

# Relazione Geologica & Geotecnica

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.1)  
D.G.R. IX/2616 30.11.2011  
D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.2)

---

## Progetto

Edificazione capannone industriale

## Committente

COROXAL SRL

Provincia	Brescia
Comune	Rovato
Cap	25038
Indirizzo	Via Bargnana, 6
Codice Catastale	H598
Rif. catastali	Fg. 27 Mapp. 411 e 577

Data 09 maggio 2023

Il tecnico Dott. Geol. Stefano Salvi

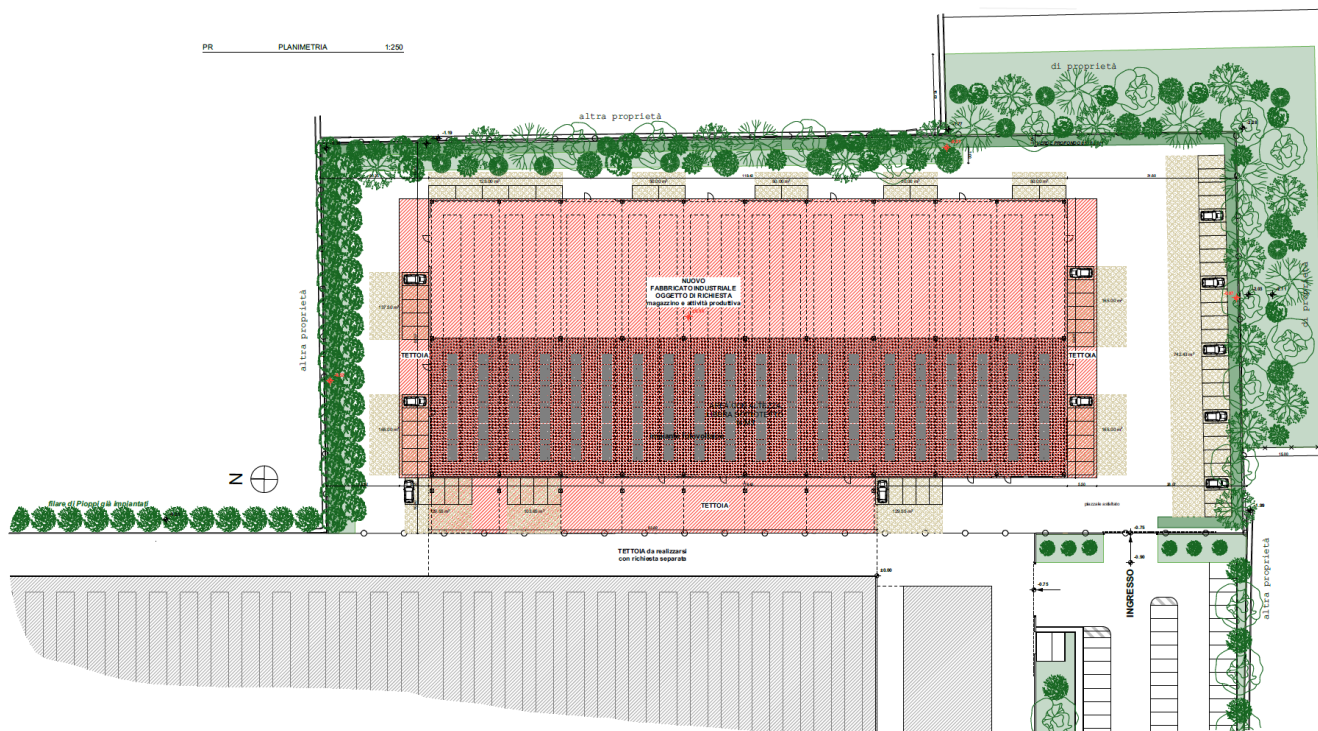


1.	PREMESSA .....	1
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	2
2.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO.....	2
3.	INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA .....	6
4.	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO .....	9
4.1.	DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO .....	9
4.2.	DETERMINAZIONE PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO UTILIZZATI IN TABELLA.....	9
4.3.	STIMA DELL'INCLINAZIONE DEL CARICO DOVUTA AD <i>EVENTI SISMICI</i> .....	11
5.	MODELLO GEOTECNICO .....	12
5.1.	INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO .....	12
5.1.1.	Breve descrizione dell'indagine effettuata.....	12
5.1.2.	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	12
5.2.	STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO .....	12
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.) .....	16
6.1.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	16
6.1.1.1.	Esclusione della verifica a liquefazione.....	16
6.2.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME .....	16
6.3.	VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE.....	17
6.3.1.	Azione sulla fondazione .....	17
6.3.2.	Resistenza del terreno .....	17
7.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	19
7.1	CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	19
7.2	CAUSE DEI CEDIMENTI .....	19
7.2.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).....	19
7.2.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità) .....	20
7.2.3	Cedimenti assoluti e differenziali.....	20
7.3	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE.....	21
7.4	STIMA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.).....	21
7.4.1	Cedimenti Assoluti .....	21
7.4.2	Cedimenti Differenziali .....	21
7.5	RISULTATI DEL CALCOLO.....	22
7.6	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI INDOTTE DAL SISMA.....	22
8.	CONCLUSIONI .....	23

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 1. PREMESSA

Su incarico dello **Studio Tecnico Zampedrini** di Brescia e per conto della **COROXAL SPA**, è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Rovato** in via Bargnana n°6 distinto ai **mappali 411 e 577 del Foglio 27** del C.C. di Rovato (BS) il quale sarà interessato dalla edificazione di un nuovo capannone avente circa 6880 m<sup>2</sup> di superficie coperta e 1445 m<sup>2</sup> di tettoie.



Fonte: Studio Tecnico Zampedrini

La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- II. Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti tipo **Meardi Agi (DPSH)**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

I dati reperiti sono serviti sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

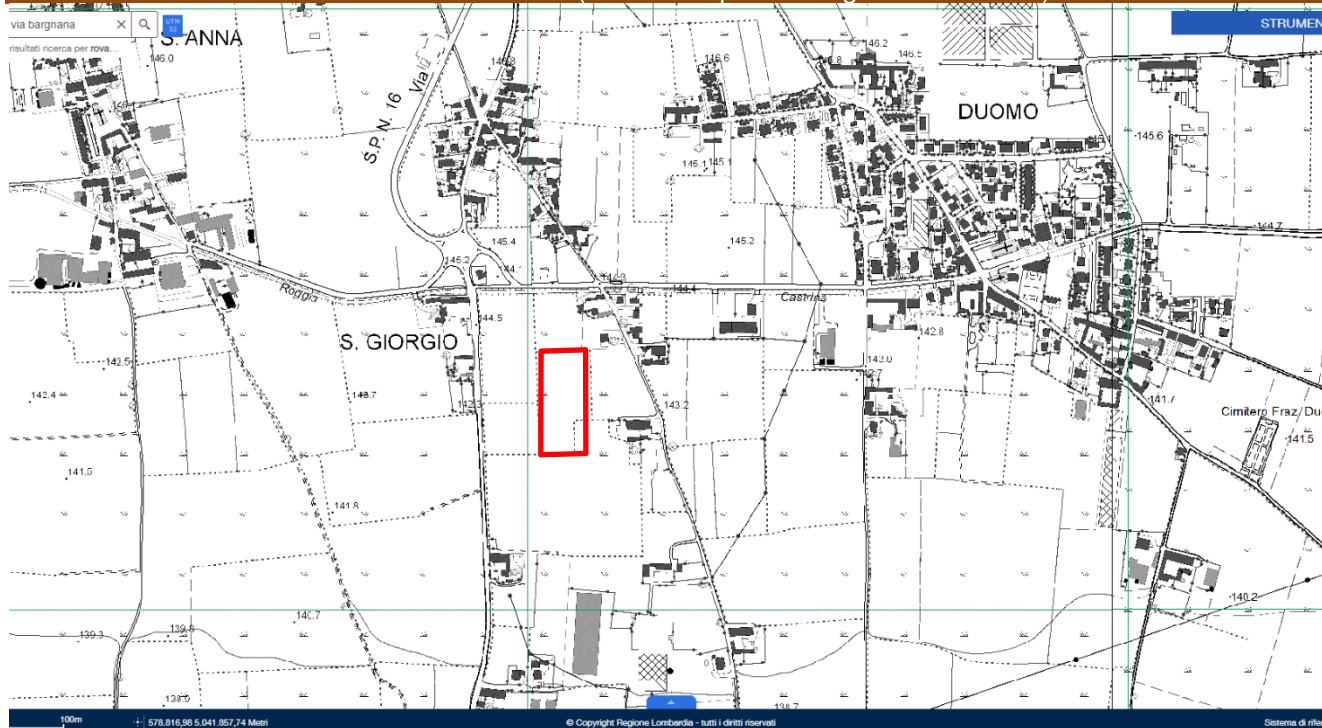
### 2.1. Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio ricade nel settore meridionale del territorio comunale di Rovato (BS), insiste sui mappali 411 e 557 del foglio 27 del N.C.T.R. del Comune di Rovato ed è geograficamente rappresentata nella sezione **C6e1** della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) alla scala 1:10.000. Il sito d'indagine risulta esposto a sud, la topografia si presenta **sub-pianeggiante** e pertanto la quota altimetrica è compresa tra **142 e 144 m s.l.m.**.

STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CTR REGIONE LOMBARDIA E5a4 (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



## STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE (fonte: Geoportale Regione Lombardia)



Il territorio comunale di Rovato, che occupa una superficie di poco più di 26 km<sup>2</sup>, presenta una morfologia pianeggiante, degradante verso Sud-Est. La pendenza della superficie topografica diminuisce da Nord-Ovest a Sud-Est, passando da valori intorno all' 9‰ a valori prossimi al 6‰.

Il sito oggetto dell'intervento è situato all'interno del sistema morfologico dell'alta pianura bresciana la quale è un vasto settore caratterizzato da un assetto morfologico sostanzialmente regolare che si sviluppa dai rilievi collinari a Nord, caratterizzati dalle Prealpi bresciane e dal sistema morenico Sebino, fino alla fascia dei fontanili ad Est. Il territorio è situato in prossimità della zona di transizione tra l'alta pianura bresciana, formata per colmamento alluvionale durante l'ultima glaciazione da parte dei torrenti alimentati dalle acque di fusione del ghiacciaio Sebino, e l'ampio e piatto conoide che il Fiume Mella ha depositato al suo sbocco in pianura.

A Nord sono presenti i rilievi collinari calcarei e calcareo-marnosi che costituiscono il lembo meridionale delle Prealpi bresciane. Il territorio può intendersi compreso tra due sistemi territoriali di paesaggio identificati come l'alta pianura e la piana alluvionale del F. Mella.

Il sito oggetto di studio si colloca appunto nell'alta pianura fluvio-glaciale e fluviale costituita da ampie conoidi ghiaioso-sabbiose a morfologia sub pianeggiante o leggermente convessa.

Si tratta di superfici formatesi per colmamento alluvionale durante l'ultima glaciazione da parte dei torrenti alimentati dalle acque di fusione del ghiacciaio Sebino.

Dal punto di vista geologico il territorio di Castegnato è impostato sui **depositi alluvionali quaternari** che formano il ripiano fondamentale della pianura. In particolare si tratta di **alluvioni fluvio-glaciali** da molto grossolane a ghiaiose che costituiscono l'alta pianura a monte della zona delle risorgive e si raccordano con le cerchie moreniche più alte degli anfiteatri Sebino e Benacense.

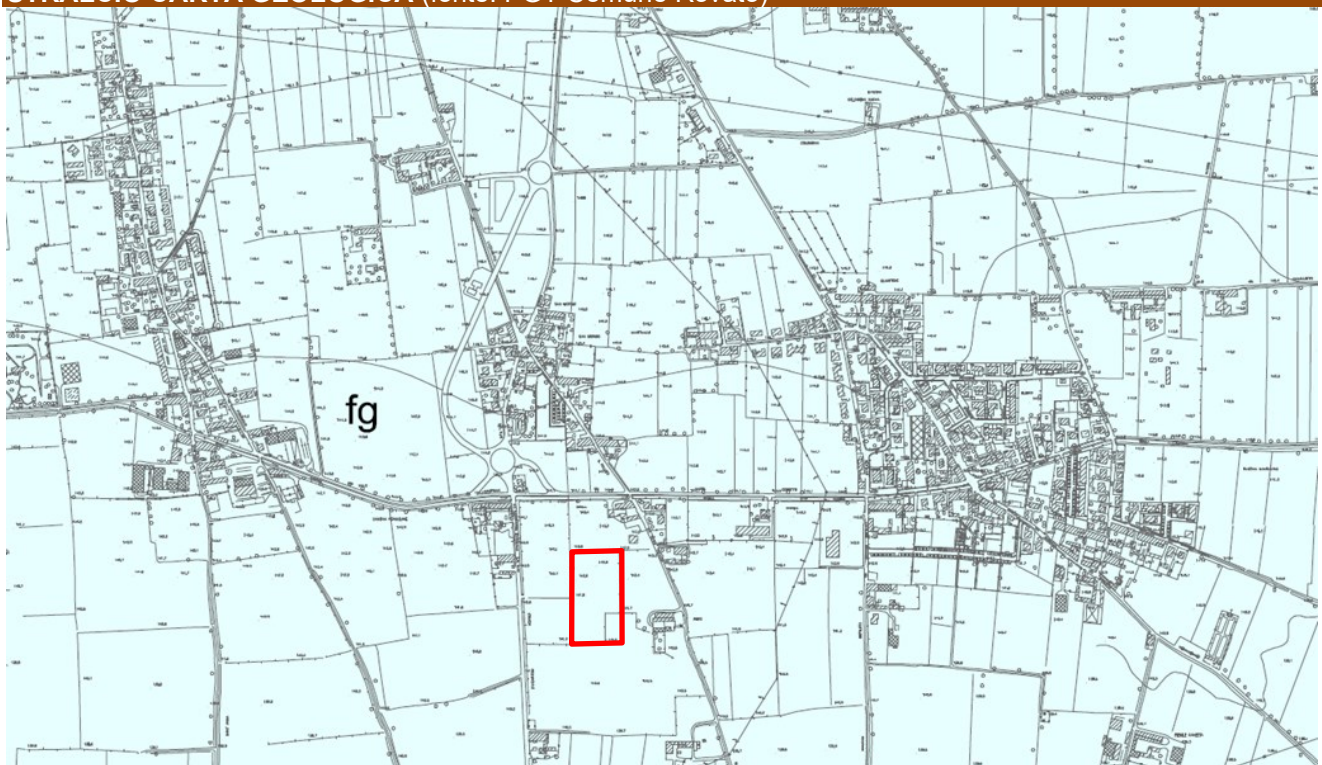
I depositi sono rappresentati da ghiaie poligeniche e sabbie grossolane con ciottoli. Sono talora presenti lenti di sabbie, di limi sabbiosi o argillosi e, localmente, trovanti. La granulometria dei depositi diminuisce gradualmente da Nord-Ovest verso Sud-Est.

Tuttavia, a causa della genesi fluvio-glaciale, i sedimenti presentano una natura ed una granulometria alquanto variabile, con prevalenza della componente grossolana (ghiaia e ciottoli), in relazione ad un ambiente deposizionale caratterizzato da alta energia. All'interno dei depositi fluvio-glaciali dell'alta pianura è possibile riconoscere le seguenti unità litologico-morfologiche:

- **Alta pianura fluvioglaciale**, formazione caratterizzante il sito oggetto dell'intervento, costituita da ampi conoidi ghiaioso-sabbiosi a morfologia sub-pianeggiante o leggermente convessa. I suoli sono moderatamente profondi (50-100 cm), limitati dal substrato ghiaioso-sabbioso;
- **Superficie leggermente depressa** e ondulata prodotta dall'azione erosiva dello scaricatore fluvioglaciale principale dell'anfiteatro morenico-sebino (Paleo-Longherone) caratterizzata da depositi ghiaiosi grossolani con ciottoli frequenti;
- **Depositi ghiaioso-sabbiosi**, localmente sabbioso-limosi, di origine fluvioglaciale ricoperti da una coltre di materiali fini colluviali e fluviali. I suoli variano da profondi (100-150 cm) a molto profondi (>150 cm). Tale unità si caratterizza per la presenza di un substrato prevalentemente ghiaioso di natura fluvioglaciale al quale si sovrappongono depositi fini, originati dall'azione di rielaborazione e trasporto da parte di corsi d'acqua più recenti provenienti dalle colline (T. Gandovere).

All'interno del sito di interesse e nelle zone limitrofe ad esso non è segnalata la presenza di elementi geomorfologici rilevanti.

#### STRALCIO CARTA GEOLOGICA (fonte: PGT Comune Rovato)



**fg** Deposito fluvioglaciale collegato con le cerchie moreniche più elevate o con le cerchie interne; localmente morenico terrazzato (fg). Ghiale e sabbie localmente cementate e con grossi massi.

Il reticolo idrografico di è alimentato dalle acque derivate dal Fiume Oglio e da quelle di alcuni pozzi ed è caratterizzato da un fitto reticolo di fossi irrigui a maglia per lo più ortogonale.

Dal punto di vista **idrografico**, gli unici due corsi d'acqua di competenza comunale sono il Fosso Carera e il Torrente Plodio i quali scorrono nella parte settentrionale del territorio.

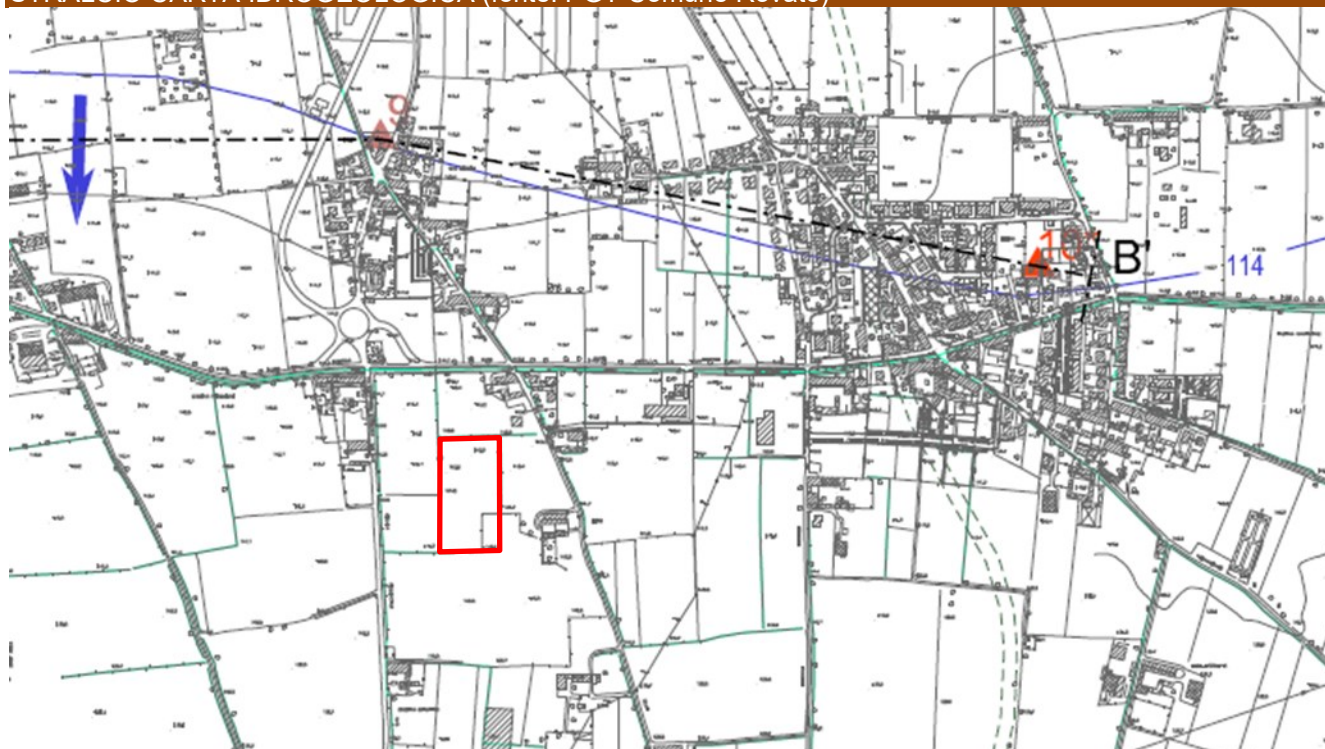
Il resto del territorio pianeggiante di Rovato risulta solcato da un fitto reticolo di canali irrigui che fanno capo al Consorzio di Bonifica Sinistra Oglio.

Dal punto di vista idrogeologico nel territorio sono presenti depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con livelli ciottolosi, caratterizzati da una permeabilità per porosità globalmente medio-alta.

I sedimenti presentano una struttura a grosse lenti contraddistinte da differente granulometria e contengono livelli ciottolosi e lenti sabbioso-limose e limoso-argillose.

Soprattutto nella porzione occidentale del territorio, a partire da 15-20 m di profondità dal piano campagna sono presenti orizzonti conglomeratici compatti o fessurati.

STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (fonte: PGT Comune Rovato)



Pozzo comunale utilizzato a scopo acquedottistico.



Pozzo comunale non utilizzato a scopo acquedottistico.



Pozzo privato.



Linea isopiezometrica e relativa quota in metri sul livello del mare riferite a dicembre 1996.

Le stratigrafie dei pozzi evidenziano la presenza di almeno due livelli prevalentemente argilloso –limosi. Il primo è potente alcuni metri ed è situato generalmente tra i 30 ÷ 40 m di profondità dal piano campagna. Presenta una certa continuità areale ed un andamento subparallelo alla superficie topografica, mediamente pendente verso sud-est; tali caratteristiche, insieme alla colorazione rossastra, inducono a ritenere che si tratti di un paleosuolo.

Il secondo livello limoso-argilloso, più o meno ghiaioso è caratterizzato da uno spessore di pochi metri e si trova intorno a 60 ÷ 70 m di profondità. Tali orizzonti limoso-argillosi non sono comunque continui su tutto il territorio. I depositi ghiaioso-sabbiosi sono sede di una falda acquifera di buona potenzialità. La presenza di orizzonti a minore permeabilità, costituiti sia da livelli a granulometria fine che da conglomerati compatti, determina un deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi più permeabili e di conseguenza una circolazione idrica sviluppata preferenzialmente in livelli sovrapposti.

Si tratta quindi di una falda multistrato, all'interno della quale la presenza di orizzonti a minore permeabilità determina fenomeni di drenaggio ritardato.

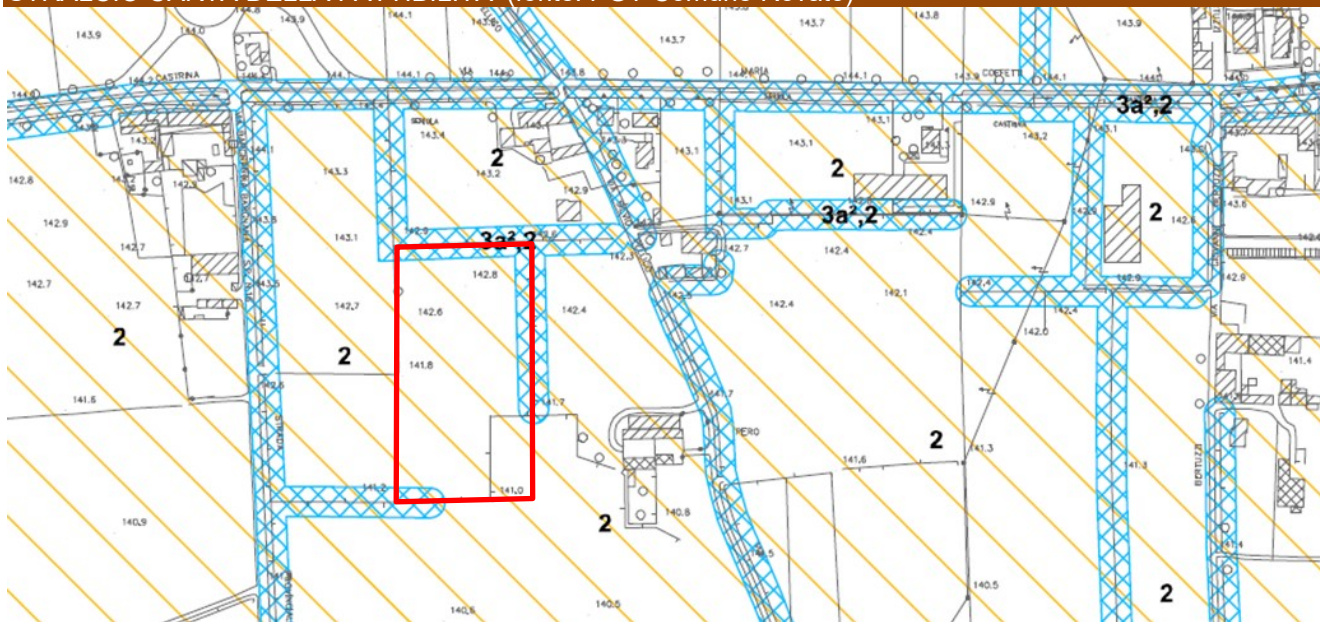
Il livello della falda nel sito di intervento si attesta a circa 30 m da p.c.

### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA




La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade parzialmente nella classe di **Fattibilità con modeste limitazioni – Classe 2** (Aree pianeggianti nelle quali le caratteristiche geotecniche dei terreni sono generalmente buone; il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee è comunque medio-alto).

**STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' (fonte: PGT Comune Rovato)**



#### CLASSE 2 - FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI

-  2 - Aree pianeggianti nelle quali le caratteristiche geotecniche dei terreni sono generalmente buone; il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee è comunque medio-alto.
-  3a² - Fascia di rispetto del Reticolo Idrico Minore di competenza consortile..
-  Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi fluviali granulari e/o coesivi.

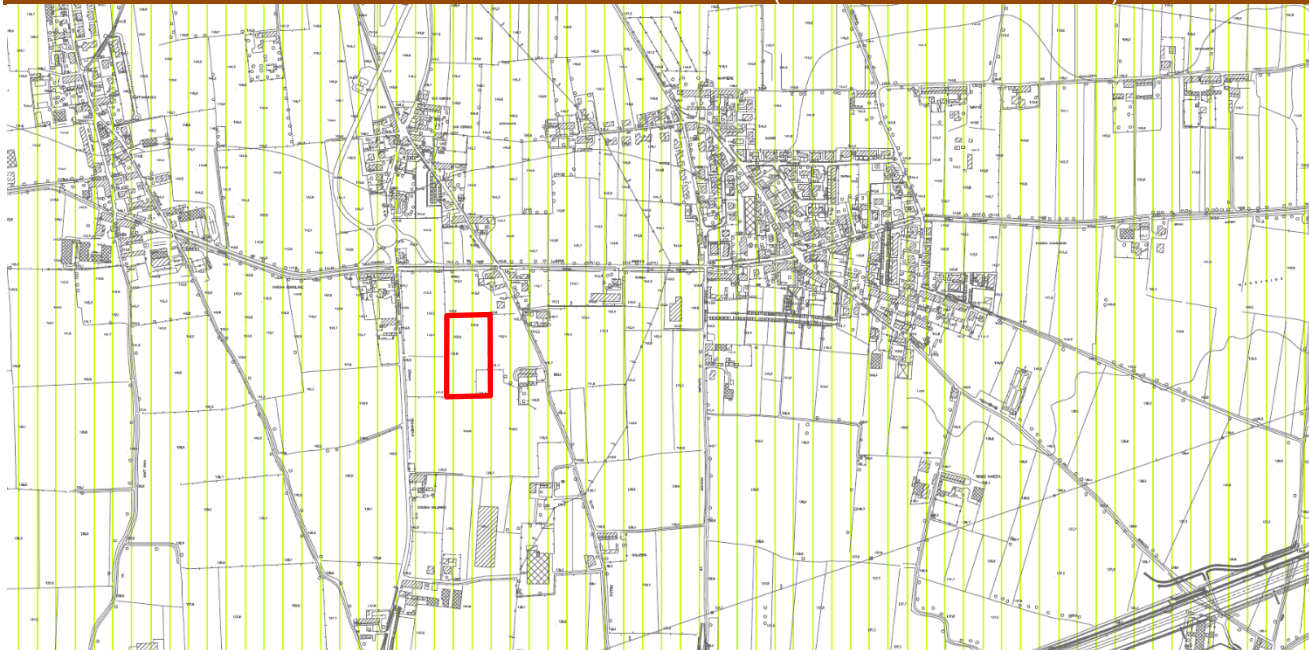
Dalla visione **Carta di Pericolosità Sismica Locale** per l'area di studio sono stati individuati lo scenario PSL **Z4a** (Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi) e non è soggetta ad approfondimenti sismici di III livello.

Anche che la procedura semi quantitativa di 2° livello ha evidenziato che lo scenario ascrivibile al lotto oggetto di intervento, cui dalle indagini sismiche risulta in categoria di sottosuolo **B**, la possibile amplificazione sismica risulta **inferiore ai valori di soglia** forniti dalla Regione Lombardia e dalla normativa nazionale e che quindi l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo identificata (D.M. 17 gennaio 2018) risulta sufficiente a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione litologica.

Per la caratterizzazione della classe di sottosuolo è stata eseguita una indagine geofisica con tecnica MASW e HVSr per la quale è stata verificata una categoria di sottosuolo di tipo B dalla cui successiva analisi di II livello emerge che, nell'intervallo di periodo compreso tra 0.1 ÷ 0.5 e 0.5 ÷ 1.5 s, il valore di Fa risulta inferiore a quello di soglia, quindi in questo contesto potrà essere confermata una categoria di sottosuolo pari a quella misurata, pertanto la B.



**STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (fonte: PGT Comune Rovato)**



**Legenda**

**SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE**

**Cedimenti e/o liquefazioni**

Z2 - Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati).

**Amplificazione topografica**

Z3b - Zona di cresta rocciosa.

**Amplificazione litologica**

Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

Z4b - Zona pedemontana di falda di detrito.

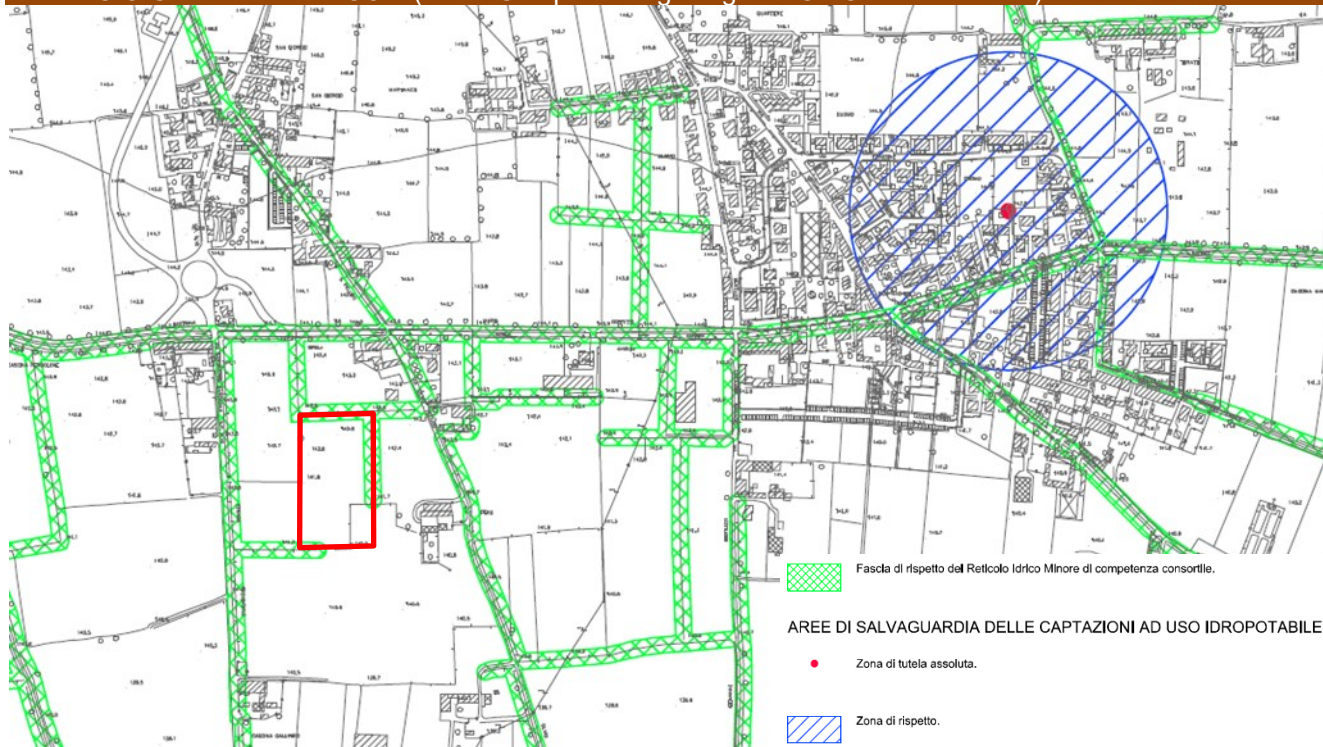
Z4c - Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi.

**Comportamenti differenziali**

Z5 - Zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse.

Dalla visione **Carta dei vincoli della componente geologica** si evince che l'area di studio è sottoposta (parzialmente) ai **vincoli di polizia idraulica (5 m)**.

**STRALCIO CARTA DEI VINCOLI (fonte: Componente geologica PGT Comune Rovato)**



Fascia di rispetto del Reticolo Idrico Minore di competenza consortile.

**AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE**

Zona di tutela assoluta.

Zona di rispetto.

Dalla visione della **carta del dissesto con legenda uniformata PAI**, si evince che l'area oggetto di studio ricade **esternamente** delle aree interessate da dissesti.

**STRALCIO PAI VIGENTE** (fonte: Geoportale Regione Lombardia)



Infine, per quanto concerne la **Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2022**, dal Geoportale della Regione Lombardia si evince che l'area oggetto di studio ricade **esternamente** delle aree a rischio.

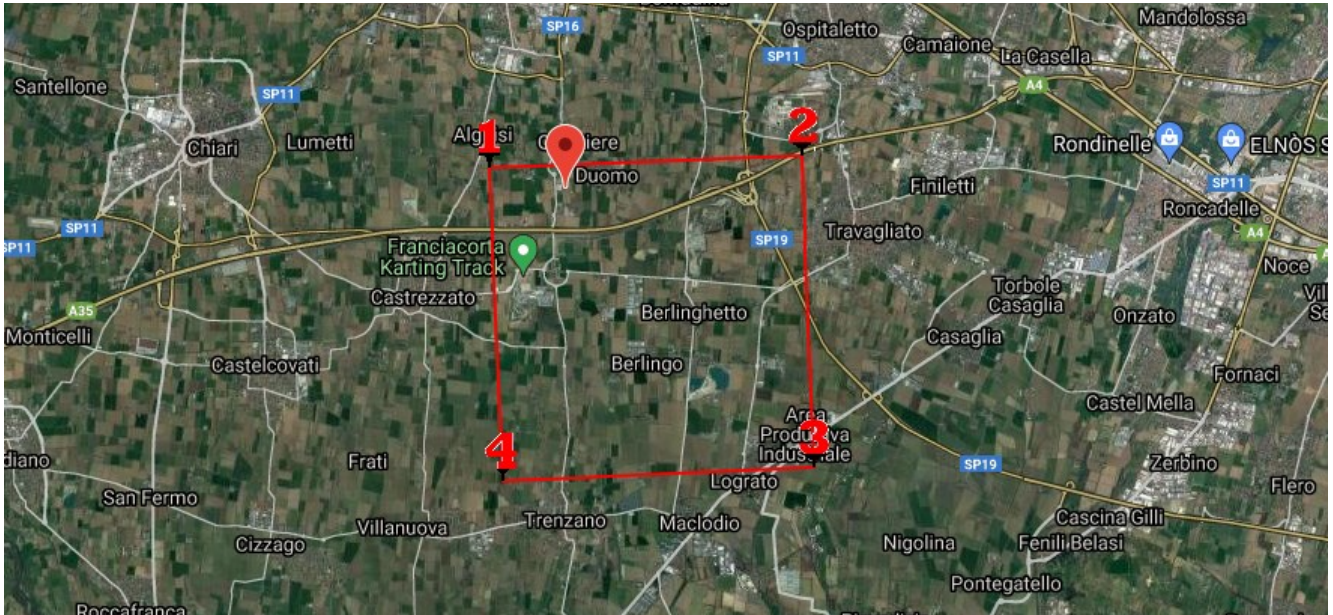
**STRALCIO DIRETTIVA ALLUVIONI 2007/60/CE – REVISIONE 2022** (fonte: Geoportale Regione Lombardia)



## 4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

### 4.1. Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).



#### Dati sismici

Latitudine (deg):	<b>45.530228</b>	Longitudine (deg):	<b>10.012951</b>	<b>Categoria del terreno:</b>	<b>B</b>
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria	
Classe d'uso:	II	$c_u$ :	<b>1.00</b>	Tempo ritorno sisma (anni):	475
Categoria topografica:	T1: Pendii con $i < 15^\circ$			Fattore topografico $S_t$ :	<b>1.00</b>

#### Dati parametri sismici

INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 12050	ID NODO 2 12051	ID NODO 3 12273	ID NODO 2 12272
---------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Riepilogo dati interpolazione nodi nel punto struttura dalle distanze dei punti INGV **SLV**

$F_0$	<b>2.442</b>	$T_c$ (s)	<b>0.275</b>	Amplif. stratigr. $S_s$ :	1.20	Fattore riduzione $\beta$ :	0.24	$a_{gh}$ base (g)	0.139	<b><math>a_{gh}</math> max (g) 0.1641</b>
-------	--------------	-----------	--------------	---------------------------	------	-----------------------------	------	-------------------	-------	---

$a_{gh_{max}}$	accelerazione orizzontale massima al sito;
$a_{gh_{base}}$	accelerazione orizzontale di base al sito;
$F_0$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
* $T_c$	valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 4.2. Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

#### Calcolo di $a_{gh_{max}}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

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

dove  $a_{gbedrock}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica.

#### Classificazione sottosuolo

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad \text{con:}$$

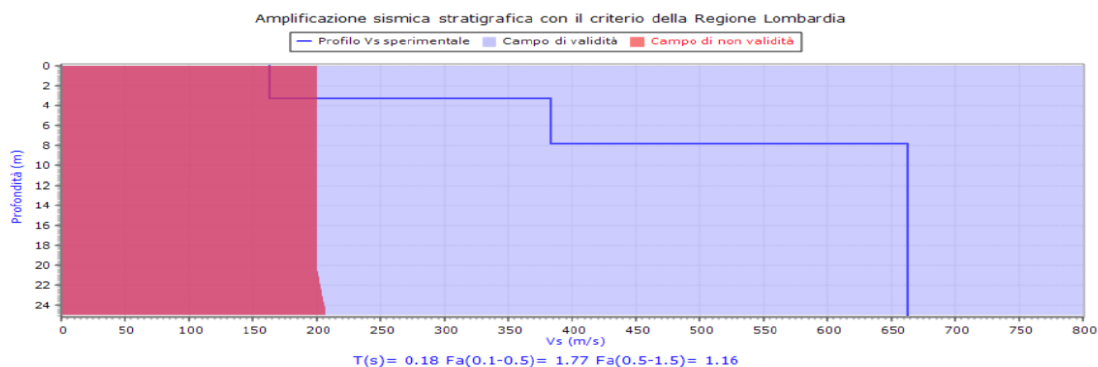
$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;  
 $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;  
 $N$  numero di strati;  
 $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S \geq 800$  m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s,30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore m	$V_{s,eq}$ (m/s)	
			da	a
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	Qualsiasi	$\geq 800$
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	<b>360</b>	<b>800</b>
<b>C</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	<b>180</b>	<b>360</b>
<b>D</b>	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	<b>100</b>	<b>180</b>
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	<b>D</b>	<b>C</b>

I valori delle  $V_{seq}$  stimati dall'indagine sismica **MASW** e **HVSR** ha fornito un valore di circa **448 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo B** secondo il D.M. 17.01.2018. Successivamente è stata eseguita la verifica di **secondo livello**, quindi dalla consultazione della banca dati soglie\_lomb.xls i valori di soglia validi per il Comune di **Rovato** (BS) per i suoli di categoria C sono per l'intervallo di periodo tra 0.1-0.5 s di **1.5** e per l'intervallo tra 0.5-1.5 s di **1.7**. Il confronto tra i valori di  $F_a$  ottenuti dalla valutazione di 2° livello, applicando la **litologia di tipo sabbioso**, e i valori di soglia ha evidenziato che per il sito oggetto di studio l'amplificazione sismica risulta **inferiore** ai valori di soglia sia per l'intervallo **0.1-0.5 s** sia per l'intervallo **0.5-1.5**; di conseguenza viene mantenuta la categoria di sottosuolo stimata ovvero la **categoria di sottosuolo B**.

- $F_a$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.77** > **1.5 + 0.1** (soglia comunale)
- $F_a$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.16** < **1.7 + 0.1** (soglia comunale)



### Coefficiente stratigrafico $S_s$

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI $S_s$	
Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.60$

### Coefficiente topografico $S_t$

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	$S_t$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

### Coefficiente sismico orizzontale terreno $k_{hk}$

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di  $a_g$  per un fattore correttivo  $\beta$ :  $k_{hk} = \beta a_g$

#### 4.3. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza 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 è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 9.10^\circ.$$

## 5. MODELLO GEOTECNICO

### 5.1. Indagine geognostica in sito

#### 5.1.1. Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici pertinenti alle caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione sono state eseguite:

- n°5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti standard tipo B (**DPSH**);
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVE PENETROMETRICHE DPSH			
PROVA	PROF. RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
DPSH 1	5.40	1.00	Non rilevata
DPSH 2	4.80	0.90	Non rilevata
DPSH 3	4.50	1.10	Non rilevata
DPSH 4	5.10	1.20	Non rilevata
DPSH 5	5.10	1.30	Non rilevata

#### 5.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

### 5.2. Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato.

La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009.

Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati ( $N_{spt}$  si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di  $N_{spt}$  ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpatisi in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di  $N_{spt}$  e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

$p_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico ( $N_{spt}$ );

$p_m$  = valore medio del parametro ( $N_{spt}$ );

$n$  = numero di misure;

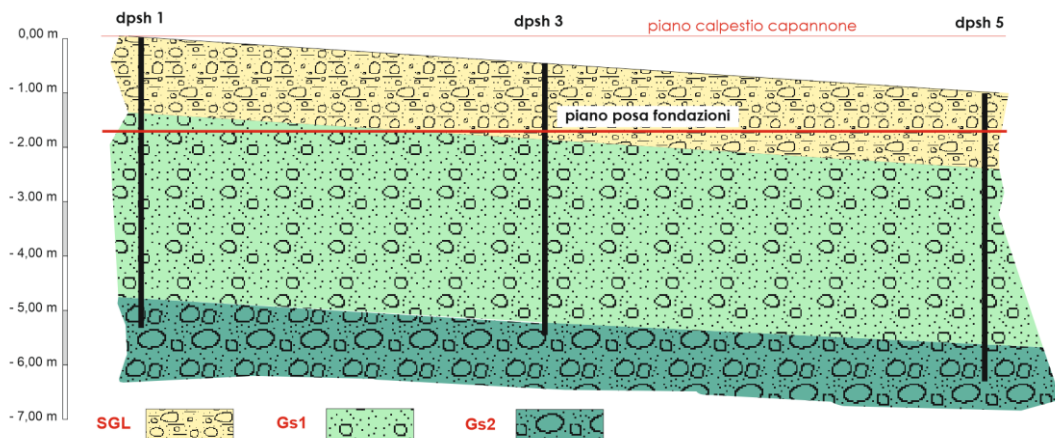
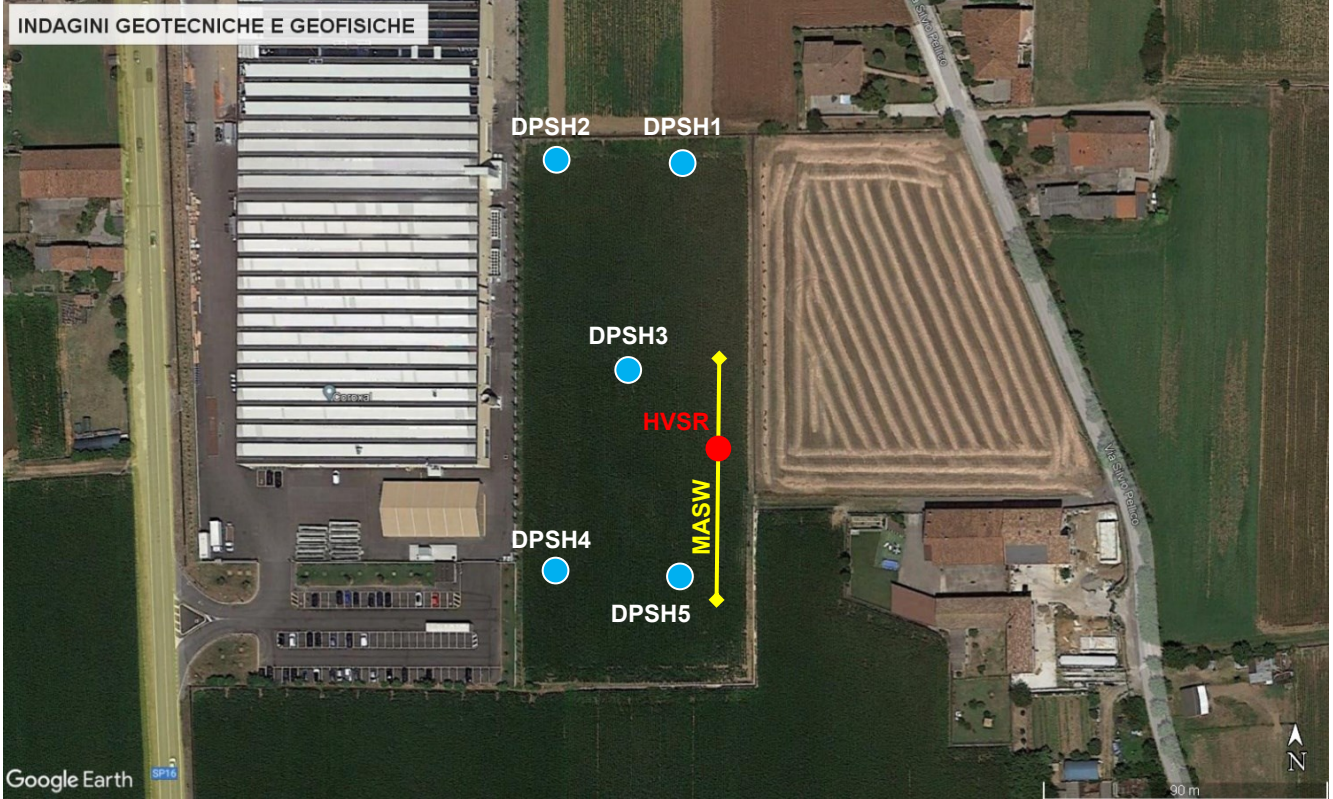
$s_p$  = deviazione standard delle misure;

$t_{n-1}^{0,05}$  = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

*("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.")* e nella Circolare 02.02.2009 (*"...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti."*).

## UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA



### MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)

Profondità m		Unità Geotec.	Litologia	$\phi'$ (°)	Dr (%)	Cu kg/cm <sup>2</sup>	O.C.R.	$\gamma_{nat}$ t/m <sup>3</sup>	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	M kg/cm <sup>2</sup>
Da	p.c. 1.20	SGL	Sabbia ghiaioso limosa sciolta	29	30	-	-	1.80	80	-
Da	1.20 5.00	GS 1	Ghiaia sabbioso ciottolosa mediamente addensata	31	70	-	-	1.80	300	-
>	5.00	GS 2	Ghiaia sabbioso ciottolosa addensata	36	85	-	-	1.80	450	-

### METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	$\phi'$	(°)	Road Bridge Specification
Densità relativa	Dr	(%)	Terzaghi e Peck
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr
Modulo di Young	$E_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Tornaghi et Al.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPER PESANTE DPSH – MEARDI AGI**

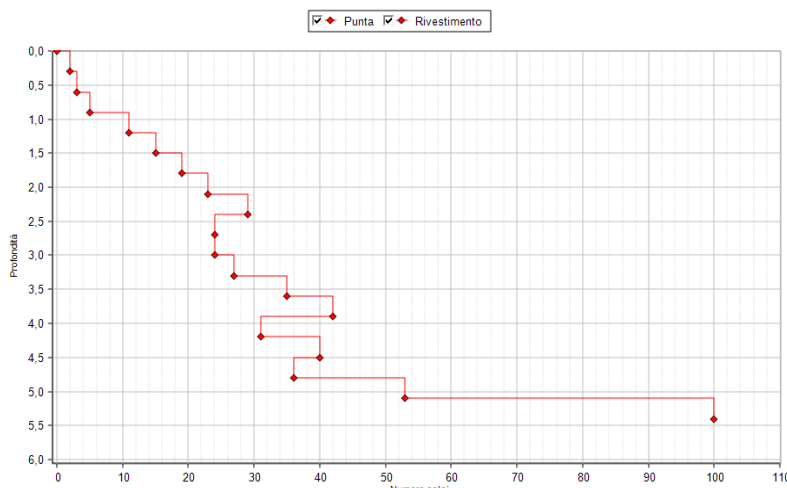
La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell’infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all’estremità di un’asta di acciaio, prolungabile con l’aggiunta di successive aste. L’infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. Le aste, per ridurre l’attrito laterale, possono scorrere all’interno ed

alternativamente ad un rivestimento esterno, anch’esso di acciaio. L’energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un’altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico.

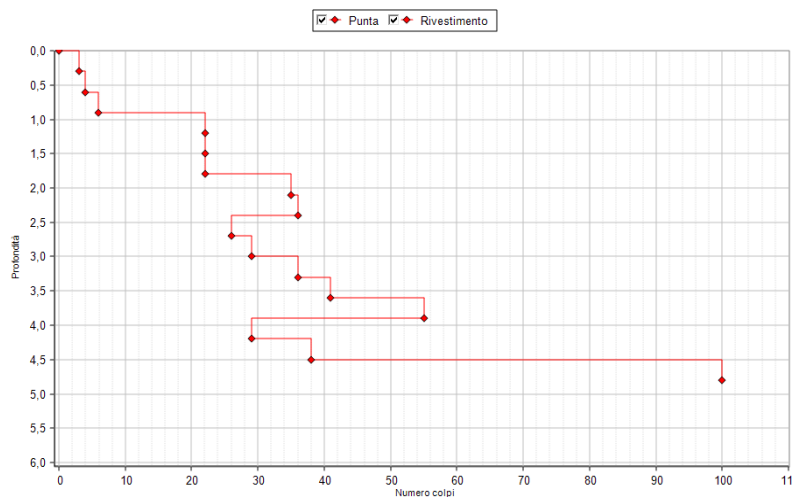
PESO MAGLIO	73 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	30 cm (N <sub>30</sub> )
LUNGHEZZA ASTE	120 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	34 mm
MASSA ASTE	7 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	51 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	60°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	120 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 cm

Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200 Super Pesante (DPSH)** equipaggiato tipo **“MEARDI AGI”** come nella scheda descrittiva sopra riportata.

**DPSH 2**

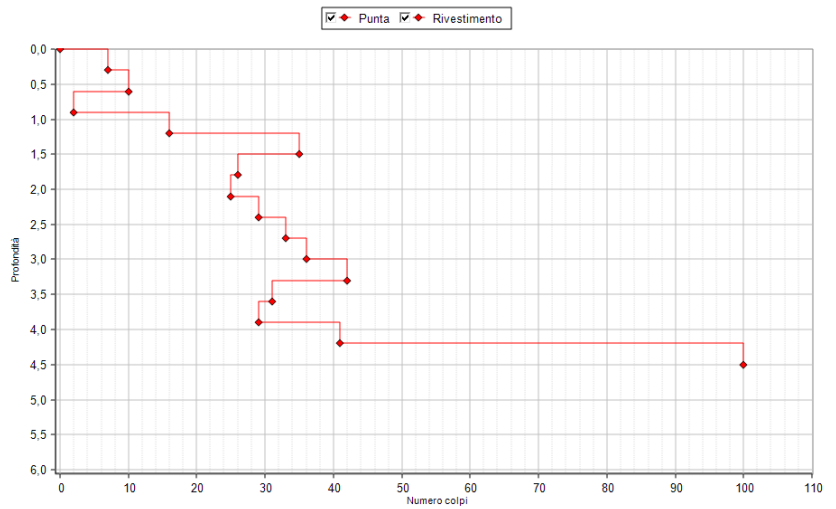


**DPSH 2**

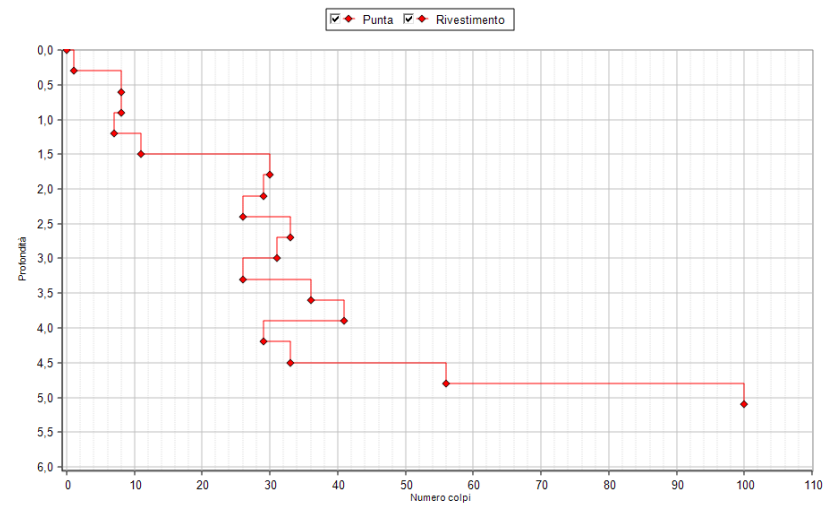




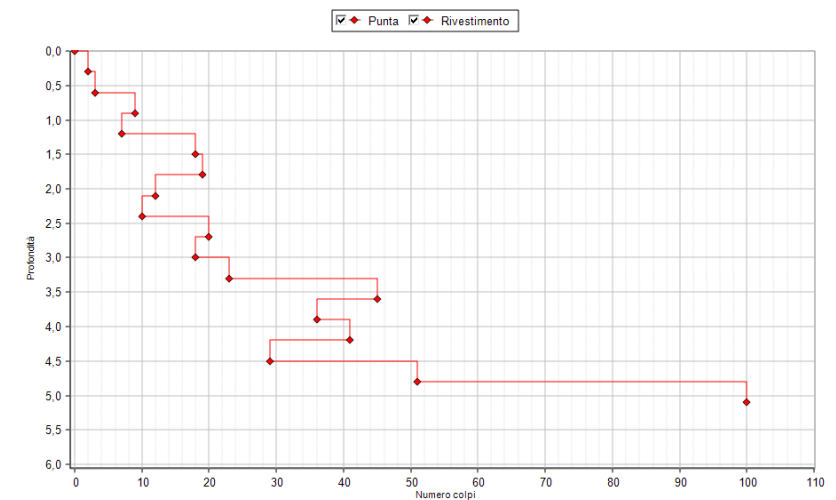
### DPSH 3



### DPSH 4



### DPSH 5



## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

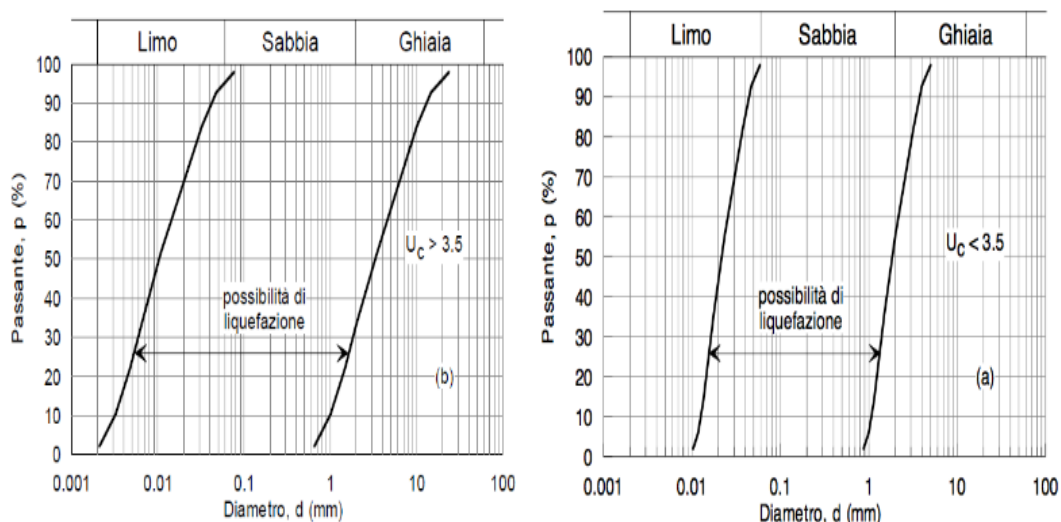
### 6.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

#### 6.1.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  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;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$



### 6.2. Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione del secondo, terzo e quarto criterio sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 **consente di escludere** la possibilità di **liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

### 6.3. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

#### 6.3.1. Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

#### 6.3.2. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **BR. HANSEN 1970**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). Il calcolo della capacità portante è stato eseguito facendo riferimento ad una **fondazione con plinti a pianta quadra** aventi dimensioni e profondità Df di incasso di seguito riportate.

#### STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE CON PLINTO PIANTA QUADRA

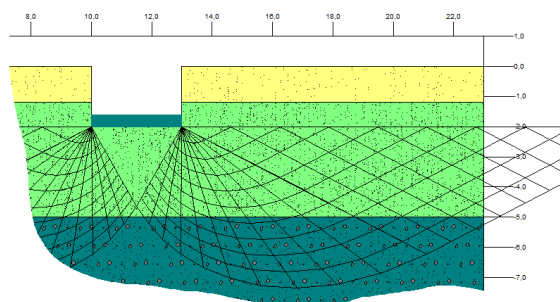
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica: <b>BR. HANSEN (1970)</b>	Sismica: inclinazione del carico	<b>9.10°</b>
Dati al contorno	Profondità falda: <b>&gt; 30 m</b>	Condizione di verifica:	<b>DRENATA</b>
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y): <b>3.00 m</b>	[L] Lunghezza (dir x):	<b>3.00 m</b>
<b>PLINTO</b>	[Df] (dir z): Profondità <b>1.70 m</b>	Profondità cuneo efficace	<b>2.70 m</b>

#### Stratigrafia del terreno

N.	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\varphi$	$c'$	$c_u$	$H_{str}$	E	$D_r$
SGL 1.80	2.00	29.00	0.00	0.00	0.00	var	80.00	30.00
GS 1 1.80	2.00	31.00	0.00	0.00	0.00	var	300.00	70.00
GS 2 1.80	2.00	35.00	0.00	0.00	0.00	var	450.00	85.00

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
 $\gamma_{nat}$  : Peso specifico contenuto naturale d'acqua ( $t/m^3$ )  
 $\gamma_{sat}$  : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua ( $t/m^3$ )  
 $\varphi$  : angolo d'attrito interno (deg)  
 $c'$  : Coesione drenata ( $kg/cm^2$ )  
 $c_u$  : Coesione non drenata ( $kg/cm^2$ )  
 $H_{str}$  : Spessore dello strato (m)  
E : Modulo elastico/edometrico ( $kg/cm^2$ )  
 $D_r$  : Densità relativa



#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

$\gamma$	$\varphi$	$c'$	$c_u$
<b>1.80</b>	<b>31.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

#### Descrizione sintetica della teoria utilizzata - BR. HANSEN (1970)

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

#### Fattori di forma

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' - \text{not effective if } < 0.6$$

#### Fattori di profondità

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - v/7) \cdot 853816 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

#### Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q - 1)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} - \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_y = e^{-2.7 \cdot \eta_a \cdot \tan(\varphi)}$$

#### Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} - (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' - \text{da non considerare se } < 0.6$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} - (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta / 7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

#### Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 - \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

#### Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} - (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D / L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D / L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>y</sub>
20.63	32.67	17.69

#### Combinazioni di carico

##### condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.63	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.60	1.14	1.00	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

##### condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.63	1.20	0.80	1.00	1.00	1.00
q	1.48	1.14	0.80	1.00	1.00	1.00
y	0.81	1.00	0.48	1.00	1.00	1.00

**CONDIZIONE STATICA**  $q_{SLU} = 6.30 \text{ kg/cm}^2$

**CONDIZIONE SISMICA**  $q_{SLV} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE  
 FS PARZIALE PER  $\varphi$ : **1,00** FS PARZIALE PER C: **1,00** FATTORE SICUREZZA GLOBALE: **2,30**

## 7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

### 7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

### 7.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- $S_{imm}$  = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- $S_{con}$  = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- $S_{sec}$  = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi ed incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

#### 7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

### 7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/mv; \quad \text{in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

### 7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm in terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm in terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1)/L \quad \text{in cui}$$

D<sub>ang</sub>=distorsione angolare;

S<sub>2</sub>=cedimento assoluto nel punto 2;

S<sub>1</sub>=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

### Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile	
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità	15 ÷ 30 30 ÷ 60	
	Probabilità di cedimenti differenziali	Murature portanti Strutture intelaiate Ciminiere, silos	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
		Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate	Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
Inclinazione $\delta/L$	Operatività macchine	0.003 0.0002 0.003	
	Macchine tessili Turbogeneratori Gru a ponte		
Rotazione relativa $\beta$	Murature portanti multipiano	0.0005 ÷ 0.001	
	Murature portanti ad un piano	0.001 ÷ 0.02	
	Lesione intonaci	0.001	
	Telai in c. a.	0.0025 ÷ 0.004	
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0.003	
	Telai in acciaio Strutture semplici di acciaio	0.002 0.005	

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari

Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Bjernum, 1963, modificato.

### 7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** ( $k$  di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione. Il metodo più appropriato per ricavare  $K$  è quello di calcolare il cedimento  $s$  della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare  $K$  come rapporto fra la pressione media applicata  $p$  ed il cedimento  $s$ .

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo  $k$  sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di  $k$  anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla  $k$  con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times Et / (1 - p^2) \quad \text{dove}$$

$Et$  (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;  
 $p$  = rapporto di Poisson  
 $B$  (cm) = lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

$f_c$  = 2.54/cedimento della fondazione (cm);  
 $Q$  = carico di esercizio (kPa).

### 7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **2.50 cm**.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano prevalentemente litologie a comportamento **incoerente** caratterizzati da cedimenti immediati, pertanto si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **2.50 cm**.

#### 7.4.1 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti sono state ipotizzate fondazioni con plinto a pianta quadra con dimensioni come di seguito riportate, stimando un carico massimo tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a **2.50 cm**: tale carico risulta essere pari a **3.40 kg/cm<sup>2</sup>**.

#### 7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca  $L$ , ossia  $\gamma = \Delta S/L$ . Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i **cedimenti differenziali** saranno contenuti nei cedimenti ammissibili.

## 7.5 Risultati del calcolo

### CEDIMENTI ASSOLUTI

[B] Larghezza (dir y): **3.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **3.00 m** [Df] (dir z): Profondità **1.70 m**

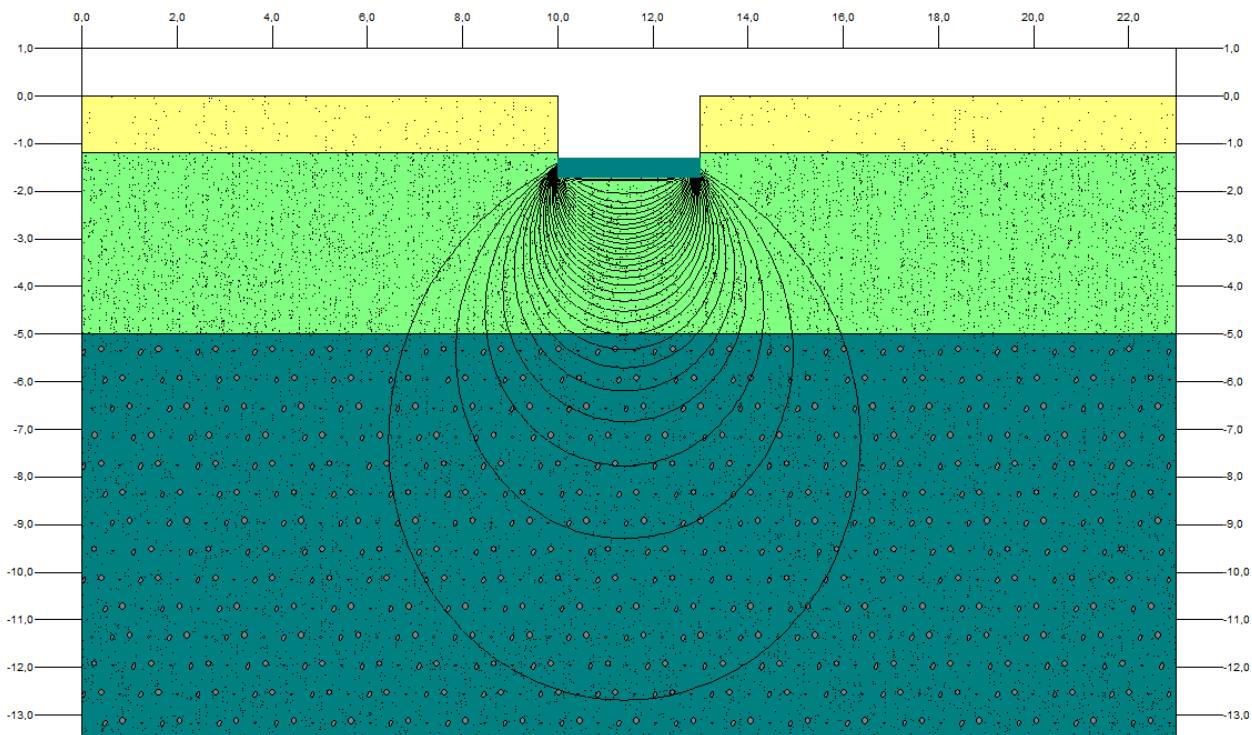
### CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: 3.40 kg/cm<sup>2</sup>

Cedimento: 25.00 mm

### Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione 4.00 kg/cm<sup>3</sup>



## 7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.



## 8. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- La zona sismica per il territorio di **Rovato** è la **zona Sismica 2**, come indicato nella D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129;
- Dell'indagine eseguita in sito con metodologia **MASW** e **HVSR**, e a seguito dell'analisi di secondo livello come da normativa regionale, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo B**;
- Nel corso delle indagini in sito non è stata riscontrata la presenza di falda acquifera;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata omessa in seguito all'applicazione dei criteri del D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2, pertanto si ritiene il sito stabile;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ricorda che i parametri geotecnici utilizzati per la stima della capacità portante sono quelli ascrivibili all'unità geotecnica GS 1, quindi vista la pendenza del lotto di terreno da Nord a Sud a cui è associato un dislivello superiore al metro, a seconda del piano di imposta dei plinti, sarà necessario sostituire al di sotto di essi l'unità definita come SGL con cls magro;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Moniga del Garda (BS), 09.05.2023

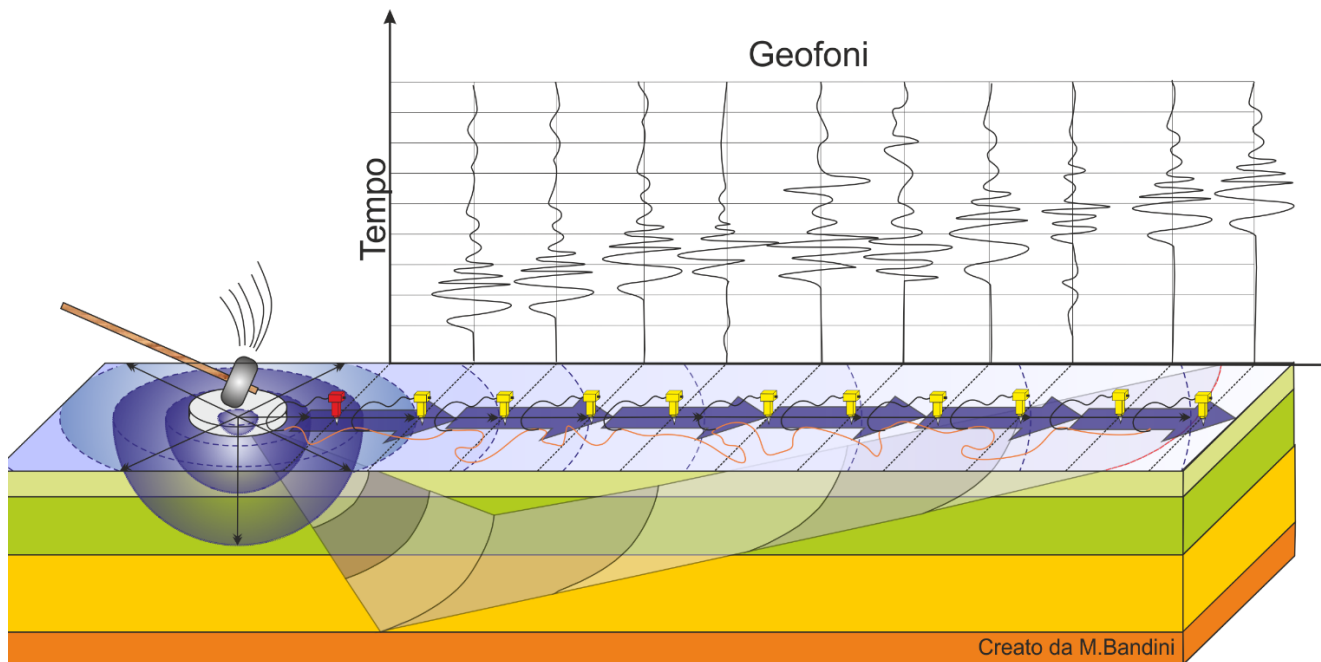
IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



## INDAGINE SISMICA

### TECNICA MASW

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



Creato da M.Bandini

### Moto del segnale sismico

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

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



### Onde di Rayleigh – “R”

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

### **Analisi del segnale con tecnica MASW**

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

### **Modellizzazione**

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

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

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

### **Modi di vibrazione**

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

### **Profondità di indagine**

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

## TECNICA HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

## EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. È infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

## PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro  $V_{seq}$ . Per  $V_{seq}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità  $H$  in cui giace il bedrock, caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s, calcolata secondo la relazione: Dove  $H$  viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Sulla base del valore calcolato di  $V_{seq}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Categ. Sottos.	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	≥360 ≤800
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 miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	> 30 m	≥180 ≤360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	> 30 m	< 180
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.	Fino a 30 m	≈ C e D

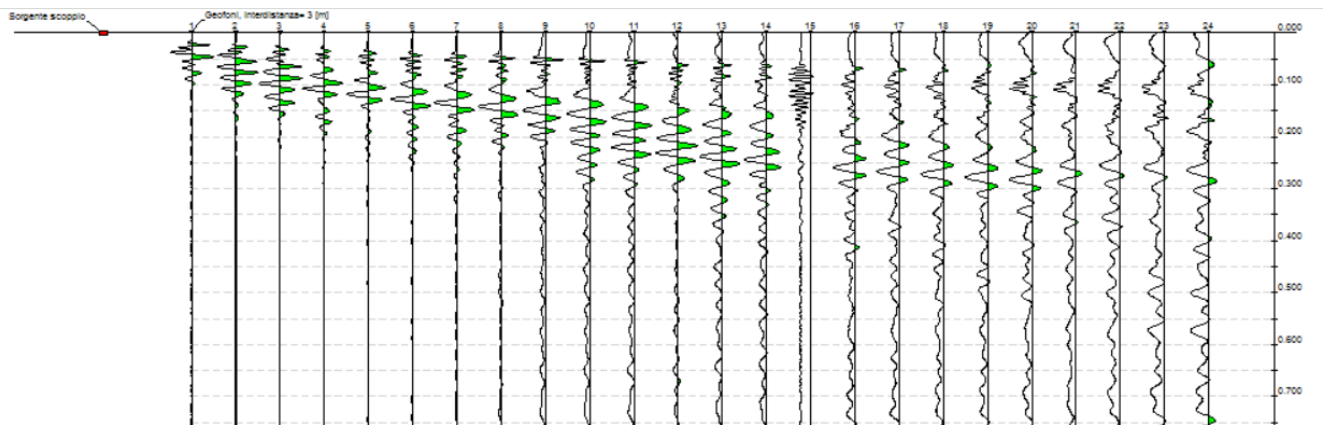
**RISULTATI INDAGINE – ROVATO (BS)**



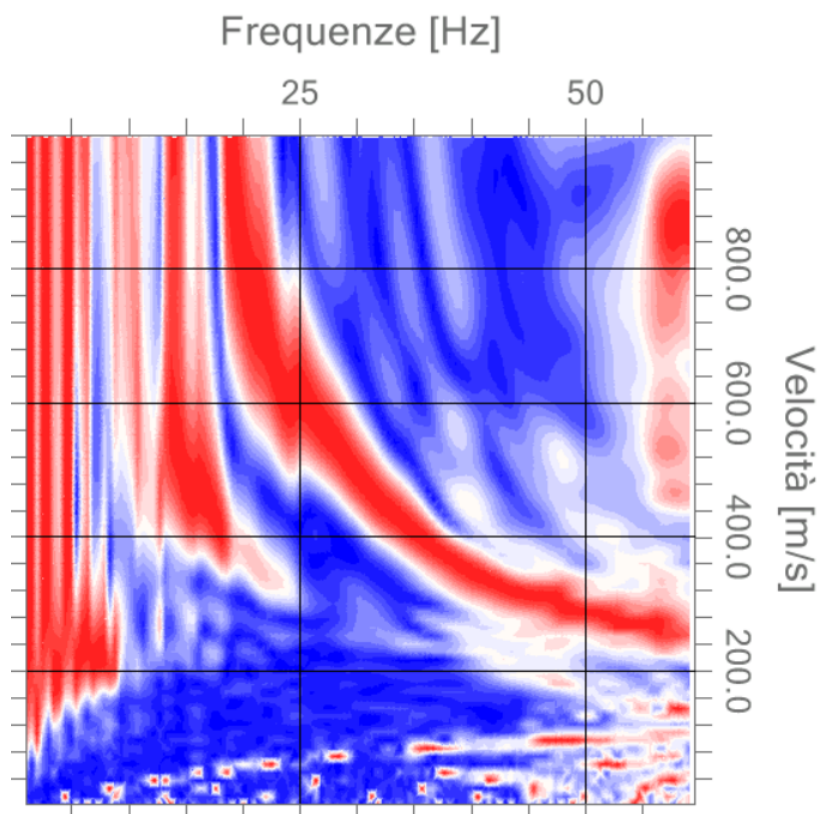
*Stendimento MASW*

## MASW

Dato GPS: 45.530047°, 10.012581° (DD° FORMAT WGS 84)  
 Data: 29/09/2021  
 N. Tracce: 24  
 Durata Acquisizione: 2048.0 msec  
 Periodo di campionamento: 1.00 msec  
 Offset da sorgente: 6 m  
 Distanza intergeofonica: 3 m



### SPETTRO VELOCITÀ DI FASE – FREQUENZE



## HVSR

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 29/09/21 09:40:09 Fine registrazione: 29/09/21 09:50:09 Nomi canali:

NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

**Dato GPS 45.530047°, 10.012581° (DD° FORMAT WGS 84)**

Durata registrazione: 0h10'00". Analizzato 98% tracciato (selezione manuale)

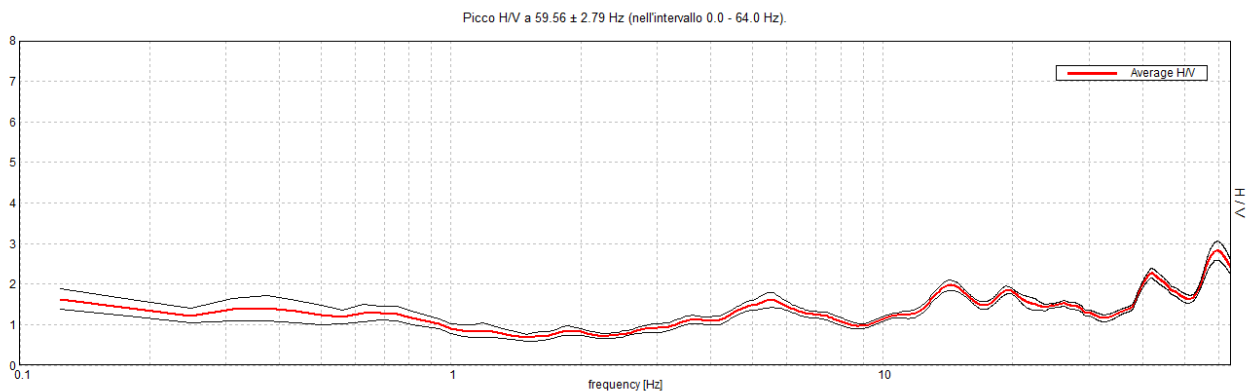
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 14 s

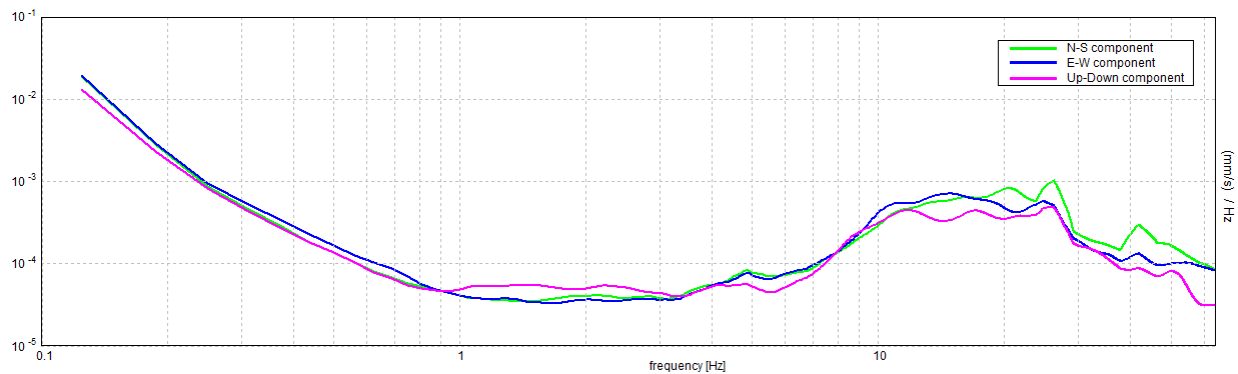
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI





Picco H/V a  $59.56 \pm 2.79$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

### Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$59.56 > 0.71$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$34188.9 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 548	OK	

### Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	37.5 Hz	OK	
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$2.82 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04679  < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$2.78708 < 2.97813$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2334 < 1.58$	OK	

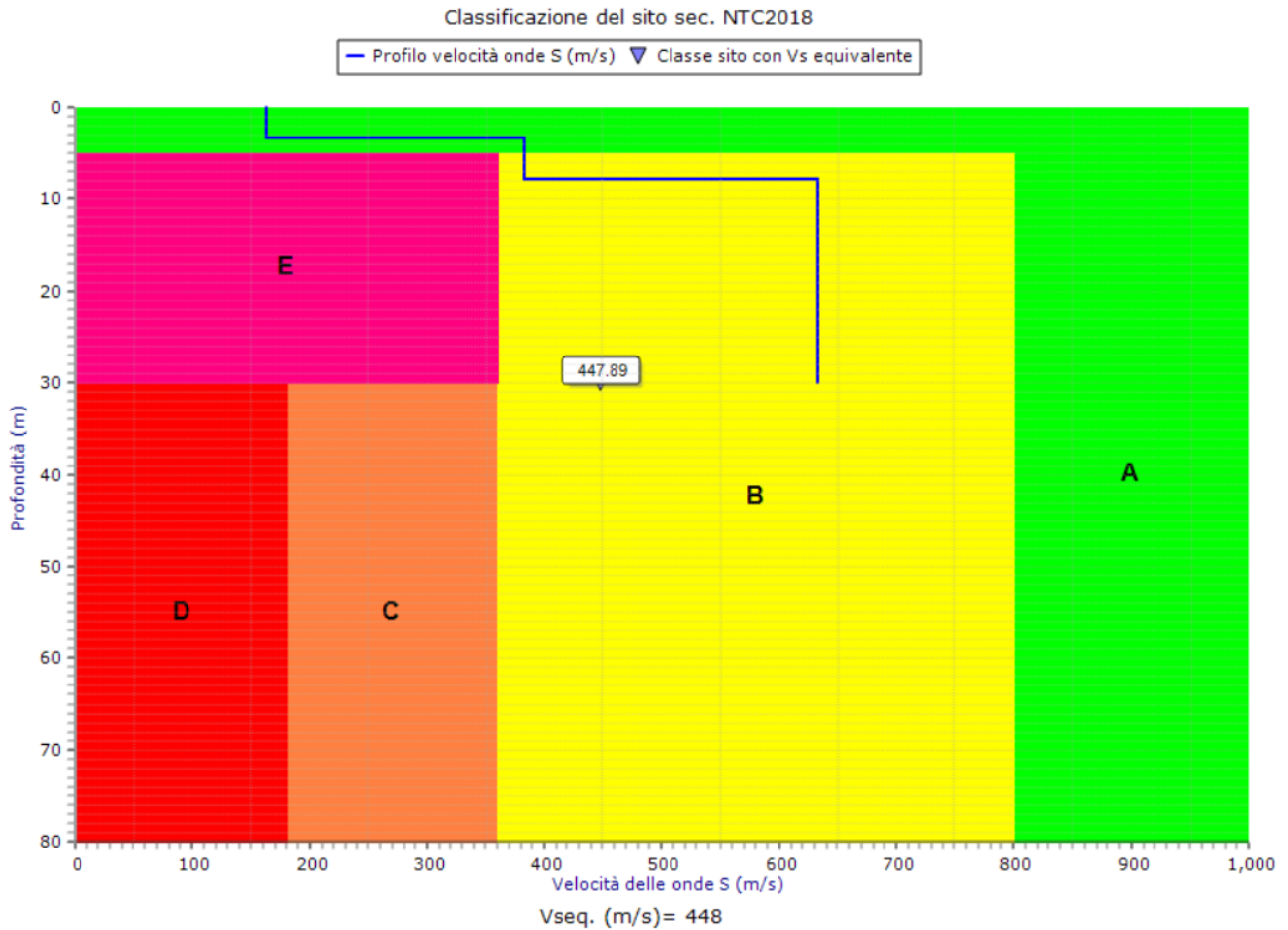
$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

### Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

### MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO MEDIO

Sismostrato	Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1	3.27	3.27	136	0.42
2	7.82	4.55	383	0.41
3	Inf.	Inf.	663	0.39



**Vs\_eq (0.0-30.0) = 448 m/s**

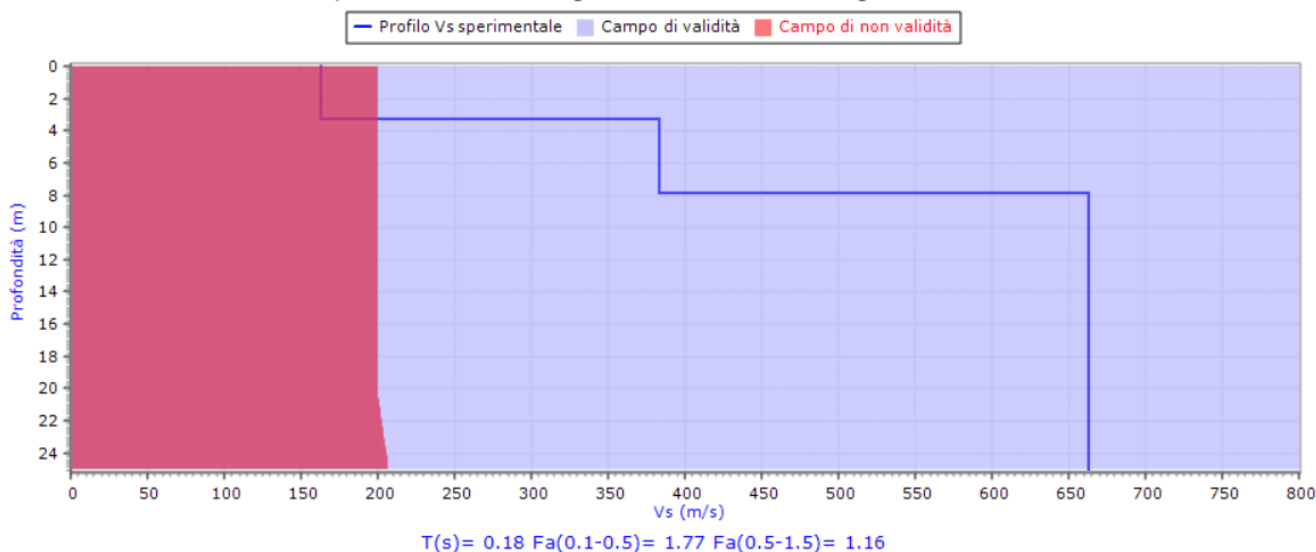
**CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018): B**

## ANALISI DI II LIVELLO SECONDO LA NORMATIVA REGIONALE VIGENTE

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda **sabbiosa**. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a **0.18 s**. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.77 > 1.5 + 0.1** (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.16 < 1.7 + 0.1** (soglia comunale)

Amplificazione sismica stratigrafica con il criterio della Regione Lombardia



### Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo B, per il Comune di **Rovato (BS)** (1.5 e 1.7 rispettivamente):

- Per intervalli di periodo compresi tra **0.1 e 0.5 s**, i valori di Fa calcolato sono **superiori** ai valori di soglia per la categoria di sottosuolo B;
- Per intervalli di periodo compresi tra **0.5 e 1.5 s**, i valori di Fa calcolato sono **inferiori** ai valori di soglia per la categoria di sottosuolo B.

### TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI FONDAMENTALI

CATEGORIA SOTTOSUOLO	V <sub>seq</sub> da p.c. (m/s)	Frequenza fondamentale f <sub>0</sub> (Hz)	Periodo oscill. fondamentale (s)	Fa (int 0.1-0.5 s)	Fa (int 0.5-1.5 s)
C per int 0.1-0.5 s	448	59.56	0.18	1.77	1.16
B per int 0.5-1.5 s					

Moniga del Garda (BS), 14/10/2021

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

