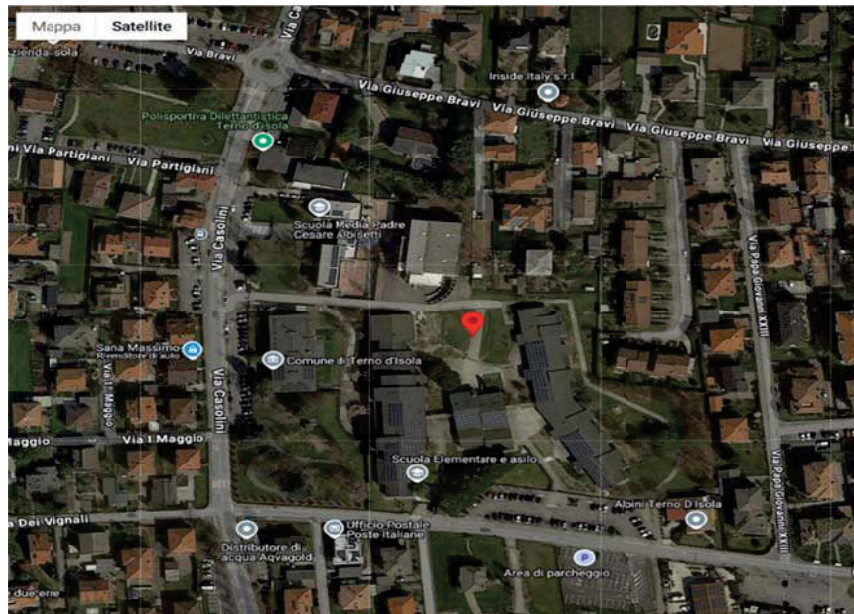
Profilo (Vs – Z) del terreno derivato dall'analisi con il metodo Nakamura.

STRATO	Intervallo di profondità (m)	Vs (m/s)
1	1,8	125
2	11	285
3	31	405
4	36	495
5	68	530
6	73	680
7	75	712
8		> 800

## ALLEGATO N. 3

### Parametri sismici di sito per la struttura in progetto Azione sismica di progetto

Calcolo eseguito con il Programma PS della GeoStru di Milano  
(valori calcolati facendo riferimento alla pericolosità sismica del territorio Italiano fornita dal Ministero e da quanto prescritto nel cap. n. 3.2.3 del DM 17/1/18 "testo unico delle Costruzioni")



#### Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

interpolazione: Media ponderata

**CU = 1.5**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	45	0.031	2.493	0.204
Danno (SLD)	75	0.039	2.517	0.222
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.102	2.470	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.133	2.481	0.287
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

#### Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz. categoria	1,77	1,73	1,60	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.012	0.037	0.048
kv	0.005	0.006	0.016	0.024
A <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	0.461	0.578	1.499	1.951
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

## **ALLEGATO N. 4**

### **Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e cedimenti per fondazioni superficiali nastriformi**

Il programma di calcolo utilizzato "QSB della ProgramGeo" di Brescia.  
(Calcolo eseguito allo stato limite ultimo secondo quanto disposto  
dal D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

## RELAZIONE DI CALCOLO

### Calcolo della portanza

Il calcolo della portanza della fondazione è stato condotto con la formula di Brinch Hansen. Deriva dalla formula di Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza  $N_q$  e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazioni con base ruotata. Ha la seguente espressione:

$$Q = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q g_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 g_2 B N_q s_g d_g i_g b_g g_g (j > 0);$$

$$Q = 5.14 c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + g_1 D (j = 0);$$

dove  $N_c$  e  $N_q$  hanno la stessa forma dei corrispondenti parametri della relazione di Meyerhof e  $N_q$  è dato da:

$$N_q = 2 (N_q - 1) \tan j$$

$s_c, s_q, s_g$  = fattori di forma, dati da:

in presenza di carichi inclinati:

$$s_c = 0.2 (1 - i_c) B/L \text{ per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) \text{ per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4(B/L) \tan j;$$

dove  $i_c, i_q$  e  $i_g$  sono i fattori correttivi per carichi inclinati;

con carichi esclusivamente verticali:

$$s_c = 0.2 B/L \text{ per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) (B/L) \text{ per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4 (B/L);$$

$d_c, d_q, d_g$  = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$d_c = 0.4k \text{ per } j = 0;$$

dove  $k = D/B$  per  $D/B \leq 1$  e  $k = \arctg(D/B)$  per  $D/B > 1$

$$d_c = 1 + 0.4k \text{ per } j > 0;$$

$$d_q = 1 + 2k \tan j [1 - \tan j]^2;$$

$$d_g = 1.$$

$i_c, i_q, i_g$  = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - H/(A c)} \text{ per } j = 0;$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) \text{ per } j > 0;$$

$$i_q = [1 - 0.5H/(V + A c \cot j)]^5;$$

$$i_g = [1 - 0.7H/(V + A c \cot j)]^5 \text{ per } b^\circ = 0;$$

$$i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) H/(V + A c \cot j)]^5 \text{ per } b^\circ > 0;$$

dove  $H$  = componente longitudinale del carico;

$V$  = componente assiale del carico;

$b^\circ$  = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale in gradi;

$A$  = area effettiva della fondazione;

$b_c, b_q, b_g$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = b^\circ/147 \text{ per } j = 0;$$

$$b_c = 1 - b^\circ/147 \text{ per } j > 0;$$

$$b_q = \exp[-2 b \tan j];$$

$$b_g = \exp[-2.7 b \tan j];$$

con  $b$  in radianti e  $b^\circ$  in gradi.

$g_c, g_q, g_g$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

$$g_c = p^\circ/147 \text{ per } j = 0;$$

$$g_c = 1 - p^\circ/147 \text{ per } j > 0;$$

$$g_q = g_g = (1 - 0.5 \tan p^\circ)^5$$

dove  $p^\circ$  è l'inclinazione del pendio in gradi.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a  $D=4B$ . Può essere utilizzata inoltre per

fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

**Effetti cinematici sul terreno di fondazione - Criterio di Sano**

L'Autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$\Delta\varphi = \arctg\left(\frac{a_g}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$ . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\varphi}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

dove  $k_{hk}$  è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni (vedi sotto). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q' = z_q N_q \quad N_\gamma' = z_\gamma N_\gamma \quad N_c' = z_c N_c.$$

Le istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche (D.M. 17.01.2018) suggeriscono di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore  $N_\gamma$ , ponendo quindi  $z_q = z_c = 1$ .

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Per quanto riguarda la stima di  $k_{hk}$ , si riporta di seguito quanto previsto dal dal D.M.17/01/2018.

Il valore  $a_g$  (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{bedrock}$$

dove  $a_{bedrock}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che, nel caso si applichi il D.M. 17/01/2018, va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto. Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo  $S_s$  (amplificazione stratigrafica) e per un fattore  $S_t$  (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore  $S_s$  secondo il D.M.17/01/2018 si procede considerando la classe di suolo

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	1.00 ≤ 1.70 - 0.60 F <sub>0</sub> a <sub>bedrock</sub> ≤ 1.5 0
---	---	--

$F_0$  è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come  $a_{bedrock}$ , dalla tabella allegata al D.M..

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	$S_t$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ .	-	1.00

**Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi).**

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:

$$\theta = \arctg(a_g)$$

$a_g$  = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura con la relazione:

$$T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

in cui  $C_1$  è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e  $H$  l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Tipologia	C <sub>1</sub>
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di  $k_{hi}$  che corrisponde al periodo  $T_1$  lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

#### **Eccentricità della componente verticale del carico.**

Va infine considerata nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{N}$$

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

#### **Calcolo del bulbo di pressione**

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale è stato condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2);$$

$$\text{in cui: } m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V + 1)] / [(V + V_1) \times V];$$

$$m_2 = \text{atang}[(2 \times M \times N \times \sqrt{V}) / (V - V_1)];$$

$$\text{dove: } M = B/z;$$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1;$$

$$V_1 = (M \times N)^2;$$

$$\pi = \pi \text{ greco.}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

#### **Calcolo dei cedimenti**

Sulla base del bulbo delle pressioni calcolato è stato eseguito il calcolo dei cedimenti della fondazione.

La fondazione è stata considerata rigida.

La stima dei cedimenti degli strati coesivi è stata eseguita con la teoria della elasticità.

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / Ed;$$

in cui: DH=spessore dello strato;

Q<sub>z</sub>=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

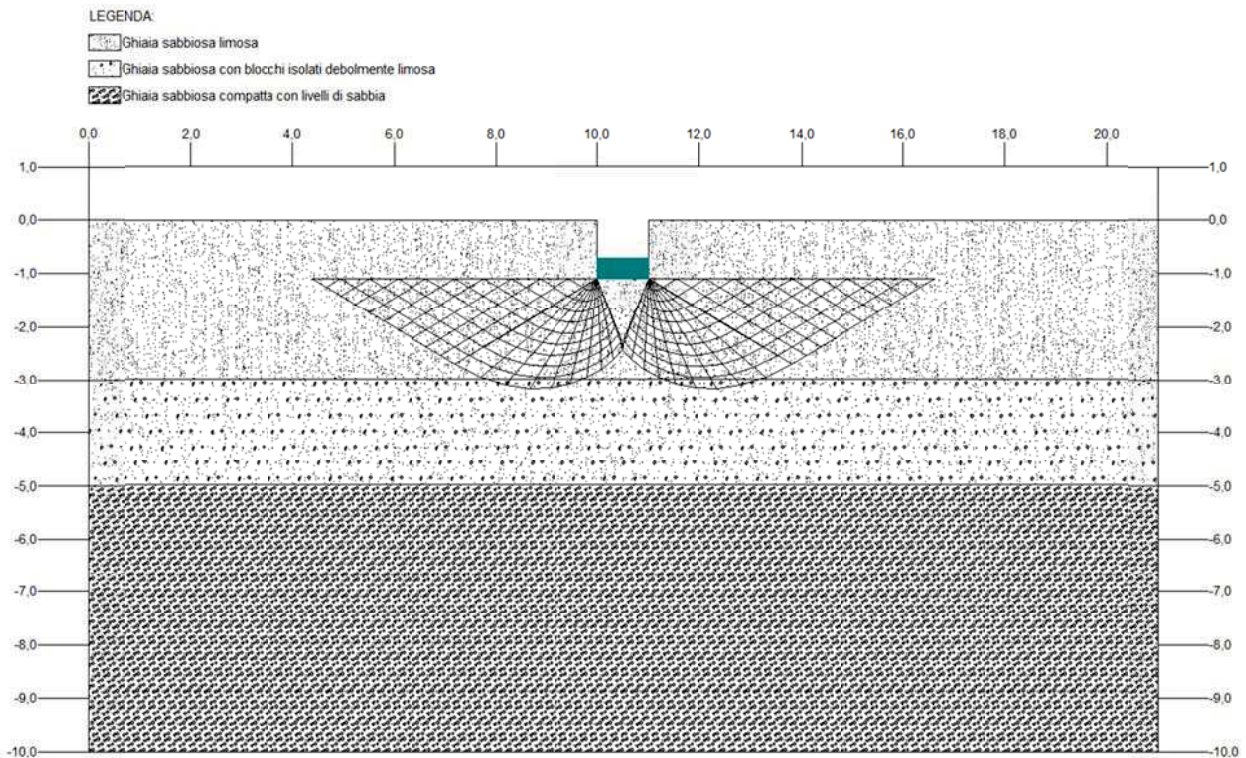
Il procedimento fornisce in genere valori a favore della sicurezza. Il cedimento calcolato corrisponde alla sola componente immediata, quella secondaria viene considerata trascurabile. Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.75. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B;$$

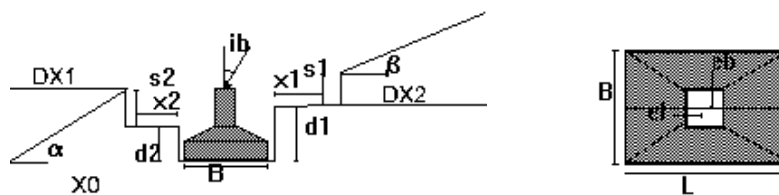
con B=lato corto della fondazione.

In caso contrario lo strato va suddiviso nel calcolo in più sottostrati e il calcolo ripetuto per ognuno di essi.

# Geometria fondazione



Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	1
Lunghezza della base L (m):	5
Profondità di posa lato destro d1(m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	0,5
Profondità scavo destro s1(m):	0,6
Profondità scavo sinistro s2(m):	0,6
Inclinazione pendio a valle a(°):	0
Inclinazione pendio a monte b(°):	0
Distanza bordo scavo destro x1(m):	0
Distanza bordo scavo sinistro x2(m):	0
Inclinazione base lato B(°):	0
Inclinazione base lato L(°):	0
Inclinazione carico lato B ib(°):	0
Inclinazione carico lato L (°):	0
Eccentricità carico su B in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su B in condizioni sismiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni sismiche(m):	0
Peso di volume del cls (kg/mc):	2500
Peso di volume terrapieno (kg/mc):	1800
Altezza del terrapieno Ht (m):	0
Larghezza sommità terrapieno Ls(m):	0
Tipologia fondazionale:	Nastriforme



Strato n.

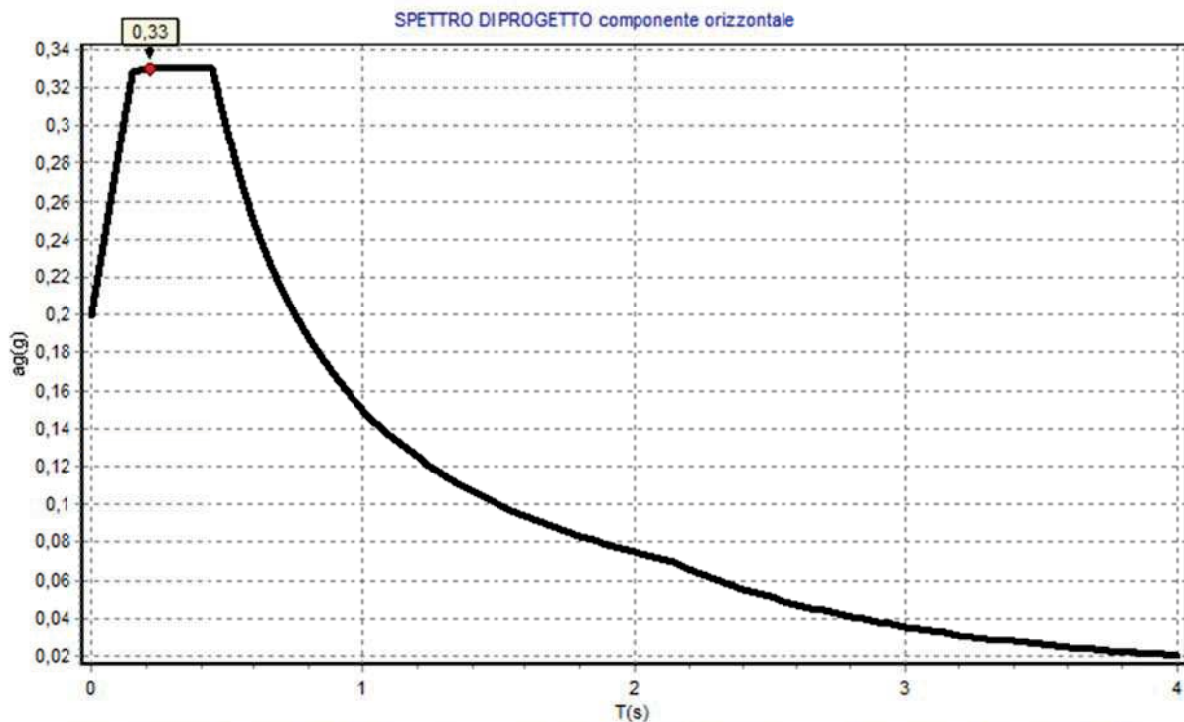
1

2

3

Descrizione litologica:

Ghiaia sabbiosa limosa		iosa	
Angolo di attrito (°):	30	37	40
Densità relativa (%):	40	70	85
Coesione(kg/cmq):	0	0	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1850	1900	1950
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2000	2050	2100
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	200	350	500
Coefficiente di Poisson:	0,35	0,35	0,35
O.C.R.:	1	1	1
Indice di compressione:			
Indice di compressione secondaria:			
Indice di ricomprensione:			
Indice dei vuoti iniziale:			
Coefficiente di consolidazione verticale (cmq/s):			
Numero di colpi Spt medio:			
Resistenza alla punta media (C.P.T.)(kg/cmq):	0	0	0
R.Q.D. (%)			
Limite di liquidità (%):			
Contenuto naturale d'acqua (%):			
Fattore di portanza Nq:	15,98	0	0
Fattore di portanza Nc:	27,31	0	0
Fattore di portanza Ny:	16,43	0	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente		erente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile		ebabile



Accel.sismica max terreno(g):0,199 Coef.sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,33 Inclinazione del carico dovuta al sisma(°):18,255  
 Categoria sottosuolo:C Categoria topografica:T1Fattore di amplificazione spettrale F0:2,48 Periodo inizio velocità costante  $t_c$ (s):0,287

## Calcolo resistenza terreni (SLU)

### Condizioni statiche

<b>Portanza delle fondazioni con parametri variabili</b>							
N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cmq)	Carico di progetto (kg/cmq)
1	0,8	5	0,5	0	0	2,33	0
2	1	5	0,5	0	0	2,42	0
3	1,2	5	0,5	0	0	2,53	0
4	1,4	5	0,5	0	0	2,64	0

Metodo di calcolo: *Brinch Hansen modificato NTC2008/NTC2018 App.II Comb.: fondamentale*

Fs parziale per l'angolo d'attrito: **1,0**    Fs parziale per la coesione: **1,0**    Fs globale: **2,3**

### Condizioni dinamiche

N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cmq)	Carico di progetto (kg/cmq)
1	0,8	5	0,5	0	0	2,01	0
2	1	5	0,5	0	0	2,05	0
3	1,2	5	0,5	0	0	2,11	0
4	1,4	5	0,5	0	0	2,18	0

Metodo di calcolo: *Brinch Hansen modificato NTC2008/NTC2018 App.II Comb.: sismica*

Fs parziale per l'angolo d'attrito: **1,0**    Fs parziale per la coesione: **1,0**    Fs globale: **2,3**

## Stima cedimenti (SLE)

<b>Cedimenti delle fondazioni con parametri variabili</b>					
N.	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Prof. posa (m)	Cedimento (mm)	Carico(kg/cmq):
1	0,8	5	0,5	5,6	1,2
2	1	5	0,5	6,7	1,2
3	1,2	5	0,5	7,7	1,2
4	1,4	5	0,5	8,7	1,2

Metodo di calcolo strati incoerenti: *Teoria dell'elasticità*

Metodo di calcolo strati coesivi: *Teoria dell'elasticità*

Tipologia fondazione: *Fondazione flessibile*

Software di calcolo utilizzato	QSB2 della ProgramGeo
Luogo e data	07.09.2024
Progettista	Dott. Geol. Matteo Rota