



Città di LONATO del GARDA
Comune della Provincia di Brescia

CO.ME.CA. S.p.A.

SUAP – NUOVO CAPANNONE INDUSTRIALE

Doc. n.

C

RELAZIONE GEOLOGICA



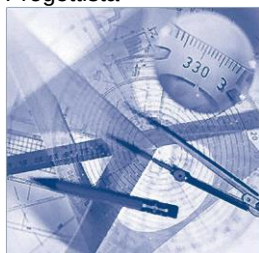
COMMITTENTE



COMECA S.p.A.
Via Campagna Sopra, 4
25017 – Lonato del Garda (BS)
Tel. 030999966
www.comecatecnologie.it

N. Prog.	Tipo Doc	N. Tavola	Stato	Scala	Modifiche	Data	Redatto	Verificato	Approvato e Validato
	.doc	/	/	/		6/2021	P. Ventura	S.Brioni	C. Bazzani

Progettista



**STUDIO TECNICO
BAZZANI CRISTIANO**

Viale Venezia, 44 – 25123 BRESCIA
tel. 030 3366439 – fax 030 3361431
info@studiotecnicobazzani.it
www.studiotecnicobazzani.it

Timbro e Firma



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

COSTRUZIONE DI UN NUOVO CAPANNONE

Committente

COMECA TECNOLOGIE S.p.A.

Provincia	Brescia
Comune	Lonato del Garda
Cap	25017
Indirizzo	Via Campagna Sopra n°4
Codice Catastale	M312
Rif. catastali	Fg. 26
	Mapp. 43-500

Data 31 marzo 2022

Il tecnico Dott. Geol. Stefano Salvi

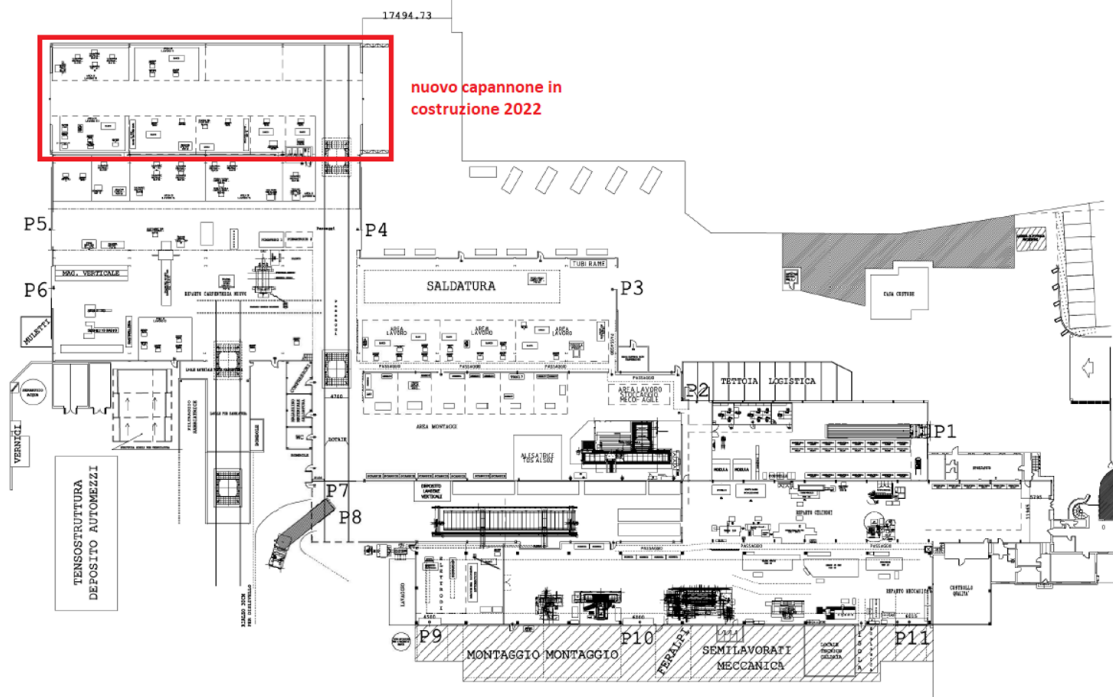


1.	PREMESSA	1
2.	MODELLO GEOLOGICO	2
2.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO.....	2
3.	INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA	7
4.	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO	9
4.1.	DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	9
4.2.	DETERMINAZIONE PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO UTILIZZATI IN TABELLA.....	9
4.3.	STIMA DELL'INCLINAZIONE DEL CARICO DOVUTA AD EVENTI SISMICI	11
5.	MODELLO GEOTECNICO	12
5.1.	INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO	12
5.1.1.	Breve descrizione delle indagini pregresse	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.)	19
6.1.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE.....	19
6.1.1.	Esclusione della verifica a liquefazione	19
6.2.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME	19
6.3.	VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE.....	20
6.3.1.	Azione sulla fondazione	20
6.3.2.	Resistenza del terreno	20
7.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	22
7.1	CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE	22
7.2	CAUSE DEI CEDIMENTI	22
7.2.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	22
7.2.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	23
7.2.3	Cedimenti assoluti e differenziali.....	23
7.3	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE.....	24
7.4	STIMA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)	24
7.4.1	Cedimenti Assoluti	24
7.4.2	Cedimenti Differenziali	24
7.5	RISULTATI DEL CALCOLO.....	25
7.6	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI INDOTTE DAL SISMA.....	25
8.	CONCLUSIONI	26

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico e per conto della **COMECA TECNOLOGIE S.p.A.**, è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Lonato del Garda (BS)**, in **Via Campagna Sopra** distinto ai **mappali 43-500** del **Foglio 26** del C.C. di **Lonato del Garda (BS)**, il quale sarà interessato dalla costruzione di un nuovo capannone.



Fonte: Comeca Tecnologie SpA

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.*

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso un rilievo in sito, atto ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

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°4 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo Meardi Agi (**DPSH**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo con **SPT**;
- 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 della nuova struttura. Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni dello studio tecnico incaricato.

2. MODELLO GEOLOGICO

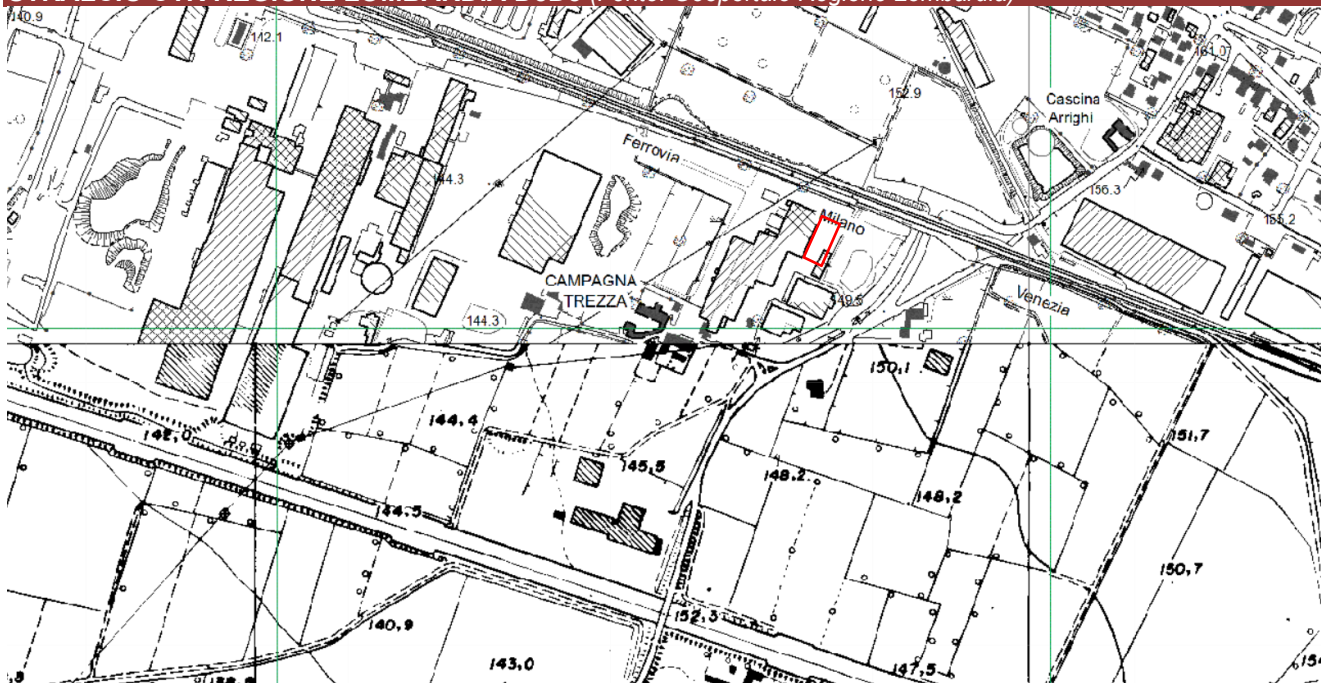
2.1. Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio si colloca a Sud - Est del centro storico del Comune di **Lonato del Garda** in un'area pianeggiante di circa **147 m s.l.m.** ed è geograficamente rappresentata nella sezione **D6e2** della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) alla scala 1:10.000.

STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CTR REGIONE LOMBARDIA D5D3 (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



La presenza dei maggiori laghi pedealpini a monte dei vari anfiteatri morenici è correlata a quella dei ghiacciai ai quali si deve, in buona parte, l'origine delle conche lacustri.

L'anfiteatro morenico gardesano che borda a meridione del Lago di Garda, la cui topografia caratterizza i comuni del basso bresciano e dell'alto mantovano, è stato costituito da un ghiacciaio che si protendeva verso Sud, sino ad una quindicina di chilometri da Mantova, grazie soprattutto all'ampiezza del bacino alimentatore costituito dall'area delle Alpi Retiche, le cui calotte glaciali confluivano tutte in questo unico enorme canale di scarico, determinando la nascita del maggiore apparato morenico del Paese.

Nell'area gardesana sono conservate cerchie moreniche attribuibili alle glaciazioni del Mindel, Riss e Würm. Dalla Carta Geologica del foglio 48 "Peschiera del Garda" risulta che nell'area in questione sono individuabili **cordoni morenici** datati alle glaciazioni rissiana e wurmiana.

Le morene rissiane risultano in genere ben conservate e costituite da un ammasso caotico di blocchi, ciottoli e ghiaie poco cementati, con uno strato di alterazione argilloso di colore rossastro o rosso-bruno. I depositi wurmiani costituiscono i depositi più interni, evidenziando per il Würm una espansione glaciale di portata minore rispetto alla precedente.

Le cerchie moreniche wurmiane si presentano ghiaiose con uno scarso strato di terreno di alterazione.

STRALCIO CARTA GEOLOGICA (fonte: PGT Comune di Lonato del Garda)



COPERTURE QUATERNARIE

UNITA' DI SOLFERINO (Pleistocene superiore)

- Us1f1** Depositi glaciali
- Us1f2** Depositi glaciolacustri di depressione intermorenica o di fronte glaciale
- Us1f3** Depositi di contatto glaciale
- Us1f4** Depositi fluvio-glaciali delle cerchie interne
- Us1f5** Depositi fluvio-glaciali frontali alle cerchie interne.



La rete idrografica è nel suo insieme poco sviluppata. Essa è rappresentata dal Fiume Chiese, che scorre a qualche km ad Ovest dall'area di studio e da una serie di canali con andamento fortemente irregolare per le ondulazioni del paesaggio collinare morenico e con portate, perlopiù scarse nel corso dell'anno, le quali in concomitanza di eventi meteorici particolarmente intensi possono aumentare considerevolmente.

Nei settori pianeggianti intramorenici si articolano rogge e fossati realizzati a scopo irriguo che trovano alimentazione soprattutto dalle precipitazioni ed in minor parte dalla presenza di piccole emergenze di acque legate alla presenza di falde sospese.

Il regime idrometrico del Fiume Mincio evidenzia due massimi, uno in aprile e l'altro in dicembre ed un periodo particolare di minimo che va da agosto a novembre.

Il corso d'acqua principale presente nel Comune di Lonato del Garda è la Fossa Redone il quale corre nel settore meridionale del territorio comunale seguendo per un tratto il confine con i comuni di Solferino e Cavriana entrando quindi nel territorio di Pozzolengo ed è alimentato, lungo il suo corso, da alcuni scoli minori dislocati a raggiera rispetto al canale principale.

L'unità idrogeologica appartenente all'area in esame possiamo identificarla come l'*Unità delle Colline Moreniche* ed è sostanzialmente occupata dai cordoni morenici e dalle valleciole inframoreniche: essa fa parte del vasto Sistema Morenico Frontale del Garda con il quale sono ipotizzabili interscambi con gli acquiferi più profondi. In questa unità idrogeologica gli acquiferi più superficiali non sono arealmente estesi, trattandosi per lo più di falde sospese e talvolta temporanee. In profondità invece è possibile individuare acquiferi più continui, per i quali è possibile la ricostruzione della piezometria.

Da un punto di vista idrogeologico i depositi morenici sciolti e permeabili permettono una buona penetrazione delle acque di precipitazione e di quelle di corsi d'acqua naturali e artificiali, alimentando le falde. Le falde intercettate dai pozzi della zona sono presenti nei livelli a granulometria grossolana (ghiaia e sabbia) compresi e confinati tra livelli impermeabili costituiti da limi ed argille (quasi tutte le falde produttive sono in pressione, risalendo fino a qualche decina di metri). In quest'area risulta complessa una suddivisione in falde acquifere ben distinte a causa della natura geologica della zona, caratterizzata da materiali trasportati dai ghiacciai e depositati caoticamente e pertanto di complessa correlazione dando origine ad una stratigrafia maldistinta.

In generale gli orizzonti acquiferi sono correlabili, con alcune approssimazioni determinate dai limiti spaziali dell'omogeneità geologica, in tre falde principali, delle quali la più profonda dovrebbe essere alimentata direttamente dalle acque del Lago di Garda avente direzione di deflusso, a scala regionale, NNO/SSE, mentre localmente abbiamo un regime di deflusso delle acque sotterranee in direzione NNE. Lo schema della circolazione idrica sotterranea può essere ricostruito analizzando congiuntamente vari elementi quali come la litologia superficiale e profonda, morfologia degli alvei attuali e piezometria che concorrono a definire l'assetto idrogeologico.

Nei settori intramorenici, l'Unità morenica e l'Unità fluvio-glaciale ghiaioso-sabbiosa talora interferiscono originando in tal modo falde locali superficiali di scarsa estensione e produttività. Tali acquiferi sono alimentati esclusivamente dalle precipitazioni meteoriche, hanno una conformazione spaziale concava verso il basso, tipo catino e sono delimitati a letto da depositi morenici di scarsa permeabilità. All'interno dei depositi morenici, in presenza di lenti sabbioso-ghiaiose, possono originarsi piccole falde sospese anch'esse poco produttive con apporti che risentono a breve termine dell'andamento delle precipitazioni.

È invece alle maggiori profondità che si incontrano i sistemi acquiferi multistrato separati tra loro da livelli limoso-argillosi, alla quale si è fatto riferimento poco sopra, i quali non dipendono direttamente dalle precipitazioni di carattere locale e possiedono elevate capacità di immagazzinamento.

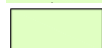
In termini di attitudine al deflusso idrico sotterraneo possiamo assegnare all'Unità fluvio-glaciale ghiaioso-sabbiosa una discreta permeabilità ($k=10^{-2}$ - 10^{-4} cm/s), a quella morenica una permeabilità medio bassa in quanto possiede sequenze argillose semi impermeabili che ne ostacolano la filtrazione e strati di conglomerato e ghiaia favorevoli all'immagazzinamento ed infine le unità corrispondenti ai depositi in prevalenza argilloso-torbosi di origine lacustre che sono caratterizzati da una permeabilità praticamente nulla ($k \geq 10^{-7}$ cm/s).

Dalle carte idrogeologiche si evince che la prima falda produttiva (captabile dai pozzi) si trova ad una profondità di circa **60 m dal p.c.**

Al di sopra di tale profondità possono trovarsi localmente piccole falde sospese, talora temporanee.

Nelle indagini geognostiche **non** è stata evidenziata presenza di acqua.

STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA (fonte: PGT Comune di Lonato d/G)



Ambito della pianura occidentale di Lonato frontale alle cerchie interne

87

— — — — — Linee isofreatiche (quota della falda superficiale espressa in m s.l.m. indicate in stratigrafia)



STRATIGRAFIA POZZO LO54 interno dello stabilimento Comeca SPA (fonte: PGT Comune Lonato d/G)

25017 LONATO (BS)

Liv. Statico ml. 62,80

Liv. Dinamico ml. 63,30

Portata lt/secundo 9,00

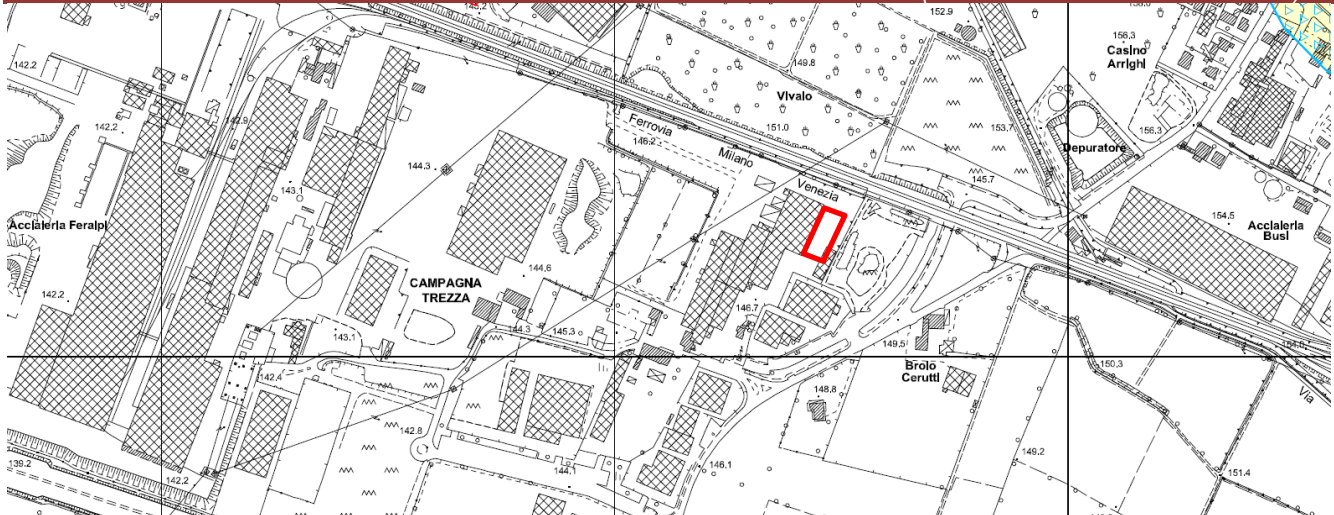
Profondità	Strat.	Descrizione	Tubi e Filtri
0,00		Ghiaia e grossi ciottoli	Tampone d'argilla
18,00		Ghiaia con poco ceppo noccia e sabbia	-15,00
42,00		Ghiaia con lenti di conglomerato	Tubo in PVC PN10 Dalmine Ø 170 sp.7,6 mm
54,00		Ghiaia con ceppo marrone e grigio	Ghiassetto all'iceo
64,00		Ghiaia e conglomerato con limo	
66,00		Ghiaia	
70,00		Ghiaia	
82,00		Ghiaia e conglomerato	-67,50 -70,00
95,00		Conglomerato con ceppo bianco	-77,50 -80,00
102,00		Ghiaia con lenti di conglomerato e ceppo bianco	-82,50 -85,00 -87,50 -90,00 -95,00 -100,00 -102,00

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 senza particolari limitazioni – Classe 1**.

STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA PER LE AZIONI DI PIANO (fonte: PGT Comune di Lonato d/G)



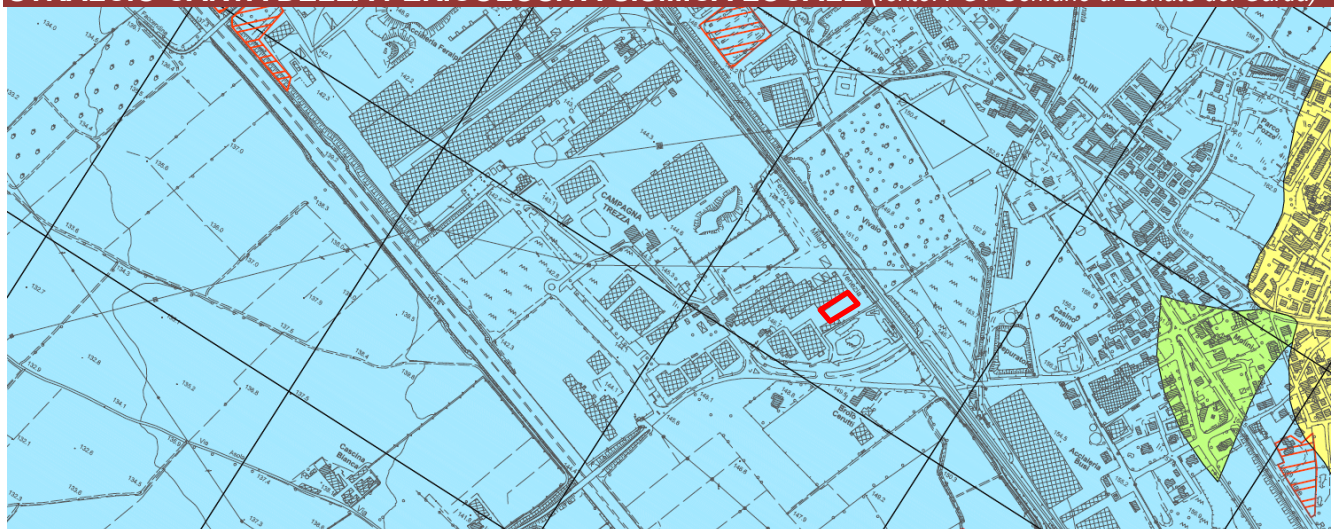
CLASSE 1 - FATTIBILITA' SENZA PARTICOLARI LIMITAZIONI



1 - Area prevalentemente pianeggiante o a debole pendenza con caratteristiche geotecniche dei terreni da buone a mediocri

Nella **Carta di Pericolosità Sismica Locale**, l'area di studio ricade in uno scenario sismico **Z4a** (zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi).

STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (fonte: PGT Comune di Lonato del Garda)



AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE

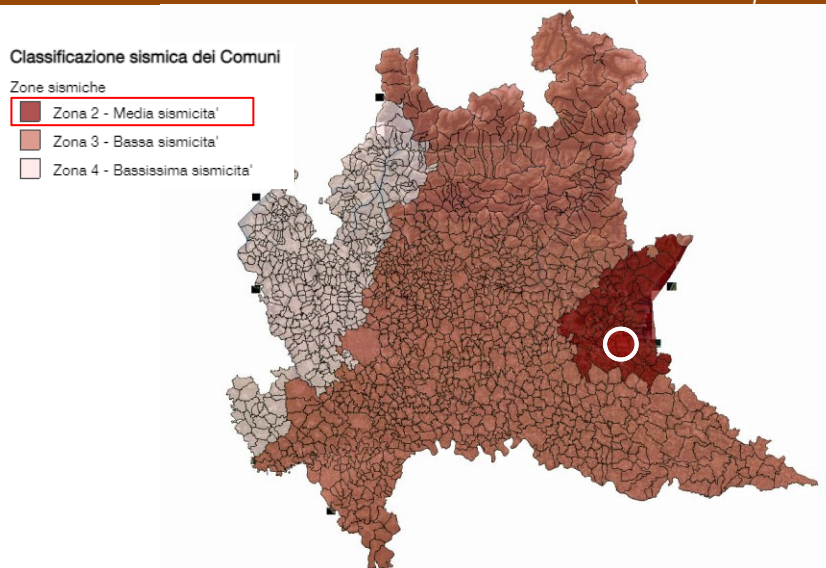


Z4a - Zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi

Dalla presa visione dello studio della componente sismica del PGT, la procedura semi quantitativa di 2° livello evidenzia che per alcuni degli scenari identificati nel territorio di Lonato del Garda la **possibile amplificazione sismica risulta superiore ai valori di soglia** comunali forniti e che quindi l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo identificata risulta insufficiente a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione.

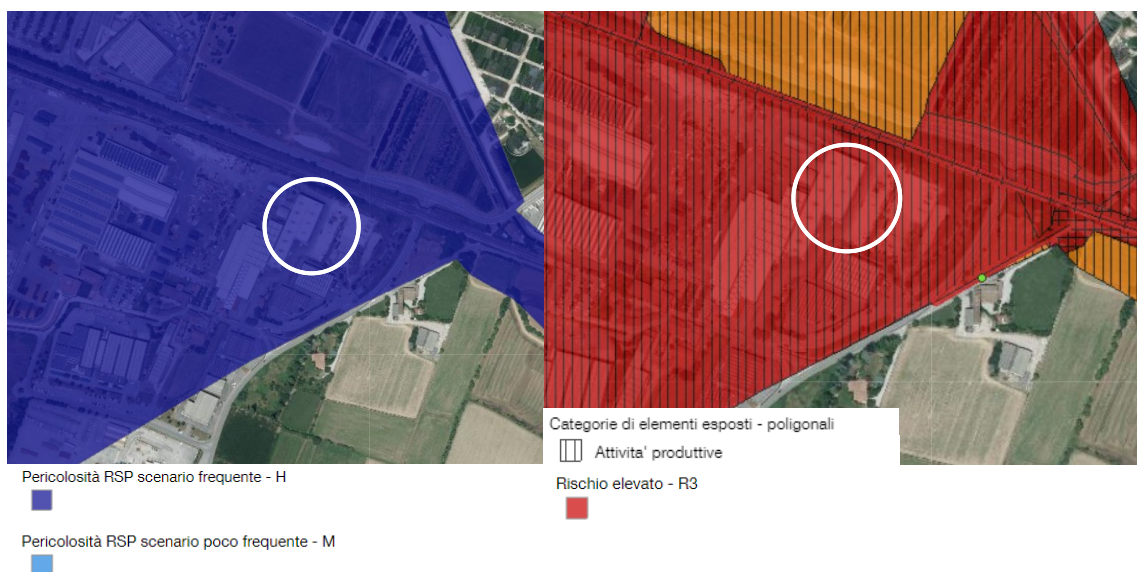
Dalla presa visione della classificazione sismica dei comuni fatta in base alla D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129 si evince che il comune di Lonato del Garda appartiene alla **Classe 2 – Media sismicità**.

STRALCIO MAPPA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (fonte: Geoportale Regione Lombardia)



Dalla visione **Carta dei vincoli della componente geologica** si evince che l'area di studio ricade **esternamente** alle aree sottoposte a vincolo.

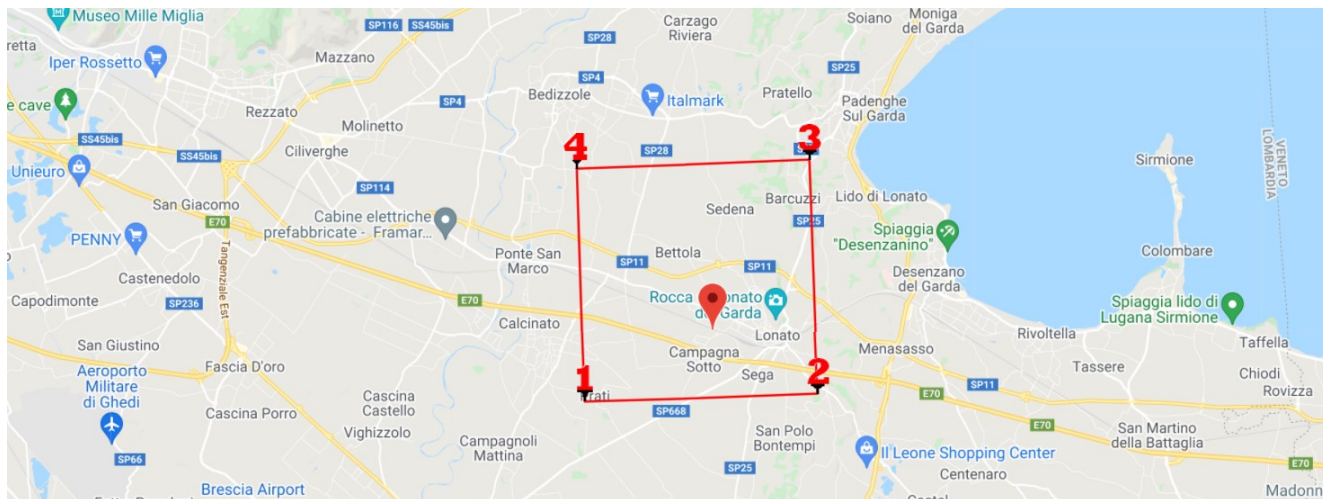
Infine, per quanto concerne la **Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2020**, dal Geoportale della Regione Lombardia si evince che l'area oggetto di studio ricade in area di **Pericolosità RSP scenario frequente H** e **scenario poco frequente M** e in **attività produttive** in aree a **Rischio elevato R3**; l'area non risulta compresa in aree soggette a valutazioni di dettaglio di pericolosità e rischio.



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):	45.460142	Longitudine (deg):	10.467115	Categoria del terreno:	B
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria	
Classe d'uso:	II	c_u :	1.00	Tempo ritorno sisma (anni):	475
Categoria topografica:	T1 Pendii con $i < 15^\circ$			Fattore topografico S_t :	1.0

Dati parametri sismici

INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 12278	ID NODO 2 12279	ID NODO 3 12500	ID NODO 4 12501
---------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

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

F_0 2.48	T_c (s): 0.27	Amplif. stratigr. S_s : 1.20	Fattore riduzione β : 0.24	a_{gh} base (g) 0.1600	a_{gh} max (g) 0.1920
------------	-----------------	--------------------------------	----------------------------------	--------------------------	-------------------------

$a_{gh_{max}}$	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	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
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	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 fra 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 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	180	360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti 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	100	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	D	C

I valori delle V_{seq} stimati dalle indagini sismiche **MASW e HVSr** eseguite presso il sito d'indagine hanno fornito un valore di V_{seq} di **501 m/s**, 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**: dalla consultazione della banca dati soglie_lomb.xls i valori di soglia validi per il Comune di **Lonato del Garda (BS)** per i suoli di categoria B 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 limosa-sabbiosa tipo 2**, 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** che per l'intervallo ; di conseguenza viene attribuita la **categoria di sottosuolo superiore C**.

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	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

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 β : $k_{hk} = \beta a_g$

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:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 10.9^\circ.$$

5. MODELLO GEOTECNICO

5.1. Indagine geognostica in sito

5.1.1. Breve descrizione delle indagini pregresse

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

- n°4 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo Meardi Agi (**DPSH**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo con **SPT**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVE IN SITO			
PROVA	PROF. RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
DPSH 1	3.90 m da p.c. (rifiuto strumentale)	0,80	assente
DPSH 2	3.90 m da p.c. (rifiuto strumentale)	0,95	assente
DPSH 3	6.00 m da p.c. (rifiuto strumentale)	3,50	assente
DPSH 4	5.10 m da p.c. (rifiuto strumentale)	0,55	assente
S 1	15.00	15.00	assente

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 accorpati 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;

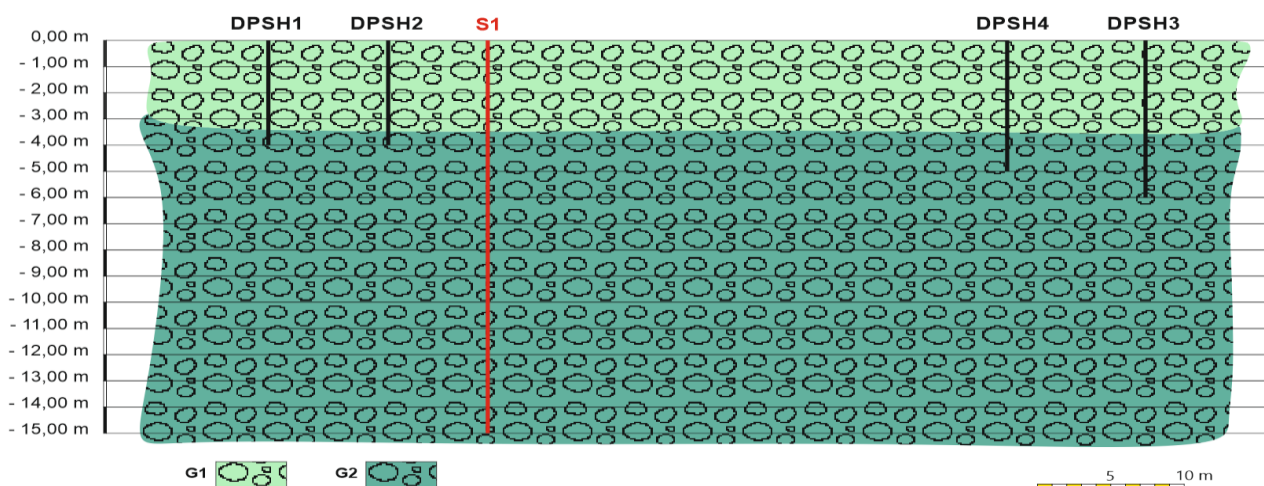
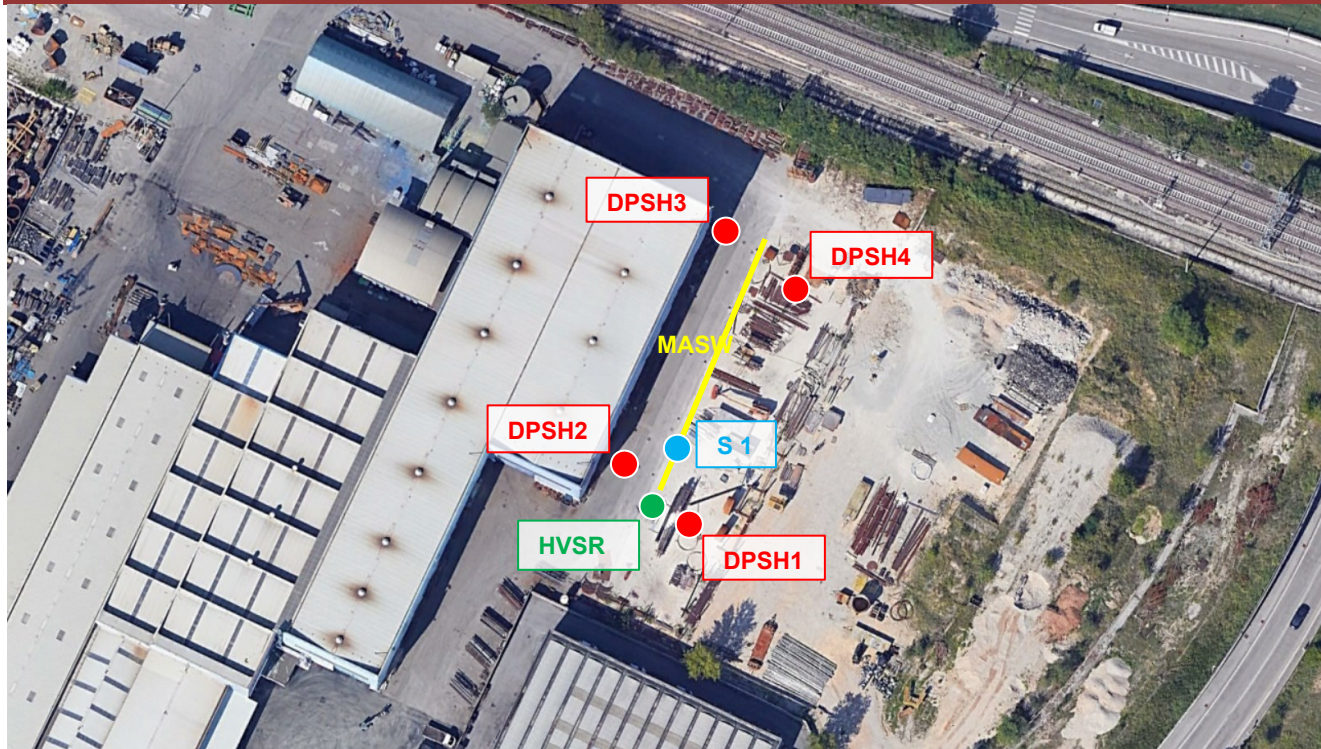
s_p = deviazione standard delle misure;

$t_{n-1}^{0,05}$ = 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



MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)										
Profondità m		Unità Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Dr (%)	Cu kg/cm ²	O.C.R.	γ_{nat} t/m ³	E_s kg/cm ²	M kg/cm ²
Da a	p.c. 3.30	G1	Ghiaia mediamente addensata	32	70	-	-	1.80	350	-
Da a	3.30 > 6 m	G2	Ghiaia deb. Limosa addensata	36	85	-	-	1.80	450	-

METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI			
Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
INCOERENTI			
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Terzaghi e Peck
Densità relativa	Dr	(%)	Terzaghi e Peck
Peso di volume	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Dr
Modulo di Young	E_s	(kg/cm ²)	Tornaghi et Al.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE TIPO MEARDI AGI (DPSH)

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.

PESO MAGLIO	73 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	30 cm (N ₃₀)
LUNGHEZZA ASTE	120 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	32 mm
MASSA ASTE	6 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	51 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	60°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	120 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 cm



L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso.

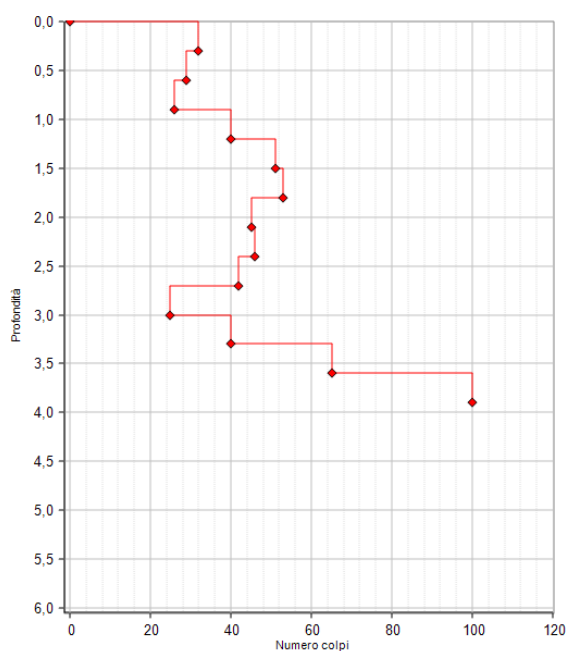
Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita.

Le aste, per ridurre l'attrito laterale, possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio.

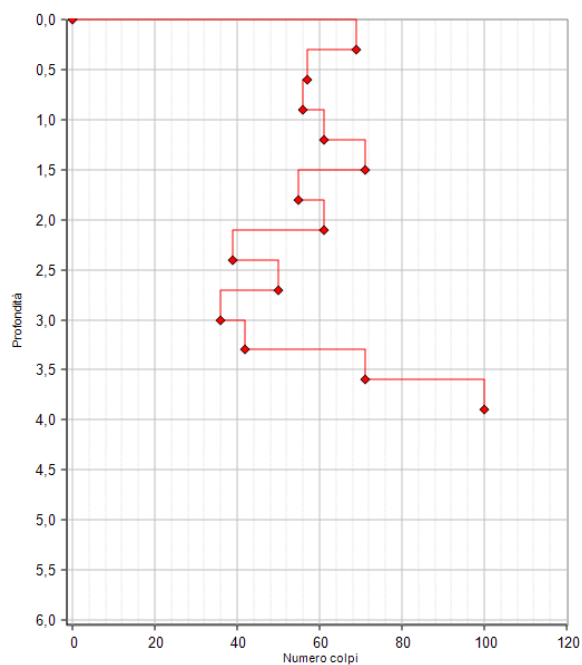
L'energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un'altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico.

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

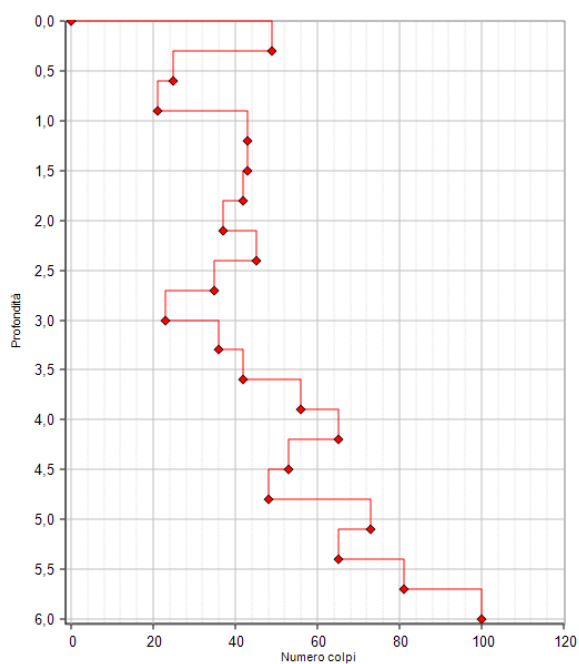
DPSH 1



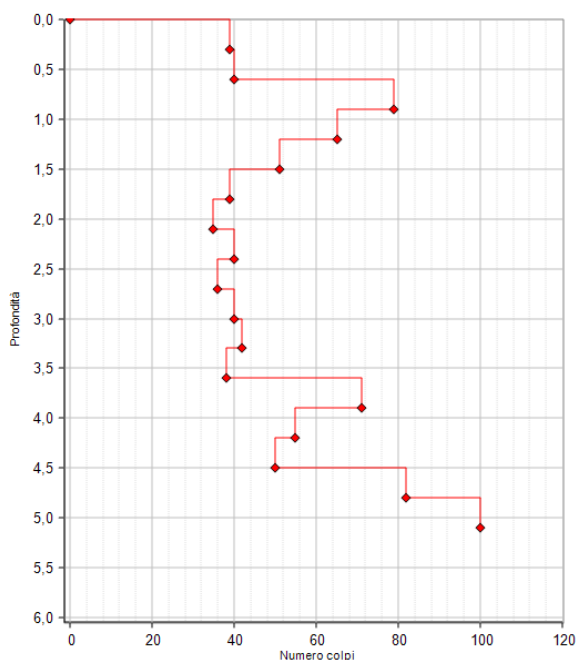
DPSH 2



DPSH 3



DPSH 4



SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO S1

Tecno Geologia Perforazioni srl
Via Pergola 51/A
25080 Moniga del Garda (BS)
P.Iva 04278880986



Committente Comeca Tecnologie spa	Profondità raggiunta 15 m	Quota Ass. P.C.	Certificato n°	Pagina 1
Operatore	Indagine Via Campagna Sopra 4, Lonato del Garda (BS)	Note1	Inizio/Fine Esecuzione 09/03/2022	
Responsabile	Sondaggio S1	Tipo Carotaggio Continuo	Tipo Sonda Comacchio Geo 601	Coordinate X Y

Scaia (m)	Litologia	Descrizione	Quota	Parametri geotecnici	S.P.T.	Prodotto Test kg/cmq	Vite Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Class. Categor.	Foglio	Altre prove	Altre prove
1		Terreno rimaneggiato-ghiaie con Ghiaia con sabbia e ciottoli	0.50		28-50-50 1.50 PA									
2					37-42-36 3.00 PA									
3			3.55											
4		Ghiaia con sabbia e ciottoli debolmente limosa			50 4.50 PA									
5					13-34-35 6.00 PA									
6														
7														
8														
9														
10					50 10.50 PC									
11														
12														
13														
14														
			15.00											

Campioni: S-Paneti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua
Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici
Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa
Carotaggio:Continuo

Sonda:Comacchio Geo 601
Responsabile



Cassette sondaggi carotaggio continuo

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**.

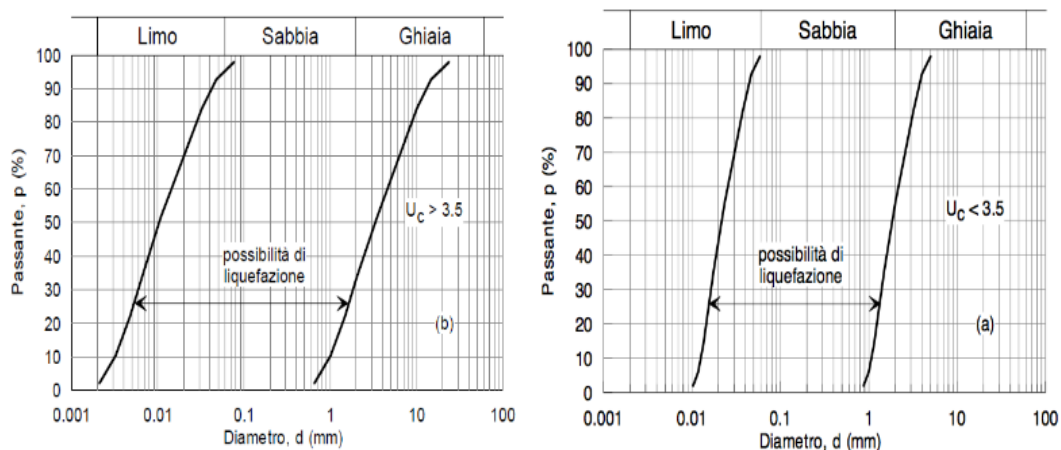
6.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

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. 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, del terzo e del quarto criterio sopra citato 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 **Brinch-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).

STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE A PLINTO PIANTA QUADRA

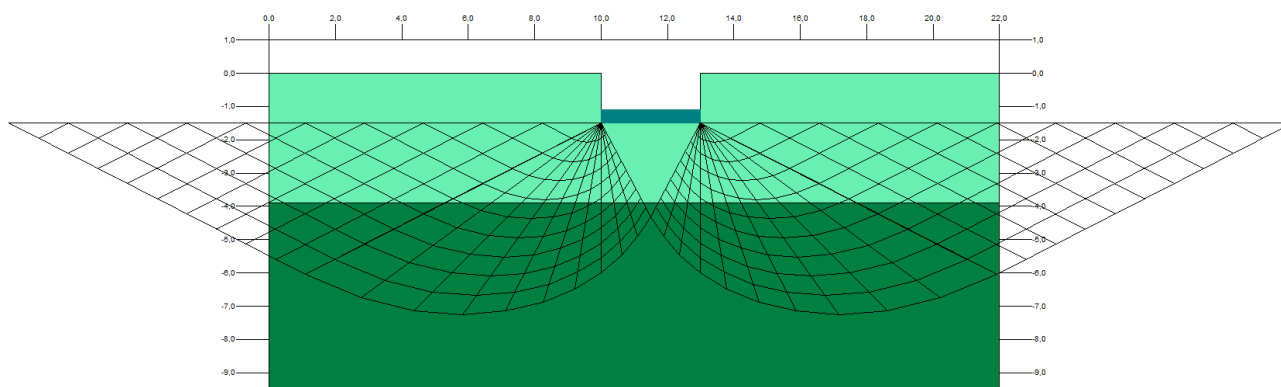
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	BR. HANSEN (1970)	Sismica: inclinazione del carico	10.90°
Dati al contorno	Profondità falda:	> 50.00 m	Condizione di verifica:	DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	3.00 m
PLINTO	[Df] (dir z): Profondità	1.50 m	Profondità cuneo efficace	2.70 m
Correzione	Bowles per le platee			

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	C _u	H _{str}	E	D _r
G1	1.80	1.80	34.00	0.00	0.00	3.30	350.00	70.00
G2	1.85	1.85	38.00	0.00	0.00	> 5	450.00	85.00

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m³)
y_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m³)
φ : angolo d'attrito interno (deg)
c' : Coesione drenata (kg/cm²)
C_u : Coesione non drenata (kg/cm²)
H_{str} : Spessore dello strato (m)
E : Modulo elastico/edometrico (kg/cm²)
D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante – MEDIA PARAMETRI

y	φ	c'	c _u
1.80	32.00	0.00	0.00

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

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot p_\gamma \cdot e_\gamma \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

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

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

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

Fattori di profondità

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

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

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_{q-}(1 - b_{q-}) / (N_q - 1)$$

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

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

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 forma

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

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

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

Fattori di inclinazione dei carichi

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

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

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

Fattori di inclinazione pendio

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

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

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

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

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

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

$$d_{yL} = 1.0$$

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

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

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

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

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

N _q	N _c	N _γ
29.44	42.16	28.77

Combinazioni di carico

condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.75	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.73	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00
y	0.60	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	1.75	1.10	0.77	1.00	1.00	1.00
q	1.56	1.06	0.77	1.00	1.00	1.00
y	0.81	1.00	0.49	1.00	1.00	1.00

STIMA SLU – CONDIZIONE STATICA

$$q_{SLU} = 6.50 \text{ kg/cm}^2$$

STIMA SLV – CONDIZIONE DINAMICA

$$q_{SLU} = 4.50 \text{ kg/cm}^2$$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE
 FS PARZIALE PER φ: 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_{ang}=distorsione angolare;

S₂=cedimento assoluto nel punto 2;

S₁=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	15 ÷ 30
	Accessibilità	30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	Murature portanti: 2.5 ÷ 5 Strutture intelaiate: 5 ÷ 10 Ciminiere, silos: 7.5 ÷ 30
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Da verificare δ/H ≤ 0.04 0.01 ÷ 0.02
	Rotazione di ciminiere e torri	
	Drenaggio di superfici pavimentate	
Rotazione relativa β	Operatività macchine	0.003
	Macchine tessili	0.0002
	Turbogeneratori	0.003
	Gru a ponte	0.005
	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	0.002
	Strutture semplici di acciaio	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: Bjerrum, 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/cm²) = 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:

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

$f_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$;
 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 inferiore agli SLV e tale per cui non si abbia un cedimento superiore a **25 mm**.

7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS 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 FONDAZIONE PLINTO A PIANTA QUADRA (lato = 3m)

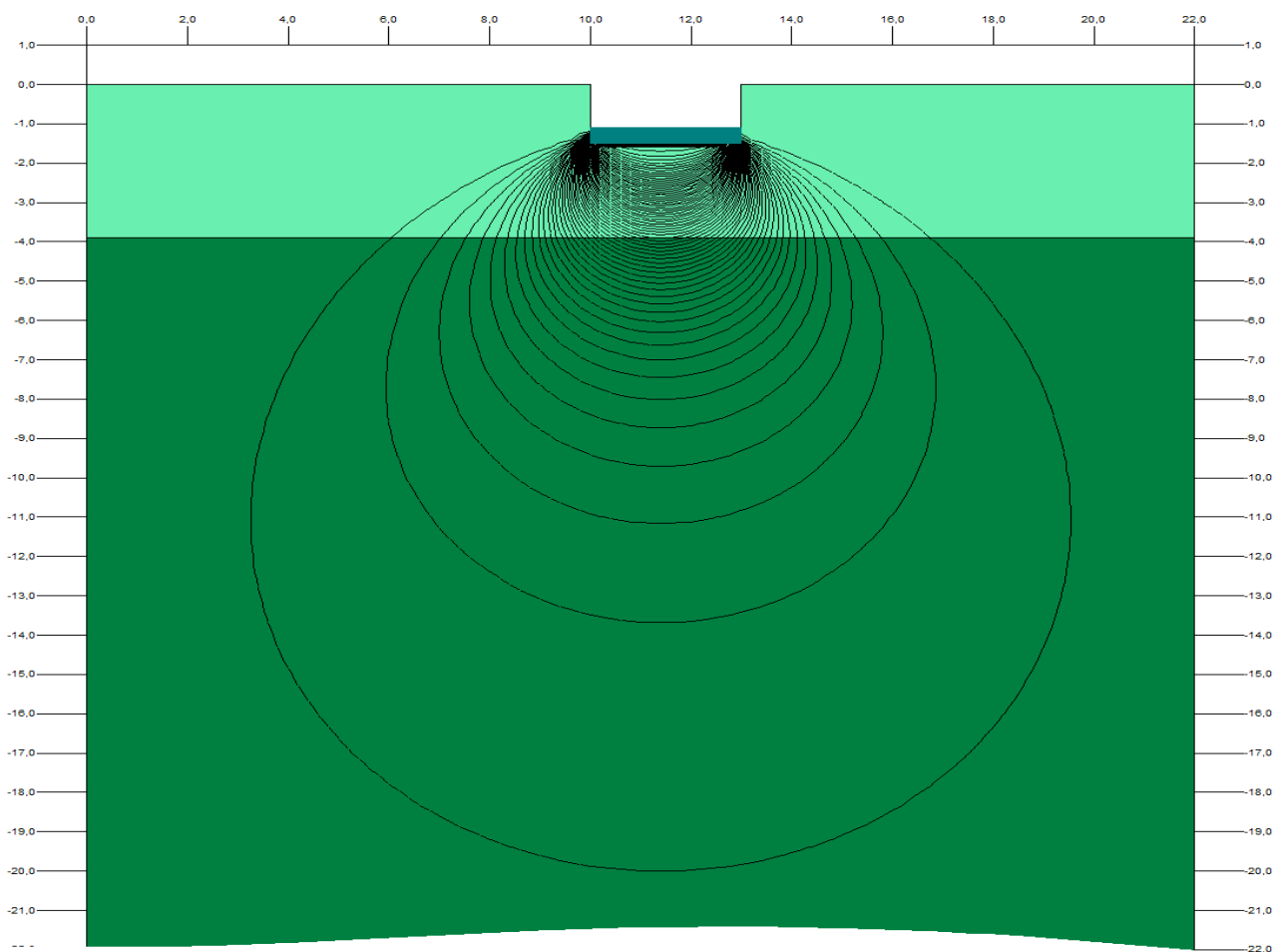
È stato stimato che il cedimento corrispondente al carico di esercizio di **3.30 kg/cm²**, con un plinto di lato di 3 m è pari a **2.50 cm**.

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato:	3.30	kg/cm²
Cedimento:	25	mm

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

Modulo di reazione	3.95	kg/cm ³
--------------------	------	--------------------



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 **Lonato del Garda** è la **zona Sismica 2**, come indicato nella D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129;
- Dell'indagine 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**;
- Dalla visione di stratigrafie di pozzi ubicati in zone limitrofe e da carta idrogeologica allegata al vigente PGT, si attesta che l'acqua sia presente a profondità maggiori di 50 m da p.c.;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata omessa in seguito all'applicazione del secondo, terzo e quarto criterio 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 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), 31/03/2022

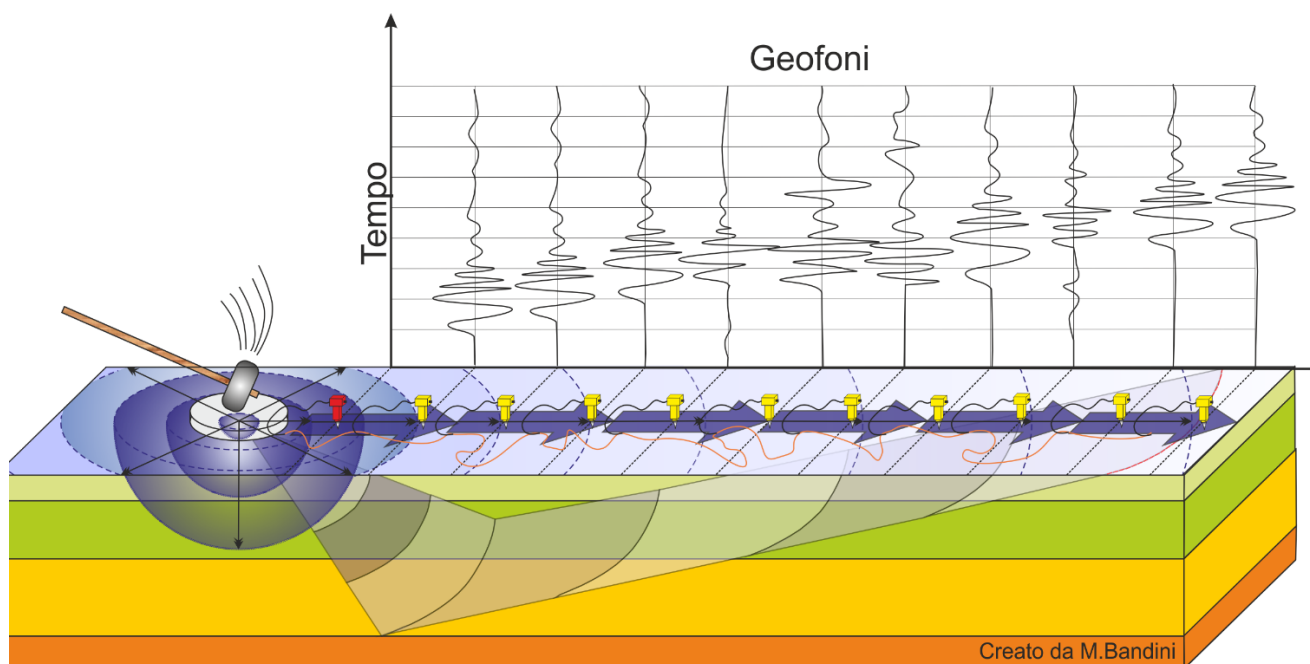
IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



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.



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:

$$v = \lambda \times v$$

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

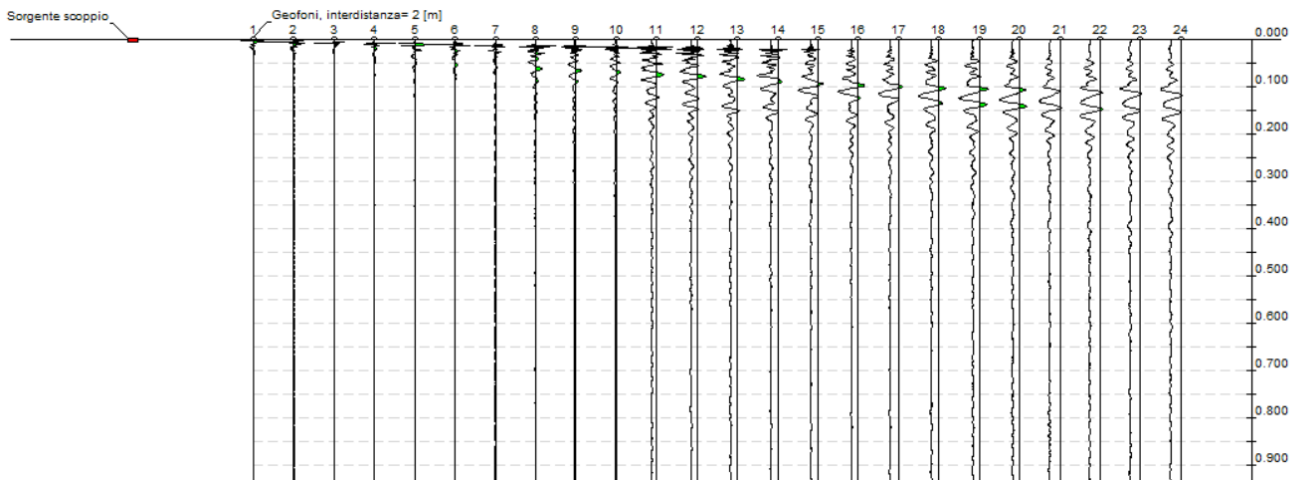
RISULTATI INDAGINE – LONATO DEL GARDA (BS)



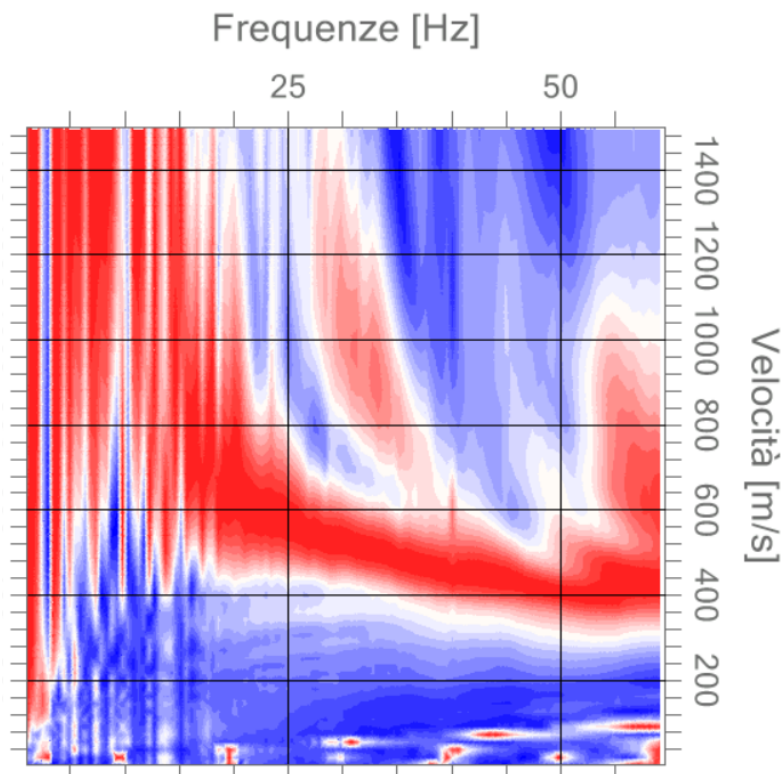
Stendimento MASW

MASW

Dato GPS: 45.459940°, 10.467023° (DD° FORMAT WGS 84)
 Data: 10/01/2022
 N. Tracce: 24
 Durata Acquisizione: 2048.0 msec
 Periodo di campionamento: 1.00 msec
 Offset da sorgente: 4 m
 Distanza intergeofonica: 2 m



SPETTRO VELOCITÀ DI FASE – FREQUENZE



HVSR

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 10/01/22 10:13:30 Fine registrazione: 10/01/22 10:23:30

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS 45.459940°, 10.467023° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h10'00". Analizzato 95% tracciato (selezione manuale)

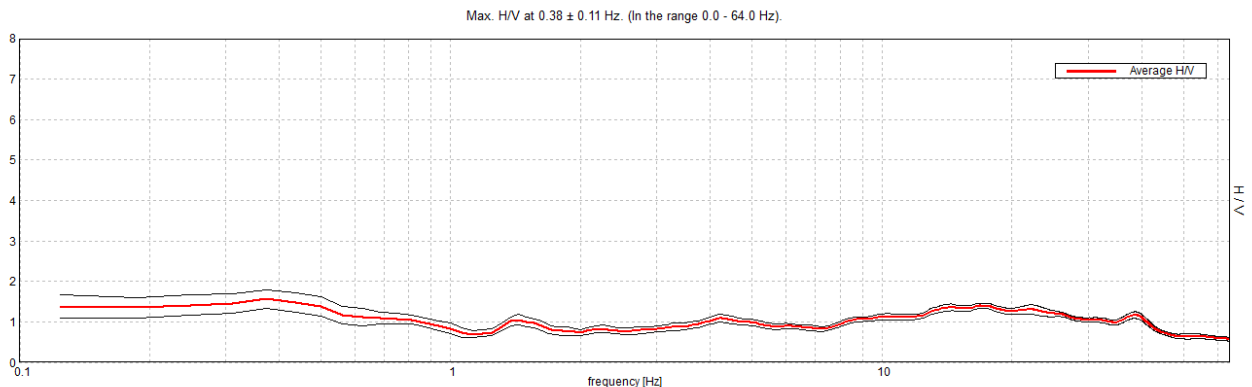
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 14 s

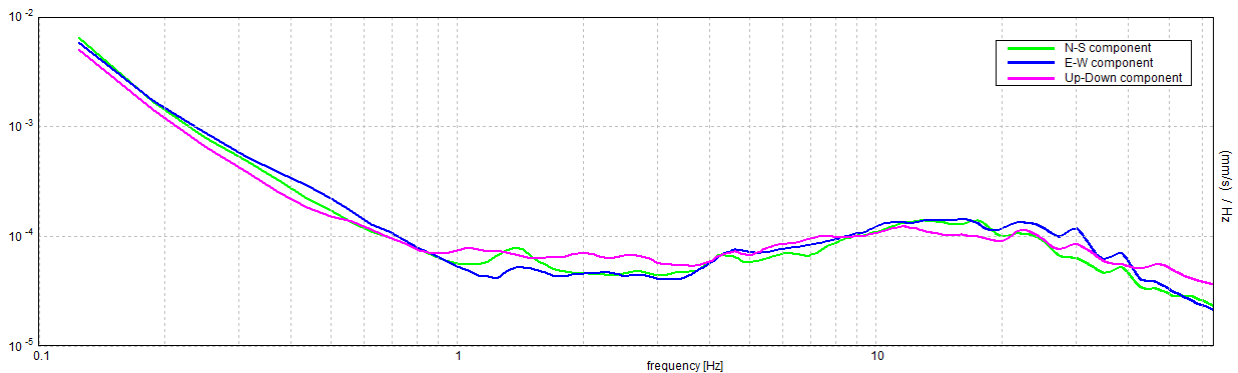
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a 0.38 ± 0.11 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$0.38 > 0.71$		NO
$n_c(f_0) > 200$	$210.0 > 200$	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 10	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.063 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.56 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.28137 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.10551 < 0.075$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2386 < 2.5$	OK	

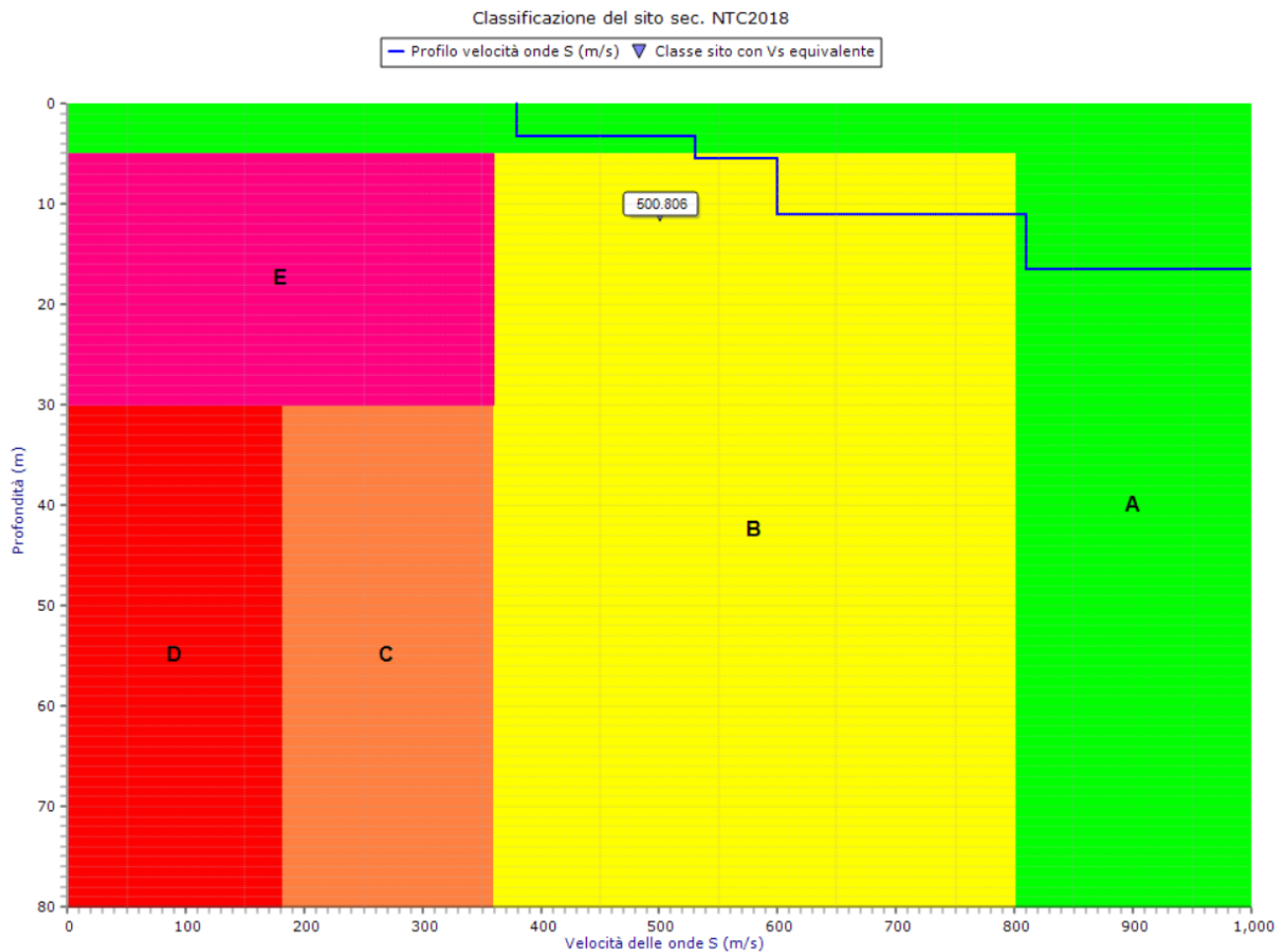
L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
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 σ_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	3.25	3.25	380	0.42
2	5.50	2.25	530	0.42
3	11.00	8.50	600	0.41
4	16.50	5.50	810	0.40
5	Inf.	Inf.	1025	0.38



Vs_eq (0.0-11.0) = 501 m/s

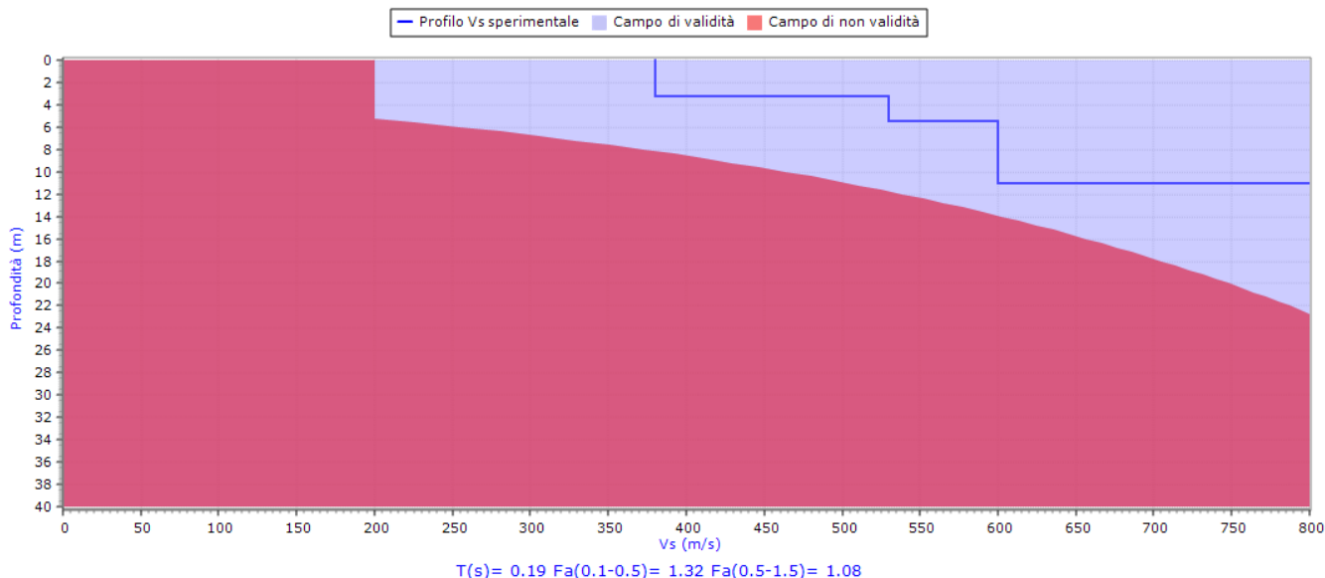
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018): B

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 **ghiaiosa**. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a **0.19 s**. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.32 < 1.5 + 0.1** (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.08 < 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 **Lonato del Garda (BS)** (1.5 e 1.7 rispettivamente):
I valori di Fa calcolati risultano inferiori a quello di soglia.

TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI FONDAMENTALI

CATEGORIA SOTTOSUOLO	V _{seq} da p.c. (m/s)	Frequenza fondamentale f ₀ (Hz)	Periodo oscill. fondamentale (s)	Fa (int 0.1-0.5 s)	Fa (int 0.5-1.5 s)
B	501	0.38	0.19	1.32	1.08

Moniga del Garda (BS), 17/01/2022

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

