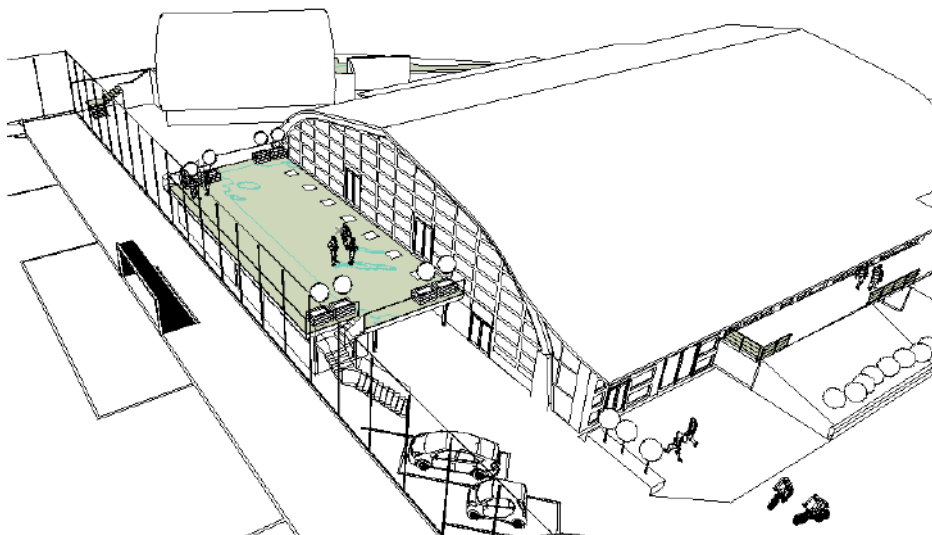




COMUNE DI VALBONDIONE

Via Beltrame n. 34, 24020 - Valbondione (BG)
 Tel. +39 0346 44004 - Fax. +39 0346 44038
 PEC comune.valbondione@legalmail.it
 P.IVA 01657200166



**PROGETTO NUOVA TERRAZZA PANORAMICA
 FRONTE NORD PALAZZETTO DELLO SPORT
 VIA TARCISIO PACATI
 COMUNE DI VALBONDIONE (BG)**

PROGETTISTA

Ing. Giorgio Alberto Casilli
 Ing. Maria Grazia Bergamini
 Arch. Franco Carnicelli
 Via Mazzini 1/a 24128 Bergamo
 tel. 035.215072 - mail rckstrutture@tiscali.it

LUOGO

Comune di Valbondione (BG) - via Tarcisio Pacati

FIRME

GEOLOGO

STUDIO TECNO GEO
 Corna Pelizzoli Rota S.R.L.
 Società di Ingegneria
 Via Filippo Corridoni 27 24124 Bergamo
 Tel 035.4175299 – mail
info@studiotecnogeo.it

Dott. Geol. Matteo Rota
 Ordine Regionale dei Geologi della
 Lombardia n. 1230

DESCRIZIONE

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1	15/042020		-	Fc	GC
REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICHE	SCALA	DISEGNATO	APPROVATO
CODICE COMMESSA		TAV. N.			
		A-03			

Committente:

COMUNE DI VALBONDIONE
Provincia di Bergamo

Commessa:

Realizzazione nuova terrazza panoramica
Fronte nord del Palazzetto dello Sport
Via Tarcisio Pacati – Valbondione (BG)

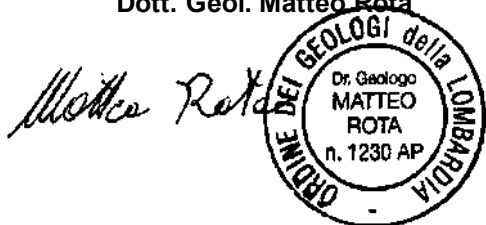
Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

* * *

Relatore
Dott. Geol. Matteo Rota

Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Coma



Comm. 035/20
Ed. 1
Data di stampa 18.05.2020

Maggio 2020



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) Indagini geognostiche.....	6
3.2.1) Rilievi di terreno	6
3.2.2) Indagini geofisiche.....	7
3.3) Modello geologico e sismotecnico	10
3.4) Fattibilità geologica del progetto e compatibilità idraulica degli interventi.....	11
3.5) Componente geologica di progetto	12
3.5.1) Scavi	12
3.5.2) Fondazioni	12
3.6) Componente sismica del progetto.....	12
3.6.1) Amplificazione litologiche – classe di suolo – analisi secondo livello....	12
3.6.2) Amplificazioni topografiche.....	15
3.6.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti.....	15
3.7) Opere di dispersione acque meteoriche – invarianza idraulica ed idrogeologica	15
3.7.1) Scelte progettuali	15
3.7.2) Permeabilità dei terreni.....	16
3.7.3) Caratteristiche meteoroclimatiche	16
3.7.4) Dimensionamento pozzi perdenti.....	16
3.7.5) Schema costruttivo del pozzo perdente	18
3.8) PIANO DI MANUTENZIONE.....	18
3.8.1) Valutazioni generali	18
3.8.2) Schema attività di ispezione, monitoraggio e manutenzione	19
4) RELAZIONE GEOTECNICA	20
4.1) Modello geotecnico dei luoghi	20
4.2) Componente geotecnica del progetto	20
4.2.1) Componente sismica	20
4.2.2) Opere di fondazione	20
6) CONCLUSIONI.....	22

Allegati

- 1) Indagine sismica a rifrazione
- 2) Estratto MASW
- 3) Parametri sismici per la struttura in progetto
- 4) Valutazioni preliminari della resistenza dei terreni e dei cedimenti delle fondazioni**



1) PREMESSA

Su incarico dello studio degli Ingegneri Bergamini-Villa- Casilli di Bergamo gli scriventi hanno redatto la presente relazione geologica e geotecnica a supporto del progetto di “Realizzazione nuova terrazza panoramica, fronte nord del Palazzetto dello Sport” sito in Via Tarcisio Pacati promosso dal comune di Valbondione (BG).

In considerazione della tipologia di opera e delle evidenze di terreno, in accordo con la Committenza e i Progettisti si è previsto di eseguire una indagine geofisica al fine di caratterizzare le amplificazioni litologiche locali e confermare le buone caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione.

1.1) Attività svolte

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

- Acquisizione dei dati bibliografici disponibili;
- esecuzione del rilievo geologico geomorfologico;
- esecuzione di una indagine geofisica comprendente una MASW e tomografia sismica a rifrazione, ed una misura HVSR;
- definizione caratteristiche sismostratigrafiche;
- definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo;
- definizione della vincolistica e fattibilità - compatibilità “geologica” dei terreni
- sviluppo delle indicazioni sulle soluzioni tecniche realizzative più idonee da adottare.

1.2) Normativa principale di riferimento

Per quanto riguarda la componente geologica 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. in particolare D.G.R. della Regione Lombardia n. X/2129 del 11/07/2014;
- Regolamento regionale n. 7/2017 del 23/11/2017 e n. 8 del 19/4/2019, invarianza idraulica ed idrologica;
- Componente geologica comunale del 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”;
- Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.L.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica” parte 1;
- L.R. 33/15, DGR X2129/14 e DGR X5001/16 – Opere o costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche.



3) RELAZIONE GEOLOGICA

3.1) Caratteristiche geologiche ed idrogeologiche

L'area è ubicata sul fondovalle del centro abitato di Valbondione (vedi Figura 2) in area semipianeggiante accanto al corso d'acqua che scorre ad oltre 50 m di distanza incassato di molti metri dentro la valletta incisa dall'alveo.

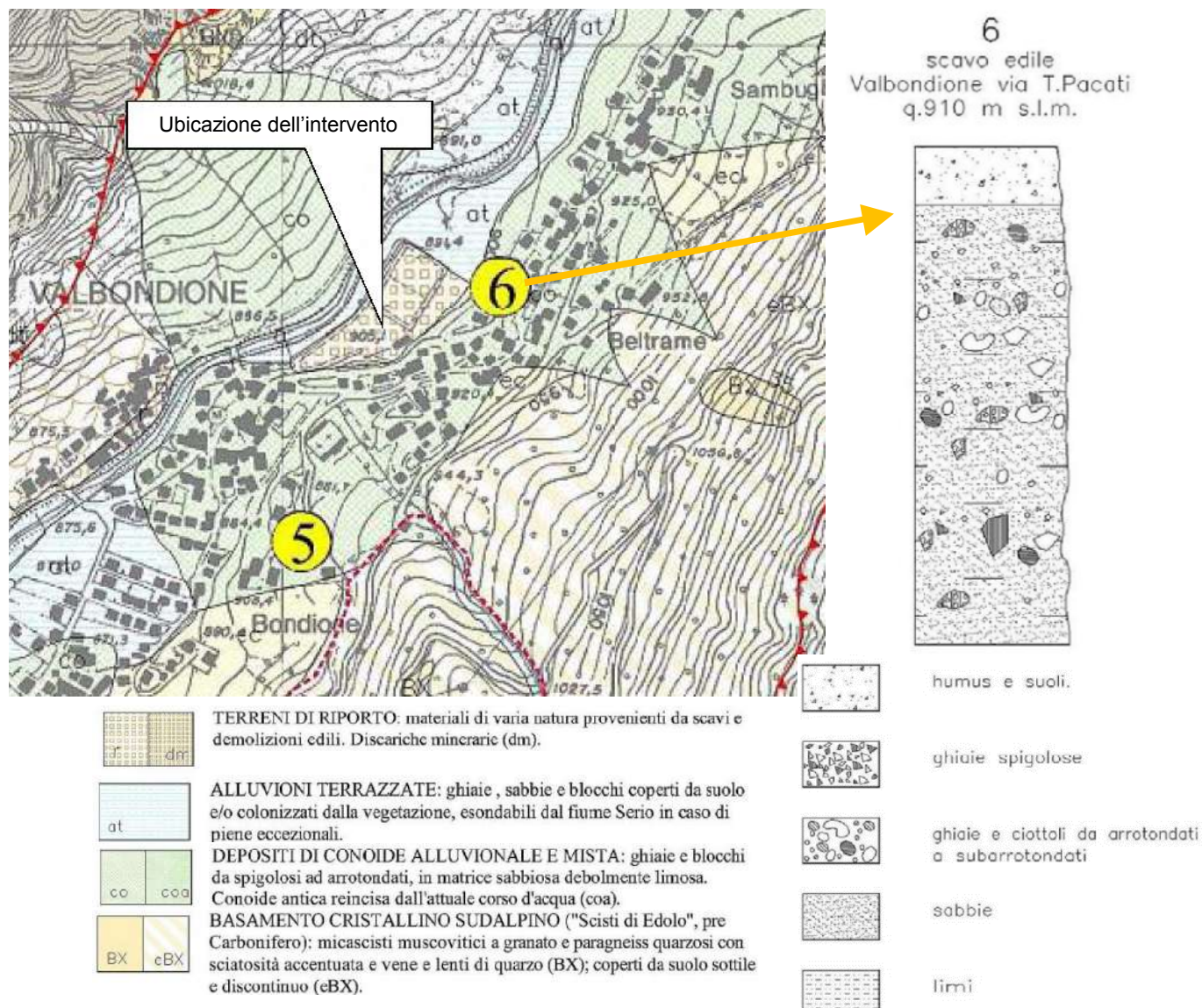


Figura 2: estratto della "Carta Geologica" del PGT di Valbondione e sezione di scavo in trincea esplorativa.

Facendo riferimenti alla Carta geologica di Bergamo e più in dettaglio a quella redatta per la Componente geologica del PGT di Valbondione (vedi Figura 2) lungo i versanti adiacenti alla zona sono presenti le rocce metamorfiche del "Basamento Cristallino" mentre alla base dei medesimi sono presenti i depositi di conoide derivanti dallo smantellamento, ad opera degli agenti esogeni, delle rocce sovrastanti. Sul



fondovalle dove si colloca anche l'intervento invece si intercettano i depositi alluvionali derivanti dal trasporto ad opera delle acque del fiume Serio.

Questi depositi di fondovalle, soprattutto quelli alluvionali, sono costituiti da ghiaie sabbiose con blocchi contenenti clasti prevalentemente di origine metamorfica poco alterati.

Secondo la carta geologica del PGT nell'area del pianoro dove sono stati costruiti gli impianti sportivi si individuano dei terreni di riporto che presentano spessori ridotti, ed i cui materiali derivano da scavi della zona di precedenti attività edili o scavi di gallerie minerarie o canali-centrali.

L'elemento principale caratteristico dell'idrografia della zona è il Fiume Serio che scorre a circa 50 m di distanza con andamento circa NE – SW incassato di quasi 10 m ma in graduale diminuzione verso monte, rispetto al pianoro su cui sono sorti gli impianti sportivi.

La permeabilità media dei depositi è da media a buona anche se può variare anche in brevi distanze o profondità a causa dell'anisotropia dei materiali presenti/depositati.

Nei luoghi di fondovalle non è presente una falda freatica e le acque meteoriche si infiltrano prevalentemente nel sottosuolo.

3.2) Indagini geognostiche

Per la zona degli impianti sportivi non è stato possibile reperire indagini geognostiche precedenti. Considerando che le opere esistenti, che sviluppano sforzi sui terreni di gran lunga rispetto a quelli che avrà la struttura in progetto, non hanno presentato e non presentano evidenze di problematiche legate all'assestamento dei terreni di fondazione, in accordo con la Committenza ed i Progettisti si è previsto oltre al rilievo geologico della zona di eseguire una indagine geofisica atta a:

- ricostruire la stratigrafia del sottosuolo;
- confermare la presenza di terreni medio compatti;
- ricostruire il profilo della Vs fino al *bedrock* sismico.

La definizione del profilo completo della Vs ha permesso così di valutare la classe di suolo sismico che, nel contesto di fondovalle con forti spessori di depositi, non è ad oggi stata valutata e costituisce una variabile non nota.

3.2.1) Rilievi di terreno

Il rilievo geologico ha interessato l'area dell'intervento e le zone limitrofe.

Nella zona del pianoro le caratteristiche dei terreni sono rilevabili, per quanto possibile a causa della presenza della vegetazione, solo lungo il pendio NW di raccordo al circostante corso d'acqua.



Qui i materiali sono costituiti da ghiaie sabbiose contenenti anche blocchi di dimensioni di oltre 50 cm, con ciottoli prevalentemente metamorfici subangolosi fi forma da parallelepipedo ad allungata poco alterati.

Non è possibile prendere visione dei livelli più superficiali dei terreni, indicativamente 3 – 4 m di spessore (con variazioni di spessore in diminuzione verso Nord e in aumento verso Sud), che dovrebbero essere composti da materiali di riporto di origine locale però, composti da materiali molto eterogenei ma a prevalente composizione di sabbiosa limosa ghiaiosa.

In tutta la zona ed in particolare il palazzetto dello sport non presentano lesioni indice di assestamenti dei terreni, ed anche i piazzali e le strade non presentano avvallamenti significativi, tutto questo a conferma che comunque i depositi presentano da discrete a buone caratteristiche geotecniche. Ad ulteriore conferma anche lungo il pendio di raccordo all'alveo del Serio non si rilevano fenomeni di dissesto o erosioni.

Dai dati bibliografici non risulta nota la presenza di una falda all'interno dei depositi di fondovalle, nei quali comunque anche lungo il versante soprastante è possibile intercettare scorrimenti concentrati. L'assenza localmente di falda nel deposito entro i primi 8 – 10 m è confermata dal fatto che lungo la scarpata di raccordo al Serio non vi sono emergenze di acqua.

Le acque meteoriche tendono ad infiltrarsi nel sottosuolo senza particolari problematiche.

3.2.2) Indagini geofisiche

L'indagine geofisica ha previsto l'esecuzione sul medesimo stendimento sia di una indagine con la Tecnica MASW che una tomografia sismica, mentre per individuare la profondità del substrato rigido l'indagine diretta è stata integrata con una indiretta mediante la misura dei micotremori con la tecnica HVSr.

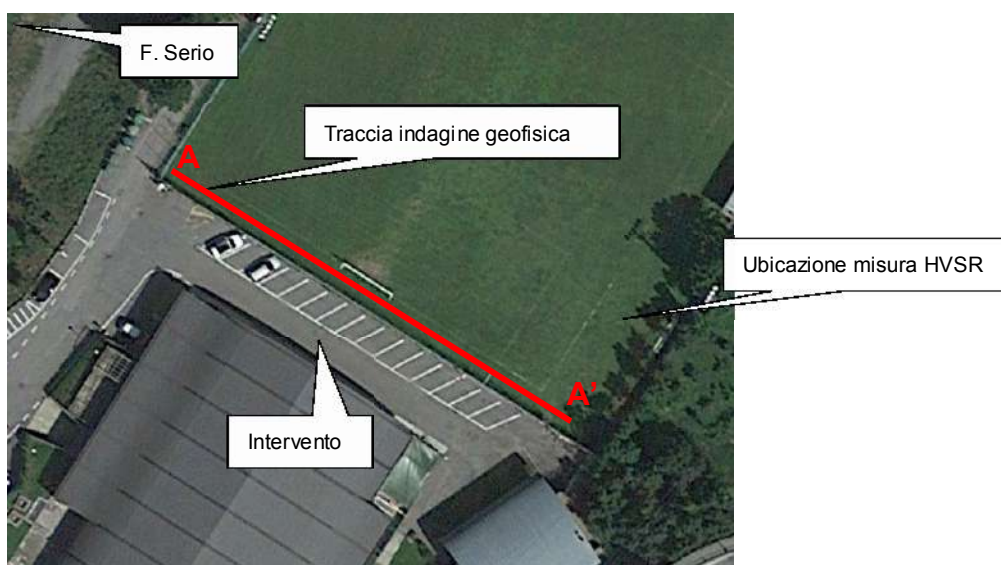


Figura 3: ubicazione dell'indagine geofisica.



L'indagine geofisica diretta ha previsto la realizzazione di uno stendimento lungo 44 m con 12 geofoni spazati di 4 m e disposti lungo l'allineamento indicati in Figura 3.

Negli allegati n. 1 e n. 2 si sono riportati gli estratti delle indagini svolte.

3.2.2.1) Risultati della tomografia (sismica a rifrazione)

Le indagini, per i cui risultati si rimanda agli allegati n. 1, hanno fornito dati di interpretazione buoni e hanno permesso di raggiungere profondità fino a 20 m. L'interpretazione è stata eseguita con il metodo della tecnica tomografica.

Dal confronto con le Vs è possibile confermare che fino alla profondità indagata non vi sono inversioni di velocità confermando la validità della misura svolta.

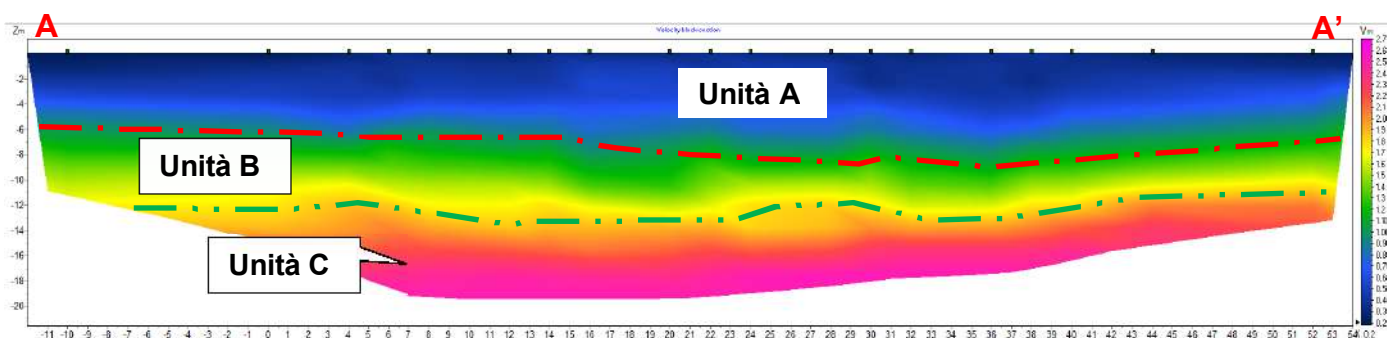


Figura 4: sezione tomografica AA' dell'indagine geoelettrica con interpretazione delle unità stratigrafiche.

Per l'individuazione grafica degli elementi della stratigrafia sopra citati si veda la Figura 3. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.:**

- Unità A - nelle sezioni sono identificate con il colore azzurro-verde scuro (V_p media circa di 350 m/s). Il limite stratigrafico con l'unità successiva è stato imposto in corrispondenza della velocità V_p di 900 m/s;
- Unità B - nelle sezioni sono identificate con il colore verde chiaro – giallo (V_p media di 1.200 m/s). Il limite stratigrafico con l'unità successiva è stato imposto in corrispondenza della velocità V_p di 1.800 m/s;
- Unità C – nelle sezioni sono identificate con il colore arancio/viola chiaro (V_p media di 1.200 m/s).

La velocità di 1550 m/s riscontrabile verso i 10 m di profondità potrebbe essere ricondotta teoricamente alla superficie piezometrica; non sono disponibili dati che possano confermare o escludere tale ipotesi.



3.2.2.3) Risultati della MASW

La MASW permette di ricostruire un modello delle V_s rappresentativo della zona mediana dello stendimento. L'indagine risulta valida se sono rispettati i campi di validità, principalmente si deve avere con un piano campagna semi pianeggiante, ed una stratigrafia omogenea e isotropa.

Al fine di verificare e minimizzare l'errore dovuto all'anisotropia dei livelli si sono eseguite svariate energizzazioni su entrambi i lati dello stendimento e utilizzando parametri di acquisizione differenti.

Per quanto concerne la morfologia dei luoghi, i terreni su cui è stata eseguita l'indagine sono costituiti da terreni pianeggianti, mentre per quanto concerne la stratigrafia è uniforme fino a ad almeno 20 m come emerso anche dall'indagine tomografica.

Analizzate svariate energizzazioni è stata utilizzata quella eseguita a -5 m dal geofono nord nella sezione A A'.

Nell'allegato 2 è stato riportato il risultato ritenuto più rappresentativo dei luoghi e l'interpretazione degli strati.

Sono stati così individuati 6 livelli, ma come noto il grado di affidabilità del metodo diminuisce con la profondità. Considerando la larghezza dello stendimento e facendo riferimento anche alla misura HVSR sembra coerente considerare una graduale diminuzione dell'affidabilità superati i 45 m. Sulla base di tali considerazioni si è pertanto escluso il livello più profondo individuato come bedrock ($V_s=1035$ m/s a 50 m):

- Unità A – presenta valori di $V_s = 234$ m/s, si individua fino a 5 m di profondità;
- Unità B - presenta valori di $V_s = 392$ m/s, si individua fino a 13 m;
- Unità C - presenta valori di $V_s = 622$ m/s, si individua fino a 21 m;
- Unità D - presenta valori di $V_s = 710$ m/s, si individua fino a 29 m.
- Unità E - presenta valori di $V_s = 350$ m/s, si individua fino a 40 m;
- Unità F - presenta valori di $V_s = 400$ m/s, oltre i 45 m;

Gli ulteriori elementi importanti che saranno fondamentali per l'interpretazione della misura HVSR risultano essere il graduale aumento di velocità con la profondità fino a 29 m e l'inversione alle quote sottostanti.

3.2.2.4) Misura HVSR con tromografo

E' stata eseguita anche una misura con geofono triassiale modello - tromografo Gemini2 della PASI di Torino.

La misura è stata eseguita poco più a nord dello stendimento (si veda l'ubicazione in Figura 3) in una zona dove non è presente molta erba (presente invece in tutto il campo) ed in ogni caso è molto bassa, ed ha permesso di definire la frequenza di risonanza del terreno.



Di seguito si riportano le caratteristiche tecniche del geofono utilizzato.

Specifiche scheda acquisizione:

Alimentazione: da porta USB
Conversione dati: A/D Sigma-Delta a 24 bit reali
Campionamento: freq.max.1KHz, simultaneo su 3 can.
Rapporto Segnale/Rumore: max. 117db
Banda passante a +/- 0.1 dB: 108Hz
Banda passante a -3dB: 212Hz

Specifiche sensore Gemini-2:

Freq.Naturale di risonanza: 2 Hz +/-10%
Sensibilità: 2 V/cm•S⁻¹ +/- 5%
Resistenza interna: 5.8kΩ +/-5%
Damping: 0.7 +/-10%
Distorsione armonica: ≤ 0.2%
Resistenza d'isolamento: ≥ 10 MΩ
Temp.funzionamento: da -25°C a + 55°C
Bloccaggio sensori: automatico per il trasporto
Dimensioni: diam.128mm, h.175mm
Peso: 2.15 kg

Dalla misura eseguita è risultata una frequenza di risonanza del terreno, picco dello spettro delle ampiezze alle varie frequenze (vedi Figura 5), pari a 1,75 Hz.

La misura ha soddisfatto i criteri SESAME risultando pertanto una buona misura.

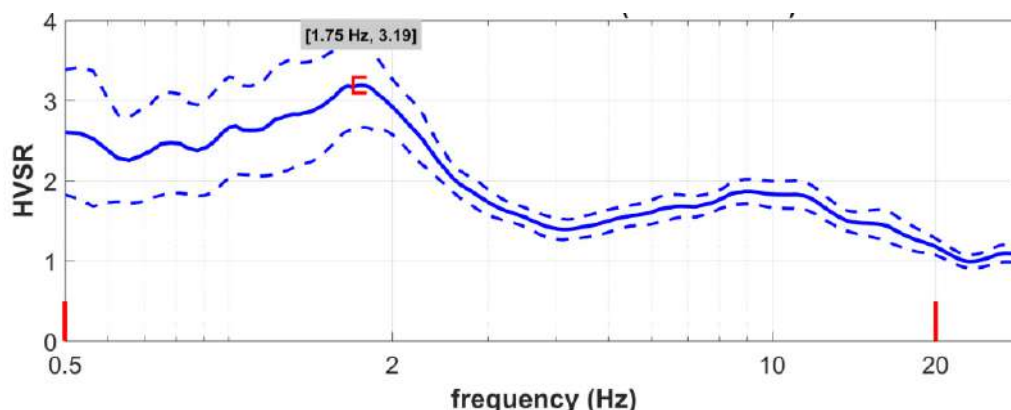
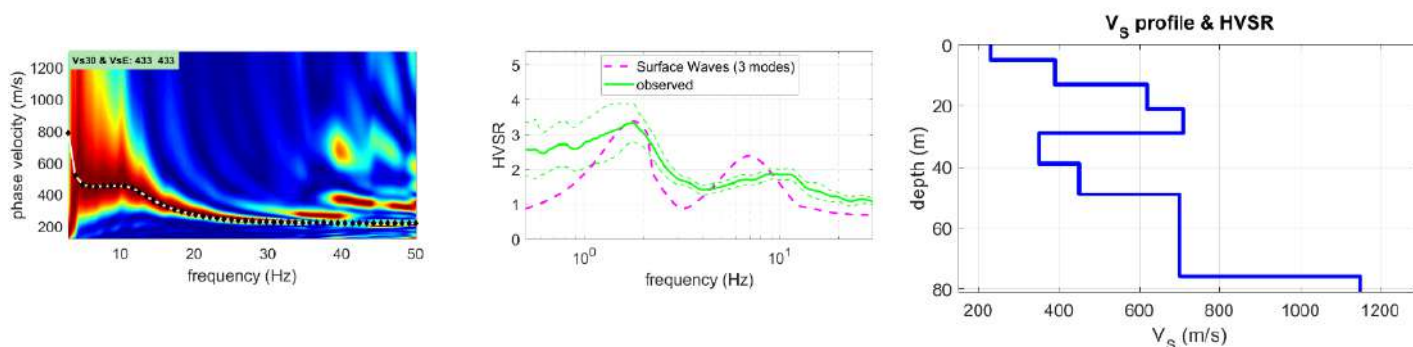


Figura 5: spettro dell'ampiezza in funzione delle frequenze rilevate.

3.3) Modello geologico e sismotecnico

Per la definizione del modello geologico e sismico si sono considerati tutti i dati acquisiti ed in particolare si sono integrati quelli della MASW fin alla profondità di 40 m mentre per le profondità sottostanti ed in particolare l'individuazione del *bedrock* sismico si è fatto riferimento alla misura HVSR. L'elaborazione del modello definitivo è stata fatta utilizzando ancora il programma Winmasw di cui si riporta di seguito il modello sismico più affidabile che è stato possibile derivare e che è stato alla fine utilizzato per la ricostruzione del modello geologico e sismico riportato in Tabella 1





Di seguito si riporta il modello geologico derivato le cui litologie sono solo ipotizzate sulla base della conoscenza geologica degli elementi rilevabili in superficie. Il valore della V_{seq} risulta essere pari a 488 m/s.

Unità	Profondità base Strato (m)	Descrizione (solo ipotizzata)	V_p (m/s)	V_s (m/s)
A	5	Materiali rimaneggiati – Sabbie limose ghiaiose	350	230
B	13	Sabbie ghiaiose	1200	390
C	21	Ghiaia con blocchi sabbiose	2100	620
D	29	Ghiaia con blocchi a tratti cementata		710
E	40	Limi argillosi sabbiosi		350
F	50	Limi sabbiosi ghiaiosi		450
G	76	Ghiaia con blocchi – roccia molto alterata		700
H		Roccia		1150
			V_{seq}	488

Tabella 1: modello geologico e sismotecnico. La litologia è solo ipotizzata ma senza riscontri diretti da indagini dirette (es. sondaggio geognostici)

Non è stata riscontrata presenza di falda freatica fino ad almeno 10 m di profondità mentre non si hanno dati certi per valutarne l'eventuale presenza nei livelli sottostanti.

3.4) Fattibilità geologica del progetto e compatibilità idraulica degli interventi

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

- "Carta dei vincoli" e di sintesi, "area a pericolosità media o moderata di esondazione torrentizia (Em);
- "Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano": l'area rientra nella classe 3Em, "fattibilità con consistenti limitazioni, area a pericolosità media o moderata di esondazione torrentizia;
- per quanto concerne la componente sismica l'area rientra nello scenario Z4a "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi. Lo studio comunale del PGT non ha eseguito approfondimenti di secondo livello.

L'intervento non prevede la modifica dello stato di fatto delle opere esistenti mentre si prevede di realizzare, parallelamente al fronte NNE del palazzetto sportivo una terrazza. L'area dell'intervento come tutta la zona del terrazzo fluviale su cui sono sorti gli impianti sportivi rientra in una zona a bassissimo rischio di esondazione del F. Serio che scorre più incassato a Ovest. Le nuove opere non prevedono la realizzazione di manufatti accessibili interrati, e al piano campagna, dove si potrebbe verificare in caso



di piene molto eccezionali del fiume la presenza di lame di acqua, non si prevede la modifica della destinazione dello stato di fatto con l'aggiunta di alcuni pilastri per il sostegno della terrazza che non comporteranno la modifica al deflusso idraulico di potenziali acque d'esondazione.

Le nuove opere come progettate pertanto non comporteranno il peggioramento delle condizioni idrauliche e del rischio antropico dello stato di fatto, risultando pertanto l'intervento compatibile e fattibile per quanto concerne il rischio idraulico.

Sulla base delle indagini svolte e delle considerazioni sopra riportate le previsioni edilizie in progetto, valutate secondo il grado di approfondimento previsto dalle normative e dallo studio geologico comunale, risultano eseguibili senza particolari limitazioni di fattibilità geologica considerando le indicazioni fornite ai capitoli n. 3.5) e 3.6).

3.5) Componente geologica di progetto

3.5.1) Scavi

Il progetto prevede degli scavi circoscritti e poco profondi per la posa dei nuovi plinti di fondazione, oltre allo scavo per la posa del pozzo perdente.

Date le buone caratteristiche geotecniche dei terreni e l'entità dell'intervento non si segnalano particolari limitazioni.

Si raccomanda di non sotto escavare opere di fondazione esistenti.

3.5.2) Fondazioni

Date le caratteristiche geotecniche dei terreni e l'entità dell'intervento non si segnalano particolari indicazioni.

Resta a carico della DL verificare la corrispondenza delle caratteristiche dei terreni di fondazione rispetto a quanto indicato nella presente.

3.6) Componente sismica del progetto

3.6.1) Amplificazione litologiche – classe di suolo – analisi secondo livello

Al fine di quantificare le amplificazioni litologiche locali, non definite nel PGT, è stata eseguita una verifica di secondo livello secondo le indicazioni della all'allegato n. 5 della D.G.R. della Regione Lombardia n. IX/2616 del 30 Novembre 2011.

L'analisi di secondo livello permette di fornire, attraverso un approccio semiquantitativo, la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di fattore di amplificazione (Fa). Confrontando il valore calcolato con quelli definiti dalla normativa nazionale per la corrispondente classe di suolo (valori calcolati dal Politecnico di Milano e forniti dalla Regione Lombardia), è possibile valutare se la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare gli effetti di amplificazione sismica locale.



EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

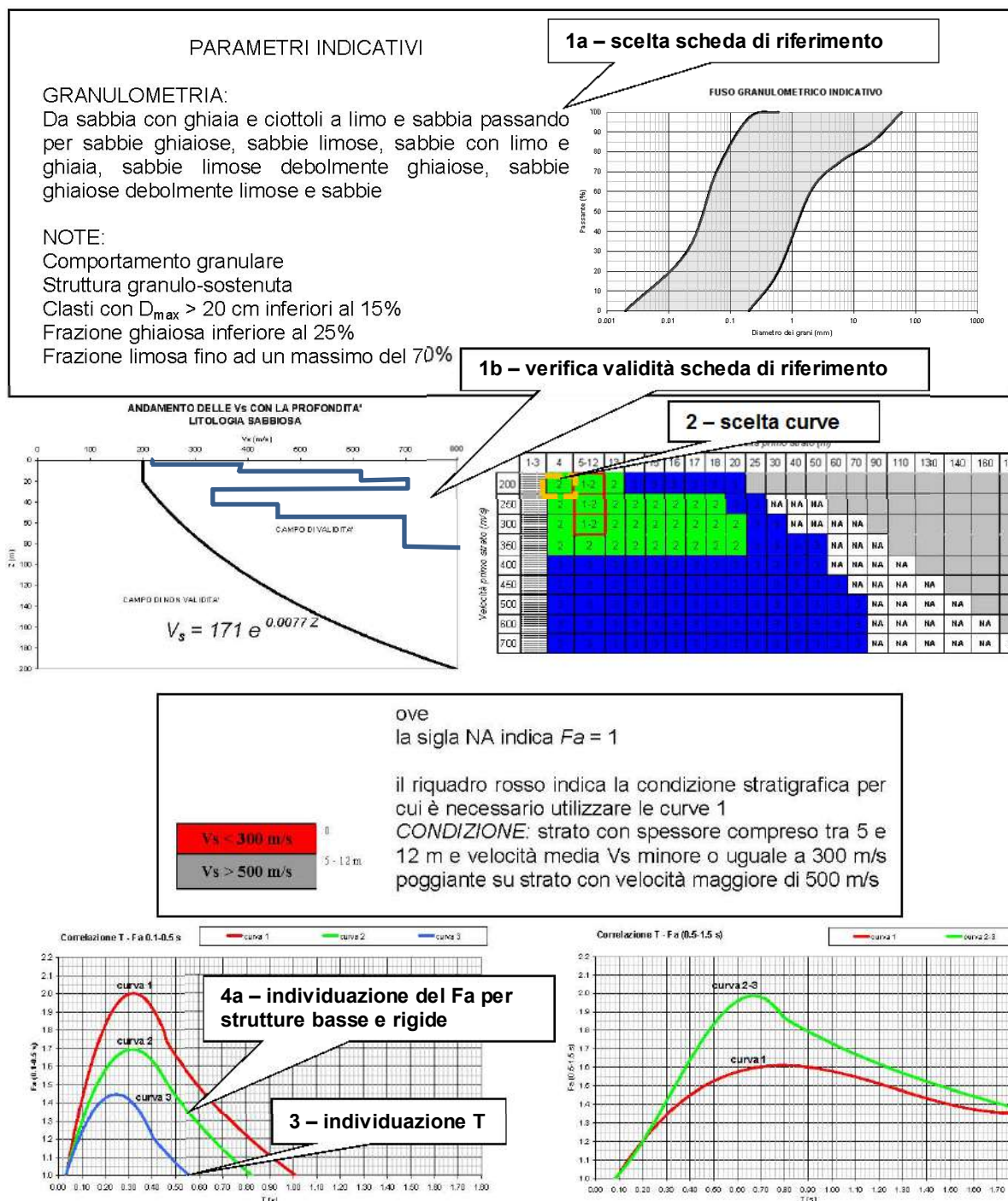


Figura 6: rappresentazione sulla scheda di riferimento della procedura seguita.

Per l'analisi di secondo livello si è fatto riferimento all'allegato n. 5 della D.G.R. della Regione Lombardia n. IX/2616 del 30 Novembre 2011, di cui in seguito si riporta la procedura (vedi anche Figura 6) ed i risultati conseguiti.



- 1) L'area dall'analisi di primo livello riportata nella documentazione del PGT rientra nello scenario Z4a. Per la definizione della scheda di valutazione di riferimento in grado di rappresentare il comportamento in condizioni sismiche dei terreni dell'area si è fatto riferimento ai dati acquisiti ed illustrati nella presente relazione, in particolare si è fatto riferimento all'indagine geofisica e al modello geologico. Per quanto concerne il livello di attendibilità da assegnare ai risultati dell'analisi (vedi tabella 2 dell'allegato 5 della normativa di riferimento citata) si specifica che per i dati litologici l'attendibilità è medio alta, per quelli stratigrafici è medio alta, per quanto concerne quelli geofisici è alta. Come scheda di riferimento si è scelta la scheda litologica sabbiosa (Vedere Figura 6) in quanto è l'unica in grado di soddisfare sia le caratteristiche litologiche (1a) che il campo di validità del modello sismotecnico (andamento V_s con la profondità) V_s (1b);
- 2) Per la scelta della curva che individua il fattore di amplificazione si ricava come curva di riferimento la 2. Si considera come grafico quello delle strutture basse (intervalli di periodo del fattore di amplificazione considerato compreso tra 0,1-0,5 s);
- 3) Il periodo proprio di sito T viene ricavato dallo spessore degli strati e dalle relative V_s (fino a valori di $V_s = 800$ m/s) e risulta essere quindi pari a 0,55 s;
- 4) Con il valore di T e utilizzando la curva caratteristica scelta si ricava (sulla base dell'equazione proposta dalla stessa normativa per quelle condizioni) un fattore di amplificazione pari a $F_a=1,35$ e $F_a=1,9$ per le strutture alte e flessibili.

Conclusioni della componente sismica del progetto

Per valutare il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica nazionale vigente, si deve confrontare il F_a calcolato (vedi punto 4) con quelli considerati dalla normativa (sotto riportati) per la corrispondente classe di suolo. Dall'indagine MASW è stata ricavata una classe B.

Dal dimensionamento dello strutturista i nodi della nuova struttura rientrano per la maggior parte in valori di 0,42 s, con un valore che raggiunge i 0,73, quindi in media valori inferiori a 0,5 s.

Di seguito si riporta il valore soglia calcolato dalla regione Lombardia per ciascun comune in funzione della classe di suolo e intervallo di T .

COMUNE	INTERVALLO	Valori soglia			
		B	C	D	E
VALBONDIONE	0.1 - 0.5	1,4	1,8	2,2	1,9

Per quanto concerne strutture basse (intervalli di periodo del fattore di amplificazione considerato compreso tra 0,1-0,5 s), la normativa, per una classe di suolo B, prevede un fattore di amplificazione pari a 1,4 (vedi tabella precedente) mentre con



la procedura di secondo livello è stato definito un valore pari a 1,35 a cui si deve aggiungere uno $\pm 0,1$ di variabilità.

Da una analisi speditiva di terzo livello è stato calcolato un fattore di amplificazione per l'intervallo 0,1 - 0,5 s di 1,57.

Considerando che l'utilizzo della classe di suolo B o C non influenza sostanzialmente il progetto e che comunque risulta difficile poter definire eventuali fenomeni aggiuntivi derivanti da fenomeni bi o tridimensionali derivanti dalla forma a U del fondovalle, in accordo con lo Strutturista si è concordato di utilizzare cautelativamente comunque la classe di suolo C, senza eseguire specifiche analisi di terzo livello.

3.6.2) Amplificazioni topografiche

Per quanto concerne invece l'amplificazione topografica collocandosi in zona di fondovalle (così come riportato nel PGT), si è attribuito il valore di $S_T = T1$.

3.6.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti

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

In considerazione che la falda non è presente nell'area fino ad almeno 10 m e che oltre tali profondità i depositi (come rilevabile dal valore delle Vs) sono addensati, ai sensi delle NTC del 2018 "Esclusione dalla verifica alla liquefazione" è possibile escludere che si possano sviluppare fenomeni di liquefazione.

3.7) Opere di dispersione acque meteoriche – invarianza idraulica ed idrogeologica

3.7.1) Scelte progettuali

I depositi nell'area di intervento presentano un sufficiente grado di permeabilità in grado di permettere lo scarico nel sottosuolo delle acque drenate dalla esigua area oggetto di modifica nel presente progetto.

Poiché si tratta di un nuovo progetto per quanto concerne le acque meteoriche con il progettista si è deciso di procedere adottando un sistema di scarico negli strati superficiali del sottosuolo mediante la realizzazione di un pozzo perdente.

Essendo la superficie interessata dall'intervento minore di 300 m² ci si è avvalsi dell' art. 12, comma 1, lettera a del Regolamento regionale n. 7/2017 del 23/11/2017 e n. 8 del 19/4/2019, invarianza idraulica ed idrologica per cui non è obbligatorio redigere il progetto di invarianza predisponendo la sola asseverazione.

Nei capitoli successivi si è comunque proceduto al dimensionamento del pozzo perdente fornendo delle specifiche costruttive del manufatto stesso.

Per quanto concerne l'ubicazione del pozzo perdente resta a carico dei progettisti definirne l'ubicazione, prevedendo però, nel limite possibile, di mantenerlo il più lontano



possibile dalle opere di fondazione al fine di evitare possibili interferenze negative legate a potenziali assestamenti dei terreni.

3.7.2) Permeabilità dei terreni

Nella zona le acque si infiltrano naturalmente nel sottosuolo, seppur non siano state e non siano disponibili indagini specifiche in grado di definire il coefficiente di permeabilità dei terreni, sulla base dei dati acquisiti e considerando valori cautelativi sui terreni si attribuisce un coefficiente di permeabilità dell'ordine di 4×10^{-5} m/s.

L'area non rientra nella fascia di rispetto di pozzi per acqua e non è nota la presenza di falda fino ad almeno 10 m di profondità.

3.7.3) Caratteristiche meteorologiche

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di possibilità pluviometrica, comunemente espressa con la legge di potenza del tipo $h(t) = at^n$ in cui i parametri "a" e "n" dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

Per quanto riguarda l'analisi delle caratteristiche meteorologiche della zona, si fa riferimento ai dati pluviometrici forniti da ARPA Lombardia: $a = 52,1$ e $n = 0,3483$ riferiti a un tempo di ritorno di 50 anni.

3.7.4) Dimensionamento pozzi perdenti

La verifica ha previsto un modello di trasformazione lineare afflussi – deflussi calcolato per intervalli temporali, considerando i seguenti parametri:

- portata delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici non drenanti (gli apporti meteorici per unità di superficie relativi all'area in esame);
- capacità di drenaggio dei pozzi disperdenti ottimali;
- verifica del coefficiente di sicurezza.

Il dimensionamento dei pozzi perdenti è stato eseguito con la formula di Wilkinson, (1968) che permette la determinazione della capacità di drenaggio del pozzo disperdente espressa in m^3 nell'unità di tempo.

Capacità di drenaggio dei pozzi perdenti

$$Q = \text{capacità di drenaggio} = n \cdot k \cdot c \cdot L$$

Dove:

c = coefficiente di tasca = $p \cdot 3L / \ln(3L/D + (1 + (3L/D)^2)^{0,5})$

K : coefficiente di permeabilità del terreno

d : diametro pozzo

D : diametro dispersione acque dal pozzo

L : profondità utile pozzo

n : numero pozzi



Dal dimensionamento è risultato che per disperdere le acque drenate dalla superficie di 215 m² è necessario un pozzo perdente con diametro di 2 m e profondo almeno 2 m; di seguito si riporta il calcolo eseguito.

APPORTI METEORICI PER UNITA' DI SUPERFICIE

$$r = a T^n$$

T: tempo in ore

a: coefficiente

52,1

n: coefficiente

0,383

Tempo di ritorno dell'evento critico

50

T (ore)	1,00	2,0	3,00	6,0	12,00	18,0	24,00
r (mm)	52,1	67,9	79,4	103,5	134,9	157,6	176,0

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

sup. imperv. 215 m²

sup. semip. 0 m²

superficie tot. s 215 m²

coeff ϕ - area imp 1,0

coeff ϕ - area semip 0,3

$\phi_{tot} = (S_{imp} + (S_{semip} \cdot 0,3)) / S_{tot}$ 1,0

afflusso (m³) = s ϕ

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	11,2	14,6	17,1	22,2	29,0	33,9	37,8

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEL POZZO DISPERDENTE OTTIMALE

$Q = n k c L$ (formula di Wilkinson, 1968)

$$c = \pi 3L / \ln(3L/D + (1 + (3L/D)^2)^{0,5})$$

K: coefficiente di permeabilità del terreno 0,00400 cm/sec

d: diametro pozzo 2,0 m

Spessore dreno attorno ai pozzi 0,5 m

D: diametro dispersione acque dal pozzo 3,0 m

L: profondità utile pozzo 2,0 m

c: coefficiente di tasca 13,1 m

n: numero pozzi 1

Coeff. riduzione per trincee pozzi 1,0 (L 2m=3,4, L=4,5 m=2,4)

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
drenaggio (m ³)	3,8	7,5	11,3	22,6	45,1	67,7	90,2

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Ristagno superficie, 3 mm 0,6 m³

volume pozzi = 6,3 m³

Percentuale vuoti dreno (%) 20,0 m

Volume drenaggio 3,2 m³

Volume utile trincea 10,2 m³

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	11,2	14,6	17,1	22,2	29,0	33,9	37,8
deflusso (m ³)	13,9	17,7	21,4	32,7	55,3	77,8	100,4
F.S.	1,24	1,21	1,26	1,47	1,91	2,30	2,65



3.7.5) Schema costruttivo del pozzo perdente

I pozzi perdenti potranno essere costituiti (vedi Figura 7 a titolo esemplificativo) da anelli in CLS centrifugato posti in scavi di idonee dimensioni e frapponendo nelle intercapedini tra anelli e terreno, che devono avere uno spessore di circa 50 cm, del ghiaione di cava preferibilmente misto a ciottoli (denominati “borlanti” nel gergo dei cavatori) con pezzatura di 150 250 mm o comunque non inferiore a 100-150 mm. La posa dei pozzi perdenti potrà essere preceduta dalla formazione di un filtro costituito da uno strato di non-tessuto (tipo 300 g/m²) da posizionare a ridosso dello scavo e da uno strato di ghiaia.

Al fine di diminuire l'intasamento del ghiaione di fondo si consiglia la stesura alla testa dello stesso di uno strato di sabbia di 20 cm. Tale strato di sabbia dovrà essere protetto contro l'erosione causata dall'acqua in caduta da una piastra rompigetto.

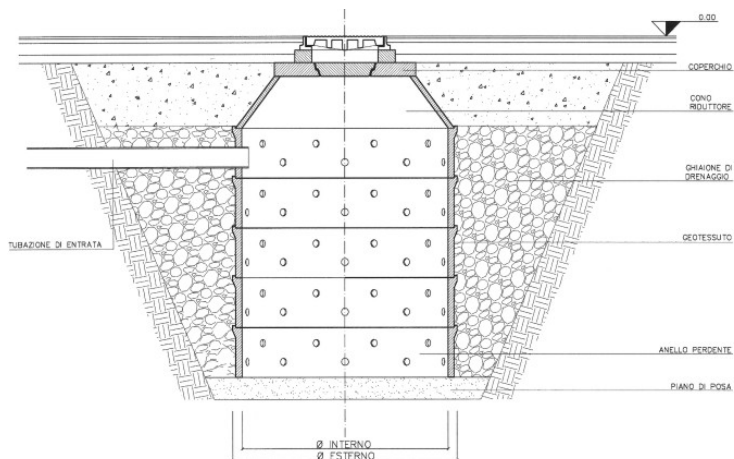


Figura 7: schema realizzativi del pozzo perdente.

3.8) PIANO DI MANUTENZIONE

3.8.1) Valutazioni generali

Come riportato nell'art. 13 comma 2 R.R. 8/2019, i costi di gestione e manutenzione ordinaria e straordinaria ai fini dell'efficienza nel tempo dell'intero sistema di drenaggio delle acque pluviali ricadono interamente ed esclusivamente sul titolare.

Sarà compito del titolare della pratica edilizia tenere conto delle istruzioni riportate nei manuali d'uso e di manutenzione forniti dai costruttori delle opere costituenti il sistema di drenaggio. Tali istruzioni prevarranno su quanto di seguito riportato.

Tutte le attività di manutenzione ordinaria e straordinaria dovranno essere eseguite da personale specializzato rispettando le prescrizioni indicate dal D. Lgs. 81/2008 (Testo Unico Sicurezza Lavoro) per i cantieri temporanei o mobili.

Tutte le opere dovranno essere realizzate con materiale certificato CE e da personale specializzato.



Manutenzione ordinaria

Le opere di fognatura acque bianche meteoriche saranno assoggettate alla manutenzione ordinaria semestrale ed annuale che prevede:

- pulizia dei pozzetti/camerette da depositi di sabbia e foglie trascinate dalle acque meteoriche ruscellanti nell'impianto
- pulizia dei pozzi perdenti da depositi di sabbia e foglie trascinate dalle acque meteoriche ruscellanti nell'impianto

Manutenzione straordinaria

Le opere di fognatura acque bianche meteoriche saranno assoggettate alla manutenzione straordinaria che a seconda dei livelli di danneggiamento rilevati dalle operazioni di monitoraggio consisteranno in:

- rifacimento di qualsivoglia parte ammalorata ed inadatta a svolgere le funzioni per le quali è stata progettata e realizzata
- spurgo di tubazioni e pozzi perdenti per il ripristino dell'efficace scorrimento delle acque come da progetto

3.8.2) Schema attività di ispezione, monitoraggio e manutenzione

Di seguito si riportano le attività di manutenzione previste per il corretto funzionamento delle opere fognarie delle acque meteoriche.

Attività		Impianto fognario	Pozzo perdente
Semestrale o a seguito di eventi eccezionali	Controlli visivi	X	X
	Pulizia superficiale di pozzetti/camerette e caditoie	X	X
Quinquennale	Pulizia di depositi nei pozzetti, camerette caditoie	X	
	Verifica tenuta di tubazioni, raccordi e guarnizioni	X	
	Verifica corretta dispersione senza ristagni		X
Quinquennale oppure "Se dai controlli risulta necessario"	Esurgo dei pozzi perdenti manuale o con mezzi d'opera specifici		X
	Pulizia depositi all'ingresso o la sezione idraulica delle condotte	X	
	Sostituzione elementi ammalorati	X	X



4) RELAZIONE GEOTECNICA

4.1) Modello geotecnico dei luoghi

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche si è fatto riferimento alle indagini acquisite (vedi Cap. 3.2).

Poiché l'opera interagirà solo con i livelli più superficiali coincidenti con i materiali rimaneggiati il modello geotecnico è stato esteso a questi soli terreni (unità A) che presenta spessori di circa 5 m. I livelli sottostanti presentano caratteristiche migliori.

Tabella 2: modello geotecnico.

U	Caratteristiche litologiche		Caratteristiche geotecniche (valori caratteristici)					
	P	Litologia	V _s	D _r	φ	γ _n	E _s	C'
A	5	Materiali rimaneggiati – Sabbie limose ghiaiose	230	45	30	18	18	0

U = Unità geotecnica

P = base dello strato

V_s = velocità delle onde di taglio (m/s)

D_r = densità relativa (%) - correlazione di Mayne et alii (2002) con la V_s

φ = angolo di attrito (°) - correlazione di Prakoso (2010) con la V_s

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³) – correlazione Tezcan et. Al. 2009 dal valore della V_s

E_s = modulo elastico (MPa)

C' = coesione efficace (kPa)

4.2) Componente geotecnica del progetto

4.2.1) Componente sismica

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

In riferimento a quanto indicato al cap. n. 3.6) nell'area oggetto d'intervento è stata attribuita una classe di suolo C e un valore S_T=T1, escludendo fenomeni di liquefazione.

4.2.2) Opere di fondazione

4.2.2.1) Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)– (GEO – capacità portante)

Per la verifica allo SLU in condizioni statiche si è scelto di utilizzare 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 è stato eseguito considerando fondazioni superficiali nastriformi, a comportamento elastico, in condizioni "a lungo termine" sia statico che cinematico per sisma, secondo la formula proposta da Brinch-Hansen.

Non essendo noti i carichi e le eventuali eccentricità nel calcolo si è considerato un carico assiale con momento (alla base d'appoggio) nullo, 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. 3) e 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:

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

Dalle verifiche eseguite e riportate nell'allegato n. 4 risulta che per plinti delle dimensioni da 80 – 100 cm la resistenza a rottura è sempre superiore a 176 kPa.

4.2.2.2) Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

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 statico e dalla funzionalità dell'opera e anche sulle strutture adiacenti; tale verifica, ed in particolare il calcolo dei cedimenti differenziali, dovrà essere eseguita dal progettista delle strutture.

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

Considerando un carico di esercizio pari a 100 kPa risulta un cedimento molto contenuto entro 3-4 mm.

Nell'allegato n. 4 sono stati riportati i risultati delle verifiche eseguite.



6) CONCLUSIONI

Sulla base delle indagini svolte e delle considerazioni sopra riportate le previsioni edilizie in progetto, valutate secondo il grado di approfondimento previsto dalle normative e dallo studio geologico comunale, risultano c0ompatibili e fattibili anche per quanto concerne la componente idraulica, ed eseguibili senza particolari limitazioni di fattibilità geologica considerando le indicazioni fornite ai capitoli n. 3.5) e 3.6).

Per quanto concerne lo scarico delle acque meteoriche esse potranno essere recapitate nel sottosuolo mediante un pozzo perdente, posto a distanza dalle strutture di fondazione.

Per quanto concerne la componente sismica del progetto sulla base delle analisi e valutazioni svolte, in riferimento alle NTC 2018, è stata attribuita una categoria di suolo C, con un coefficiente topografico S_T pari a T1. E' escluso il potenziale di liquefazione dei terreni.

Le fondazioni a plinto in progetto presentano una resistenza a rottura superiore a 176 kPa con cedimenti di pochi millimetri.

Resta a carico del "Progettista delle strutture interagenti con il terreno" verificare la tipologia ed il dimensionamento della fondazione in funzione delle caratteristiche progettuali e delle prestazioni attese, sulla base dei dati geotecnici contenuti nella presente per i quali sarà fatto puntuale riferimento nella relazione di calcolo.

L'Impresa ed il Direttore dei lavori, verificheranno le caratteristiche dei terreni nei punti di intervento rispetto a quanto riportato nella presente e segnaleranno al geologo qualsiasi eventuale criticità.

Maggio 2020

ALLEGATO N. 1

Certificato dell'indagine geofisica con sismica a rifrazione

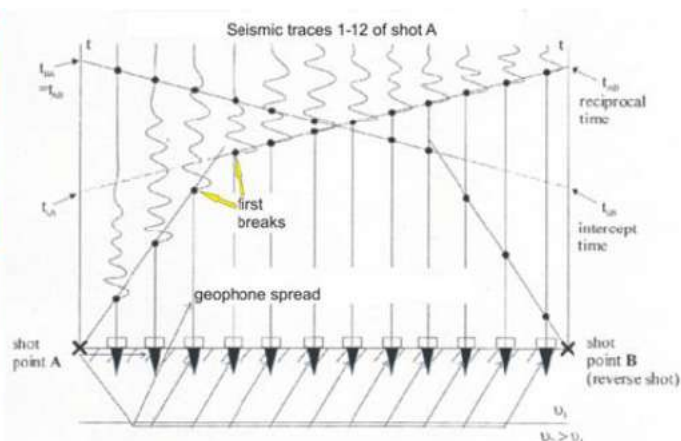
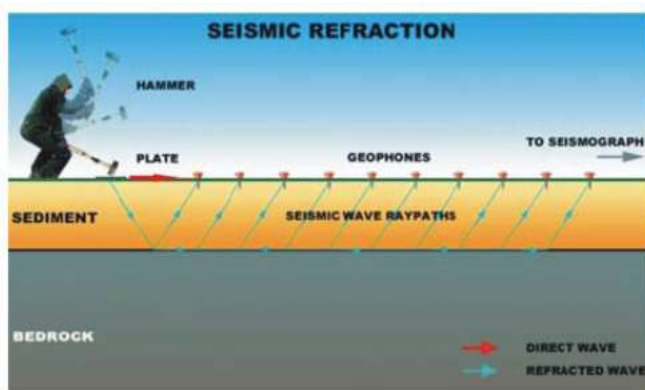
Interpretazione con il metodo tomografico

Denominazione prove	Indagine geofisica con tecnica tomografia sismica
Procedura interpretazione	Elaborata mediante individuazione dei primi arrivi delle onde generate da energizzazioni con massa battente r interpretazione mediante la tecnica dei raggi sismici con ricostruzione della velocità sismica

Descrizione della prova

I metodi convenzionali di sismica a rifrazione mirano a determinare la distribuzione nello spazio delle velocità delle onde sismiche nel sottosuolo (onde “p” – onde “s”). Queste velocità possono essere correlate a parametri geologici e petrofisici quali tipo di roccia, porosità, erosione superficiale, saturazione d’acqua ed elasticità.

In linea generale una campagna sismica a rifrazione prevede l’energizzazione del terreno mediante l’onda d’urto prodotta dall’impatto sul terreno di una mazza di battuta o carica esplosiva; il compito del sismografo è quello di misurare il tempo impiegato dalla “perturbazione sismica” indotta nel terreno a percorrere la distanza tra sorgente e geofoni, opportunamente spaziatati lungo un profilo.



La velocità di propagazione dell’onda sismica dipende dalle caratteristiche elastiche del sottosuolo e dalla sua conformazione; la relazione tra velocità e distanza sorgente-geofono (dromocrona) permette, attraverso opportuni calcoli matematici, di risalire agli spessori degli strati che caratterizzano il sottosuolo investigato.

L’analisi permette di individuare i principali rifrattori caratterizzati da significativi contrasti di impedenze di velocità.

Modalità esecutive

Le operazioni di campagna comporta l’energizzazione lungo l’allineamento dello stendimento del terreno in più punti speculari tra loro. La prima fase prevede alcuni shots di prova con lo scopo di tarare i parametri di acquisizione dello strumento.

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - RIFRAZIONE	DOC: GTS
		Rev. 00 del 09/07/2019
		Pagina 2 di 8

Una volta effettuata la taratura si registrano, in modo sequenziale, tre o più basi sismiche opportunamente ubicate secondo quanto stabilito; ciascuna base prevede una stesa del cavo sismico per la lunghezza stabilita e le si registrano su 12 geofoni. La spaziatura dei punti di ricezione delle onde sismiche (geofoni) dipende dalla lunghezza dello stendimento; inoltre ciascuna base di norma prevede 5 -7 punti di energizzazione (shots) così distribuiti: due alle estremità e tre posizionati all'interno di ciascun profilo sismico.

Occorre tener presente che la lunghezza dello stendimento definisce la profondità di indagine raggiungibile, mentre l'interdistanza tra i geofoni definisce il dettaglio della restituzione interpretativa.

Questi due parametri devono quindi essere calibrati in modo da consentire di raggiungere il massimo dettaglio possibile per la profondità di indagine richiesta.

L'energizzazione del terreno (sorgente di energia) è ottenuta impiegando una apposita mazza del peso di 9 Kg, che viene fatta collidere col suolo generando così onde elastiche. Si prevedono più ripetizioni dell'energizzazione per garantire l'apprezzabilità dei segnali raccolti dal sistema di acquisizione dati. Si consideri che una massa del peso di 9 Kg. circa (in quantità pari a n. 1 battuta) corrisponde a circa 100 J di energia.

Infine, il rilievo altimetrico dei punti - geofono e dei punti di energizzazione è ricostruito in loco in maniera puntuale e restituito cartograficamente in scala adeguata. La topografia irregolare è una condizione sufficientemente comune nella pratica di rifrazione ed influisce avversamente sulla definizione del rifrattore (funzioni tempo-profondità); ne consegue l'importanza di definire con maggior dettaglio possibile il dislivello lungo il profilo sismico impostato.

Descrizione attrezzatura utilizzata

La metodologia usata per l'acquisizione dei dati a rifrazione consiste in stendimenti sismici con l'impiego di 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz a componente verticale, collegati, tramite un cavo multipolare, al sismografo; tali geofoni sono apparecchi che segnalano i movimenti del terreno, trasformando l'energia sismica in energia elettrica.

Si utilizza inoltre un geofono (geofono del time break o hammer switch) posizionato in fregio all'apparato energizzatore, che costituisce il dispositivo di trigger per l'inizio della registrazione. Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello 16SG24 prodotto dalla ditta Italiana PASI, Tale strumentazione è dotata di sommatoria del segnale con possibilità di filtratura diversa in funzione dei disturbi da eliminare.

Software di interpretazione dei dati sismici

Come software di interpretazione è stato utilizzato Zond2D ver. 4.1 della Zond geophysical di San Pietroburgo.

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - RIFRAZIONE	DOC: GTS
		Rev. 00 del 09/07/2019
		Pagina 3 di 8

La prima fase consiste nel processo di inserimento del profilo topografico, la geometria dello stendimento e delle energizzazioni e l'individuazione dei primi arrivi. La seconda fase consiste nel calcolo delle dromocrone, utilizzando un procedimento di ricerca di minimo sviluppato in forma analitica che garantisce il riconoscimento delle dromocrone che in assoluto presentano il miglior coefficiente di correlazione con i tempi di primo arrivo precedentemente determinati.

La prima procedura di elaborazione tomografica consiste nella ricerca della geometria di percorso dei raggi sismici da ogni punto di energizzazione a ciascun geofono.

Questa operazione viene eseguita utilizzando una prima modellazione in velocità del sottosuolo; il programma sulla base di una prima modellazione in velocità del sottosuolo traccia i vari raggi sismici che coprono tutta l'area investigata al di sotto del piano topografico sul quale è stato steso l'allineamento sismico di pertinenza.

Il passo successivo prevede l'applicazione di procedure che forniscono valori di velocità sismica per partizioni unitarie. Mediante un processo iterativo dalla prima modellazione del sottosuolo si fanno convergere i dati modellati con quelli reali e corrispondenti ai tempi ottenuti dalle dromocrone originali; il processo termina quando gli scarti quadratici e le varianze dei tempi calcolati sono minimi rispetto a quelli definiti in input.

Le successive elaborazioni risultano sempre più affinate basandosi sull'osservazione del *fit* tra le dromocrone sintetiche e quelle calcolate e terminano, a discrezione dell'interprete, quando sono il più possibile coincidenti e con scarto minimo $\leq 0.5\%$. Per addivenire a tale risultato sono utilizzati due metodi in modo da discriminare ulteriormente le risultanze: *Smooth Inversion* e *Delta t-V*. Il secondo metodo è sconsigliato in presenza di topografie esasperate o in presenza di strutture inclinate.

Risultati dell'elaborazione

La documentazione finale dell'indagine è costituita dalla sezione verticale interpretativa con individuazione di campiture di colore corrispondenti a specifici valori di velocità delle onde di compressione espresse in km/s.

Sulle sezioni sopra del profilo topografico è riportata la numerazione dei geofoni per migliori riferimenti planimetriche e la posizione delle energizzazioni.

Vantaggi dell'interpretazione tomografica

L'analisi tomografica, dove il sottosuolo investigato dalla linea sismica viene diviso in minime celle analitiche, permette un'elaborazione più dettagliata rispetto all'analisi standard per rifrattori (es. metodo GRM) consentendo di distinguere, con rappresentazioni a linee di isovelocità, intorni minimi con caratteristiche differenziate per variazioni di consistenza, grado di alterazione, granulometria e addensamento. La prospezione sismica con tecnica

tomografica, grazie al suo dettaglio, può “esaltare” effetti di anisotropia laterale anche all'interno di un livello litostratigrafico indicati da significative variazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche che evidenziano strati alterati non sempre individuabili direttamente. L'elaborazione tomografica è in grado quindi di differenziare maggiormente le variazioni nel grado di consistenza dell'ammasso roccioso rispetto anche alle altre tecniche sismiche; inoltre con questa tecnica si sopperisce alla mancanza di rifrattori significativi e alla presenza di materiale non sufficientemente differenziato nei termini fisici dei parametri elastici, per cui le tecniche tradizionali di sismica a rifrazione non riescono a discriminare il grado di consistenza, alterazione o disomogeneità dell'ammasso. Infine la tecnica permette di raggiungere maggiori profondità d'investigazione sopperendo alla comune mancanza di rifrattori significativi procedendo in profondità.

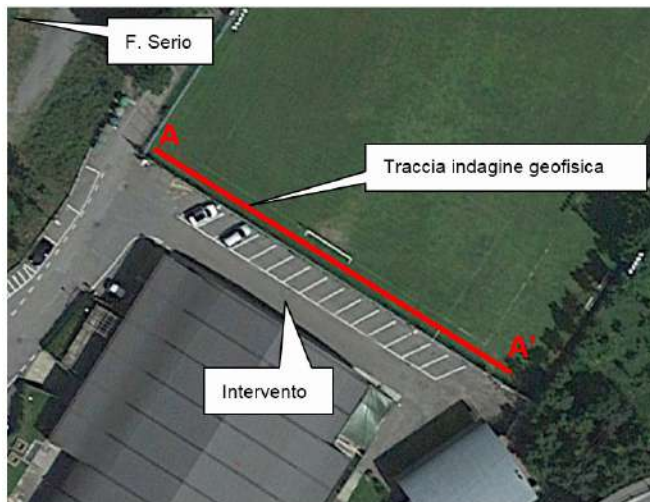
Allegati

Si allegano:

- Sismogrammi di acquisizione con individuazione dei primi arrivi;
- grafico delle dromocrone;
- sezione con individuazione dei sismostrati e relativa velocità delle onde primarie (V_p in m/s).

Luogo e data	Relatore
Bergamo, 02/05/2020	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

SEZIONE A – A'



DATI DELL'ACQUISIZIONE

Acquisitore= Acquisitore digitale multi – canale nel caso specifico un sismografo PASI 16SG24 a 24 canali

Numero geofoni= 12

Frequenza geofoni= 4,5 Hz

Distanza intergeofonica= 4 m

Lunghezza stendimento= 44m

Durata acquisizioni= 512 ms

Tempo campionamento= 125 μ s

Filtri= nn

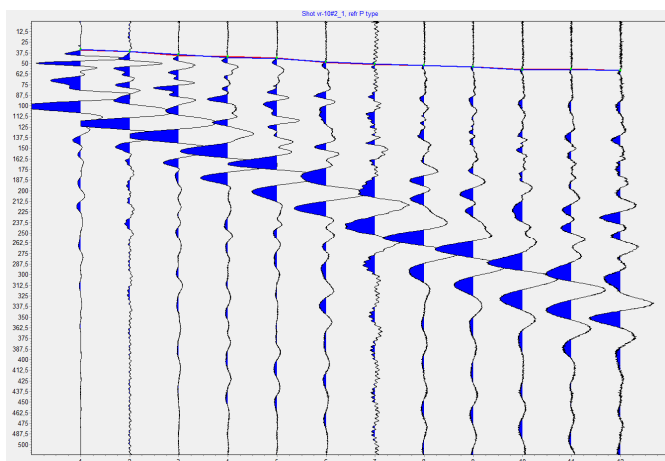
Offset laterali = 10 - 8 m

Numero energizzazioni = 7

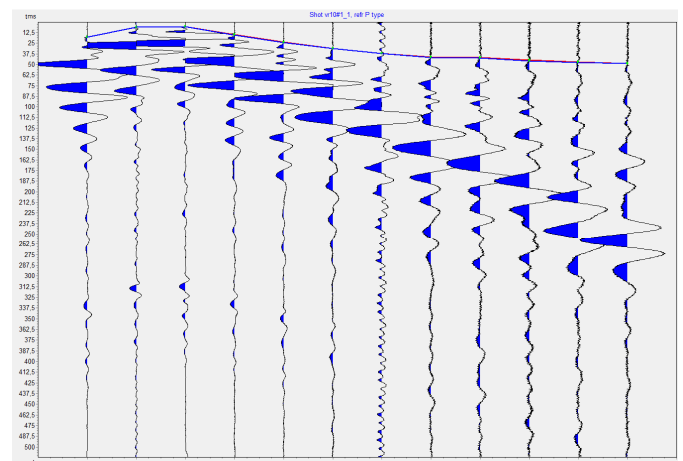
Energizzatore= mazza da 9 kg

Rilievo profilo del terreno= bindelle manuali da 50 m

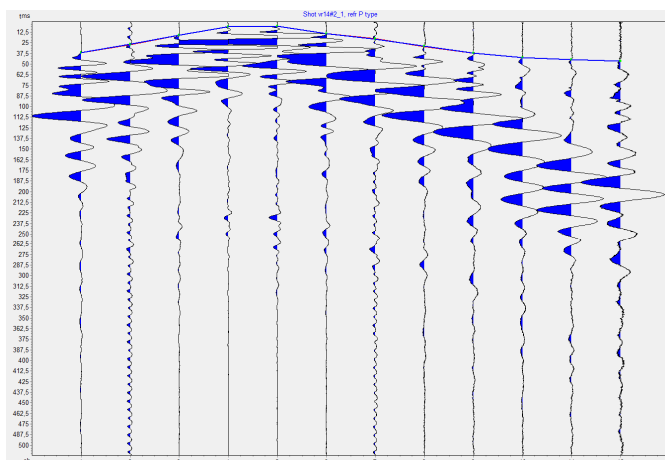
SISMOGRAMMI DI ACQUISIZIONE CON INDIVIDUAZIONE DEI PRIMI ARRIVI



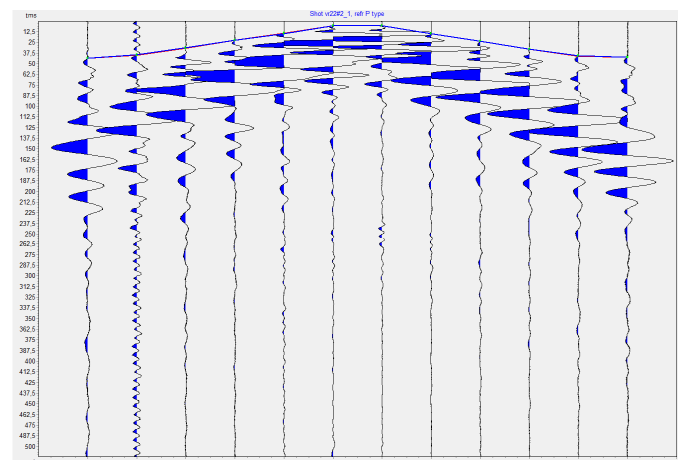
Energizzazione in A, distanza -10 m



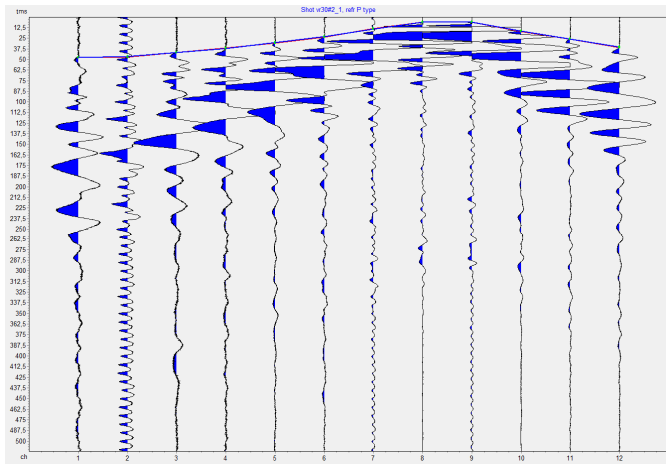
Energizzazione distanza 10 m



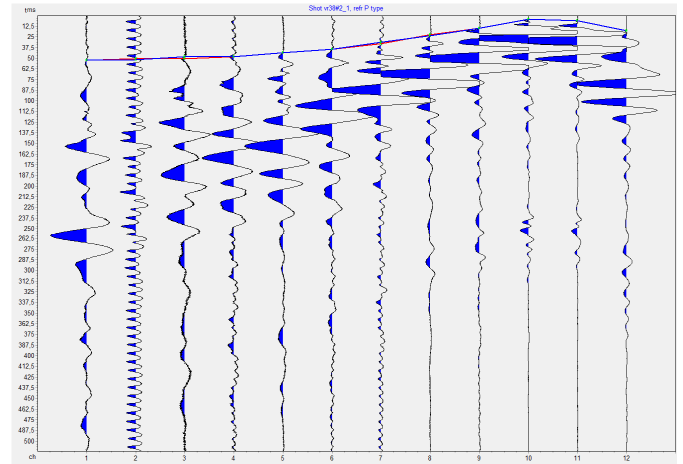
Energizzazione distanza 14 m



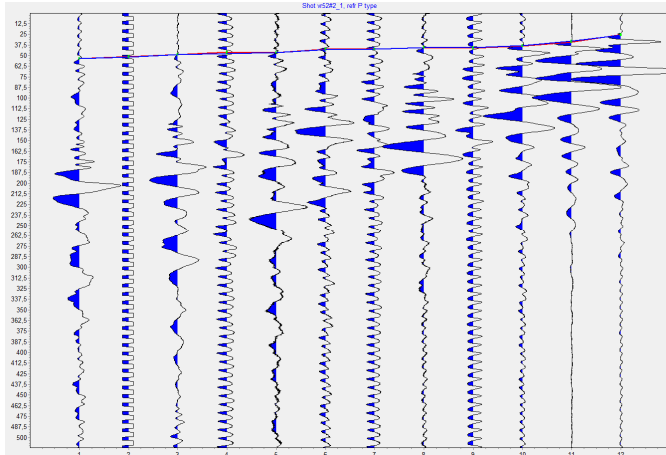
Energizzazione distanza 22 m



Energizzazione distanza 30 m

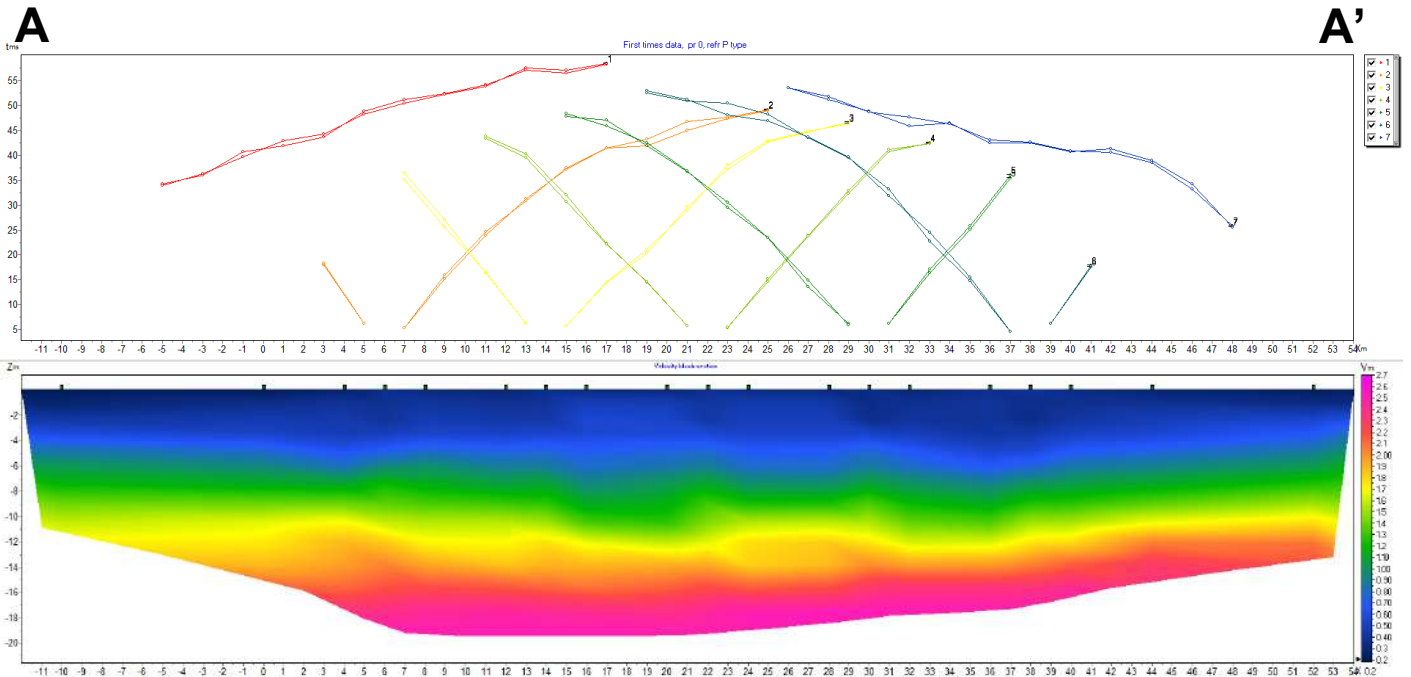


Energizzazione distanza 38 m



Energizzazione distanza 52 m

GRAFICO DROMOCRONE E SEZIONE TOMOGRAFICA



ALLEGATO N. 2

Certificato dell'indagine geofisica mediante la tecnica MASW

Denominazione prove	Indagine geofisica con tecnica MASW
Procedura interpretazione	elaborata mediante l'individuazione manuale di curve di dispersione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda

INDAGINE GEOFISICA CON TECNICA SISMICA MASW

Descrizione della prova

Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo P, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo Rayleigh.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda.

Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Per ottenere un profilo verticale di velocità V_s bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione. MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- acquisizione dei dati sperimentali;

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - MASW	DOC: GSMW
		Rev. 01 del 09/07/2019
		Pagina 2 di 6

- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D), che descrive la variazione di V_s con la profondità. In questi metodi frequenza – numero d'onda (denominati anche metodi f-k), l'analisi dei segnali viene condotta trasformando le tracce sismiche acquisite nel dominio spazio – tempo (x, t) nel dominio frequenza – numero d'onda ($\omega - k$), mediante l'applicazione della trasformata bidimensionale di Fourier.

La prova SASW eseguite in modalità multi-stazione viene indicata con l'acronimo MASW (Multistation Analysis of Surface Waves) e serve per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s , dunque:

- il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E, S1, S2)
- le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile
- il modulo di rigidezza del terreno
- i cedimenti e gli spostamenti delle opere interagenti con il terreno: edifici, ponti, rilevati arginali, opere di sostegno, etc..

I principali vantaggi si sintetizzano in:

- forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio V_s oltre 30 m di profondità
- consentono di individuare il tipo di suolo sismico
- a differenza della sismica a rifrazione, si usano in qualunque situazione stratigrafica pseudorizzontale, anche in presenza di falda
- non sono invasive, non occorre eseguire perforazioni
- non implicano nessun danneggiamento allo stato dei luoghi e delle cose
- rapidità e facilità di esecuzione e di elaborazione dati
- ingombro limitato delle attrezzature per l'esecuzione delle prove
- mobilità, trasporto agevole della strumentazione necessaria per eseguire le prove.

Modalità esecutive

Le operazioni di campagna sono identiche a quelle che si effettuano in rilievi di sismica a rifrazione tipo standard.

Si energizza il terreno mantenendo un guadagno costante su tutti i canali e si registra direttamente il segnale ad ogni geofono.

Occorre tener presente che la lunghezza dello stendimento definisce la profondità di indagine raggiungibile, mentre l'interdistanza tra i geofoni definisce il dettaglio della restituzione interpretativa.

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - MASW	DOC: GSMW
		Rev. 01 del 09/07/2019
		Pagina 3 di 6

Questi due parametri devono quindi essere calibrati in modo da consentire di raggiungere il massimo dettaglio possibile per la profondità di indagine richiesta e i livelli di start di terreno previsti.

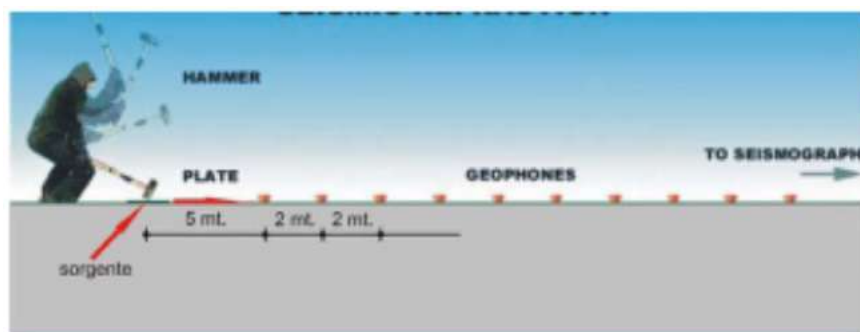
L'energizzazione del terreno (sorgente di energia) è ottenuta impiegando una apposita mazza del peso di 9 Kg, che viene fatta collidere col suolo generando così onde elastiche. Si prevedono più ripetizioni dell'energizzazione per garantire l'apprezzabilità dei segnali raccolti dal sistema di acquisizione dati. Si consideri che una massa del peso di 9 Kg. circa (in quantità pari a n. 1 battuta) corrisponde a circa 100 J di energia.

Infine, il rilievo altimetrico dei punti - geofono e dei punti di energizzazione è ricostruito in loco in maniera puntuale e restituito cartograficamente in scala adeguata. La topografia irregolare è una condizione sufficientemente comune nella pratica di rifrazione ed influisce avversamente sulla definizione del rifratore (funzioni tempo-profondità); ne consegue l'importanza di definire con maggior dettaglio possibile il dislivello lungo il profilo sismico impostato.

Caratteristiche attrezzatura utilizzata

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

- Acquisitore digitale multi – canale nel caso specifico un sismografo PASI 16SG24 a 24 canali;
- Ricevitori (geofoni da 4.5 Hz) capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale;
- Sorgente sismica impulsiva costituita da mazza di 9 kg.



Software di interpretazione dei dati sismici

L'elaborazione dei dati è stata garantita dall'utilizzo del software WinMasw prodotto dalla Eliosoft – geophysical software; le principali caratteristiche di questo programma si possono così sintetizzare:

- Analisi di sezioni bidimensionali del terreno su dati raccolti mediante acquisizioni multiple, ottenute tramite la traslazione dell'array dei ricevitori.

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - MASW	DOC: GSMW
		Rev. 01 del 09/07/2019
		Pagina 4 di 6

- Interfaccia grafica studiata per rendere semplice l'uso degli strumenti disponibili, come:
 - L'impostazione dei parametri che definiscono il modello sintetico per l'inversione del modello del terreno in modalità interattiva.
 - *Picking* dello spettro per l'estrazione della curva di dispersione.
 - *Editing* della curva di dispersione sperimentale.
- Algoritmi di calcolo completi, veloci ed efficienti:
- Calcolo spettro FK, FV, FX.
- Molteplici finestre di *windowing* (*boxcar*, *hamming*, *hanning*, *blackman*,...).
- Parametrizzazione del modello sintetico del terreno fino ad almeno 30 metri.
- Controllo dei principali parametri dell'inversione (numero massimo delle iterazioni, tolleranza sui parametri, quantificazione del disturbo).
- Esportazione delle immagini nei più comuni formati grafici.
- Editing della curva di dispersione sperimentale.

L'elaborazione dei dati di campagna si compone delle seguenti fasi:

- *Pre-processing*, per pulizia da fenomeni di disturbo sul segnale utile, dovuto a sorgenti ambientali non controllabili, e assemblaggio di *array* virtuali, per ovviare alla limitazione del numero di geofoni disponibili in campagna;
- Analisi spettrale del sismogramma ottenuto, condotta mediante l'utilizzo di vari parametri matematici, che consentono di adattarsi alle esigenze dell'utente;
- Estrazione (manuale od automatica) della curva di dispersione sperimentale, e sua visualizzazione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda;
- Generazione di una curva di dispersione, basata su modello sintetico del terreno, mediante la caratterizzazione, per ciascuno strato, dello spessore dello strato stesso, della velocità delle onde S, della velocità delle onde P, della densità del terreno;
- Inversione del modello sintetico in modalità interattiva o automatica (inversione basata sulle velocità delle onde S o sugli spessori degli strati);
- A seguito della interpretazione eseguita viene fornito anche il valore della Vs30 del sito, consentendone la classificazione secondo le normative tecniche, attualmente in corso, in materia di progettazione antisismica.

Allegati

Si allegano:

- Curva di dispersione calcolata e spettro delle velocità con il *picking*;
- Andamento delle Vs con la profondità (V_s model).

Luogo e data	Relatore
Bergamo, 02/05/2020	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

VERTICALE A – A'

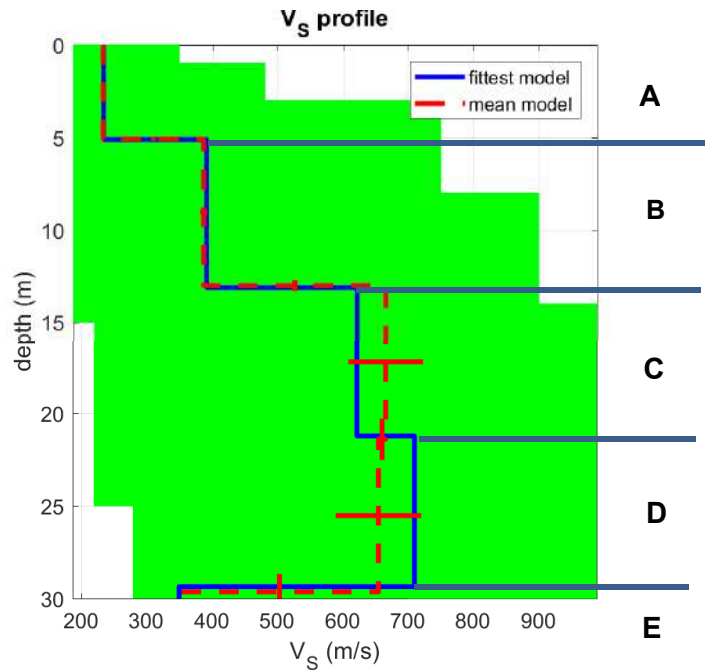
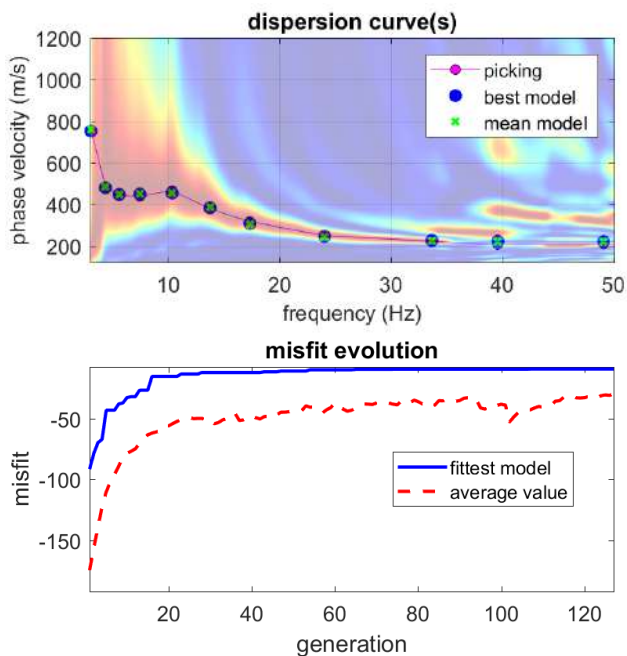
DATI DELL'ACQUISIZIONE

Numero geofoni= 12-verticali
 Frequenza geofoni= 4,5 Hz
 Distanza intergeofonica= 4 m
 Energizzazione= mazza da 9 kg

Durata acquisizioni= 2 s
 Tempo campionamento= 2000 μ s
 Filtri= nn

RISULTATI DELL'ELABORAZIONE dell'Offset laterale a -5 (lato A) con onde di Reyleigh

Curva di dispersione calcolata e spettro delle velocità con il picking	Andamento delle V_s con la profondità (V_s model)	Unità
--	--	-------



Risultati dell'elaborazione.

Subsurface Model

V_s (m/s): 234, 392, 622, 710, 350, 400, 1035

Standard deviations (m/s): 3, 6, 57, 65, 11, 23, 8

Thickness (m): 5.1, 8.0, 8.1, 8.1, 11.6, 9.6

Standard deviations (m/s): 0.1, 0.3, 1.1, 1.0, 0.8, 1.6

Approximate values for V_p and Poisson (please, see manual)

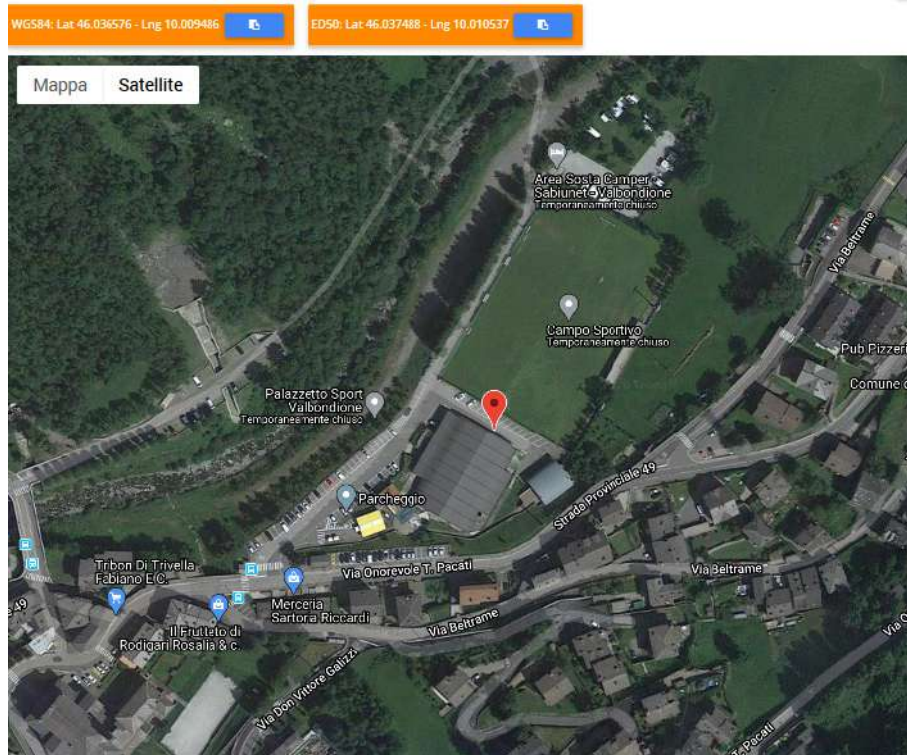
V_p (m/s): 487, 959, 1524, 2355, 857, 833, 1793

Poisson: 0.35 0.40 0.40 0.45 0.40 0.35 0.25

ALLEGATO N. 3

Parametri sismici di sito per la struttura in progetto Azione sismica

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 ₀	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.030	2.584	0.197
Danno (SLD)	75	0.036	2.622	0.216
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.074	2.673	0.293
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.091	2.706	0.306

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75

Coefficienti sismici

Tipo	Stabilità dei pendii e fondazioni			
<input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.				
H (m)	us (m)			
1	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	1,80	1,74	1,57	1,55
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]	0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.011	0.022	0.027
kv	0.005	0.005	0.011	0.014
Amax [m/s²]	0.447	0.535	1.093	1.341
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

ALLEGATO N. 4

Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e cedimenti per fondazioni superficiali a plinto e nastriforme

(Calcolo eseguito allo stati 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 modificata. 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:

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

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

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

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

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

in presenza di carichi inclinati:

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

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

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

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

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

con carichi esclusivamente verticali:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$d_g = 1.$$

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

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

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

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

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

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

dove H = componente longitudinale del carico;

V = componente assiale del carico;

b° = 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:

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

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

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

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

con b in radianti e b° in gradi.

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

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

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

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

dove p° 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.

Correzione di Terzaghi della portanza limite

Tutte le equazioni per il calcolo della capacità portante presentate in precedenza si basano sul presupposto che il terreno di fondazione abbia un comportamento descrivibile dalla legge di Coulomb:

$$(74) T = c + P_{ef} \times \operatorname{tg}(\Phi);$$

in cui: T =resistenza al taglio del terreno;

P_{ef} =pressione efficace del terreno.

I dati sperimentali confermano che il campo di validità della (74) è limitato all'intervallo di Q_{amm} che va da 0 a 4.5 kg/cm² circa. Oltre i 4.5 kg/cm² la relazione sforzi - resistenza al taglio non è più di tipo lineare, come nell'eq. 74, ma assume una forma più complessa. L'uso delle formule per il calcolo della portanza fuori dal campo di validità della (74) conduce a valori della Q_{lim} sovrastimati.

Terzaghi (1943) ha proposto una correzione da applicare ai parametri coesione e angolo d'attrito del terreno, nei casi in cui risulti dal calcolo una $Q_{am} > 4.5$ kg/cm², per tener conto della non linearità della relazione sforzi - resistenza al taglio. In pratica ha suggerito di utilizzare nel calcolo valori ridotti di Φ e c , calcolati come segue:

$$c' = (2/3) \times c;$$

$$\Phi' = \operatorname{atan}\left[(2/3) \times \Phi\right].$$

Lo stesso tipo di correzione viene proposta da Terzaghi per terreni dove è prevedibile una rottura del terreno di tipo locale. Nella pratica per distinguere

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:

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

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_γ . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

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

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_γ , 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 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

E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D con profondità del substrato non superiore a 30 m	1.00 ≤ 2.00- 1.10 $F_0 a_{bedrock} \leq 1.6$ 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_1
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 $B \times L$, 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 $B \times L$ 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 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:

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

in cui: DH=spessore dello strato;

Qz=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:

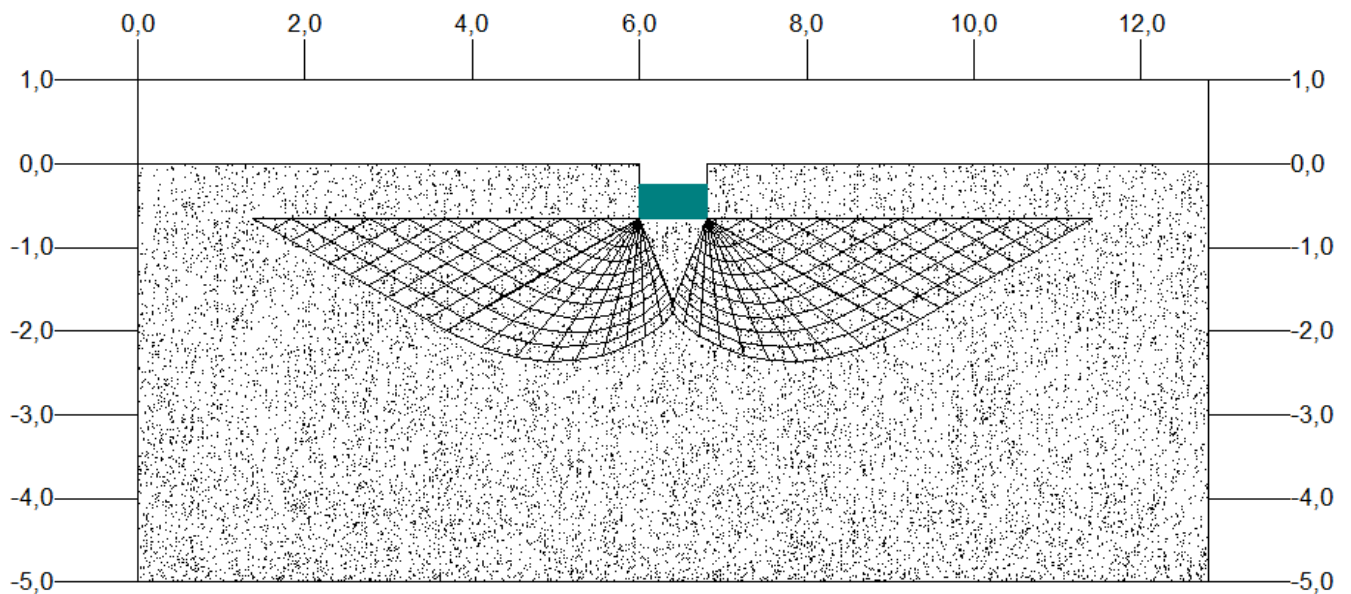
$$DH < B;$$

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.

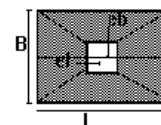
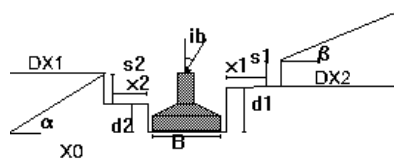
CALCOLO FONDAZIONE A PLINTO

Caratteristiche geometriche



Geometria della fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	0,8
Lunghezza della base L (m):	0,8
Profondità di posa lato destro d1(m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	0,5
Profondità scavo destro s1(m):	0,15
Profondità scavo sinistro s2(m):	0,15
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:	Plinto



Parametri geotecnici del terreno di fondazione

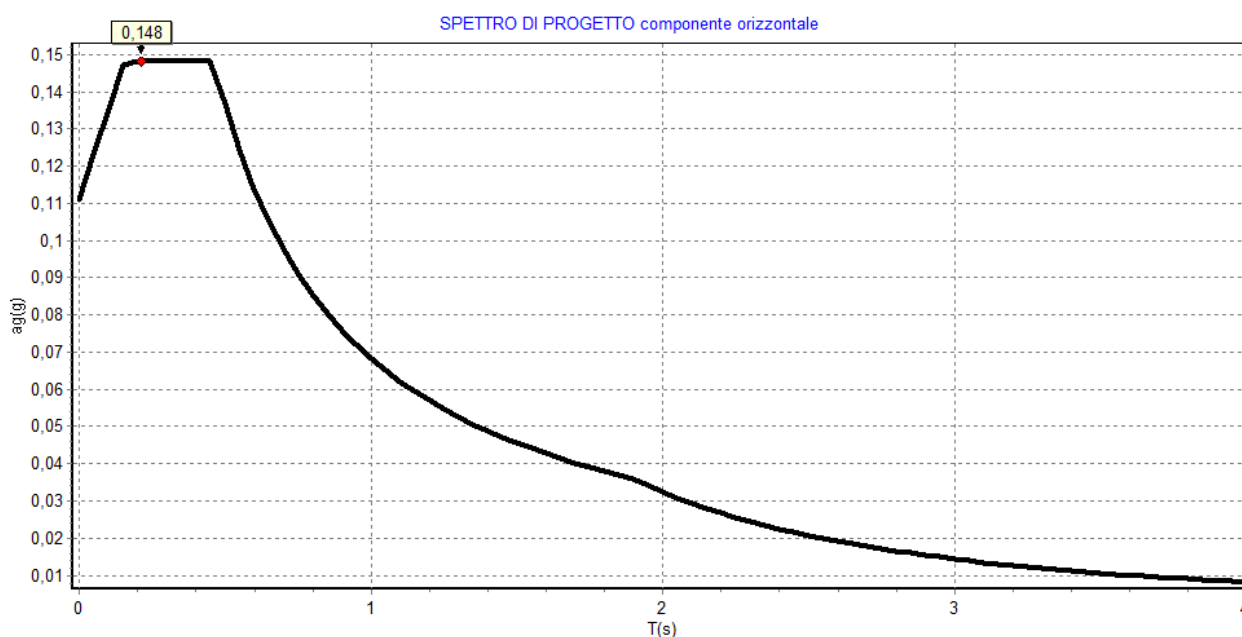
Strato n.

1

Descrizione litologica:

Sabbie limose ghiaiose

Angolo di attrito (°):	30
Densità relativa (%):	45
Coesione(kg/cmq):	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1850
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2000
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	180
Coefficiente di Poisson:	0,35
O.C.R.:	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
R.Q.D. (%)	
Limite di liquidità (%):	
Contenuto naturale d'acqua (%):	
Fattore di portanza Nq:	16,25
Fattore di portanza Nc:	27,63
Fattore di portanza Ny:	16,83
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile



Accel. sismica max terreno(g):0,111 Coef. sismico orizzontale struttura (khi)(g):0,148 Inclinazione del carico dovuta al sisma(°):8,429
 Categoria sottosuolo:C Categoria topografica:T1Fattore di amplificazione spettrale F0:2,67 Periodo inizio velocità costante $t_c(s)$:0,293

Calcolo resistenza del terreno (SLU)

Condizioni statiche

Portanza delle fondazioni con parametri variabili							
N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	0,8	0,8	0,5	0	0	1,92	0
2	1	1	0,5	0	0	1,96	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

Portanza delle fondazioni con parametri variabili							
N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	0,8	0,8	0,5	0	0	1,8	0
2	1	1	0,5	0	0	1,83	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 dei Cedimenti (SLE)

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

Metodo di calcolo strati incoerenti: Teoria dell'elasticità

Metodo di calcolo strati coesivi: Teoria dell'elasticità

Tipologia fondazione: Fondazione rigida