

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



Indice

Contenuto del documento

1	PREMESSA.....	3
2	MODELLO GEOLOGICO.....	4
2.1	Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico	4
1.	CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO	11
3	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO	13
3.1	Determinazione del sisma di progetto	13
3.2	Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella	13
3.3	Stima dell'inclinazione del carico dovuta <i>ad eventi sismici</i>	15
4	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	16
4.1	Indagine geognostica in sito	16
4.1.1	Breve descrizione dell'indagine effettuata	16
4.1.2	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	16
4.2	Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno	16
5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)	21
5.1	Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche	21
5.2	Esclusione della verifica a liquefazione	21
5.3	Verifica alla liquefazione nel sito in esame	22
5.4	Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione	23
5.4.1	Azione sulla fondazione	24
5.4.2	Resistenza del terreno	24
6	STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	25
6.1	Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione	26
6.2	Cause dei cedimenti	26
7.2.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	27
7.2.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	27
7.2.3	Cedimenti assoluti e differenziali	27

6.3	Coefficiente di sottofondazione	28
6.4	Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)	29
7.2.4	Cedimenti Assoluti	29
7.2.5	Cedimenti Differenziali	29
6.5	Risultati del calcolo	30
6.6	Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma	31
7	CONCLUSIONI.....	33

1 PREMESSA

Su incarico della **Start Engineering S.r.l.** e per conto della **EG DANTE** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo del sito d'indagine a **Portomaggiore**, in **Via Val D'albero / Via Fiorana** distinto al **mappale 39** del **Foglio 85** del C.C. di **Argenta (FE)**, il quale sarà interessato dalla realizzazione di un impianto fotovoltaico.



Fonte: Start Engineering S.R.L.

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°1 prova penetrometrica statiche con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°2 sondaggi a carotaggio continuo;
- n°2 indagine geofisiche 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 MODELLO GEOLOGICO

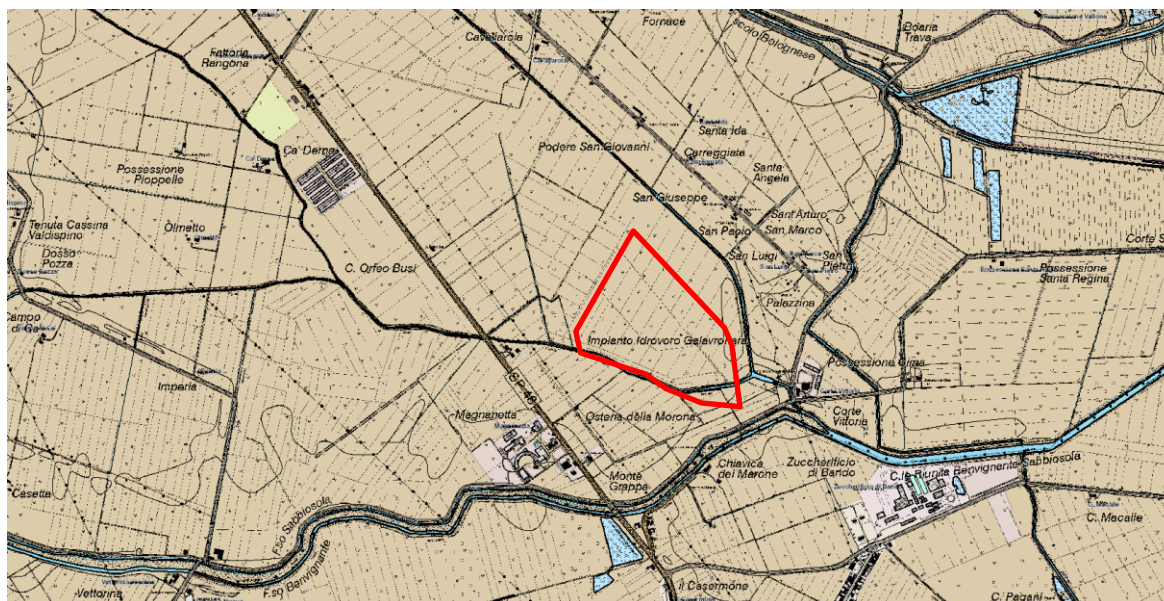
2.1 Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio ha un'estensione di 170.000 m² ricade nel settore centro settentrionale del territorio comunale di Argenta (FE), in loc. Bando, in un'area pianeggiante, attualmente destinata a coltivazioni agricole, ad una altitudine compresa tra circa **-0.30 m** e **-1.00 m s.l.m.**, ed insiste sul **mappale 10** del **foglio 156** del N.C.T.R. del Comune di Argenta.

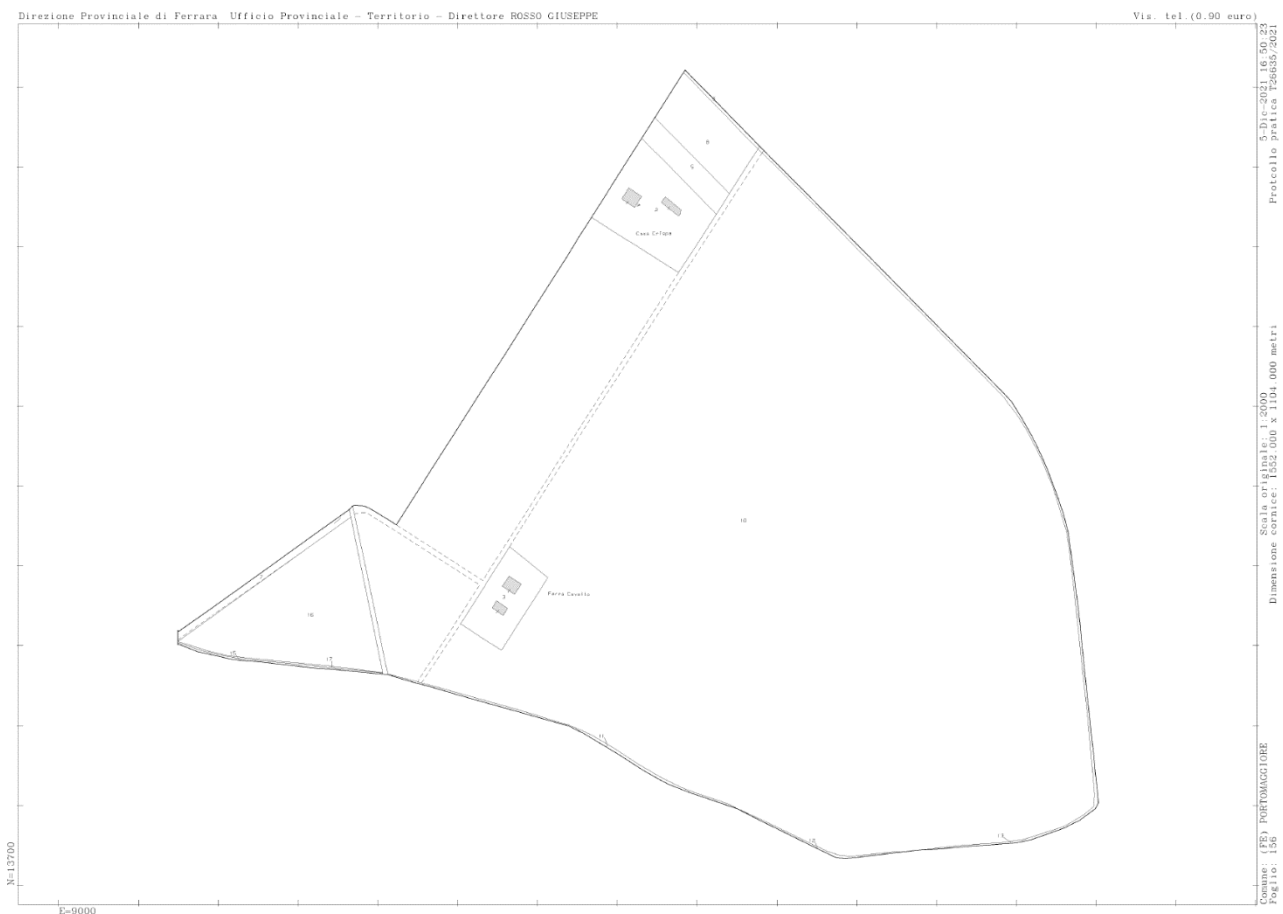
STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE – Sez. 205061 (Fonte: Geoportale Regione Emilia-Romagna)



STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE



Il territorio comunale di Lagosanto occupa una superficie di circa 311 km² e si colloca nella fascia meridionale della provincia, a circa 30 km a sud-est di Ferrara, in una zona completamente pianeggiante. Il sito oggetto di intervento è ubicato in un settore pianeggiante compreso tra le quote di **-0.30 m e -1.00 m s.l.m.**

Dal punto di vista **geomorfologico e geologico**, il contesto dell'area in esame è da porre in stretta relazione con la storia evolutiva del bacino padano. La dinamica interazione di importanti deformazioni tettoniche ed oscillazioni eustatiche del livello marino hanno determinato la successione di vari ambienti sedimentari, responsabili della situazione stratigrafica oggi osservata. In particolare, la parte sommitale della copertura sedimentaria del bacino è costituita, al di sopra dei depositi pliocenici marini, da sedimenti quaternari che sono suddivisibili, dal basso verso l'alto, in: depositi marini di ambiente prevalentemente litorale, depositi continentali fini riferibili ad ambienti di piana di inondazione alluvionale e depositi continentali grossolani alternati ad argille e limi associabili ad ambienti di conoide alluvionale. Questi ultimi rappresentano i sedimenti più recenti rinvenibili all'interno del bacino.

La zona d'indagine è stata sede di un antico delta fluviale del Fiume Padoa-Eridania, diventato poi l'attuale fiume Po; pertanto, la zona si caratterizza per l'eterogeneità degli ambienti di sedimentazione, sia in orizzontale che verticale. Come si può vedere dall'estratto della Carta Geomorfologica della Provincia di Ferrara (riportata più sotto), l'area di studio si colloca su depositi vallivi e palustri con deposizione di sedimenti a bassa energia.

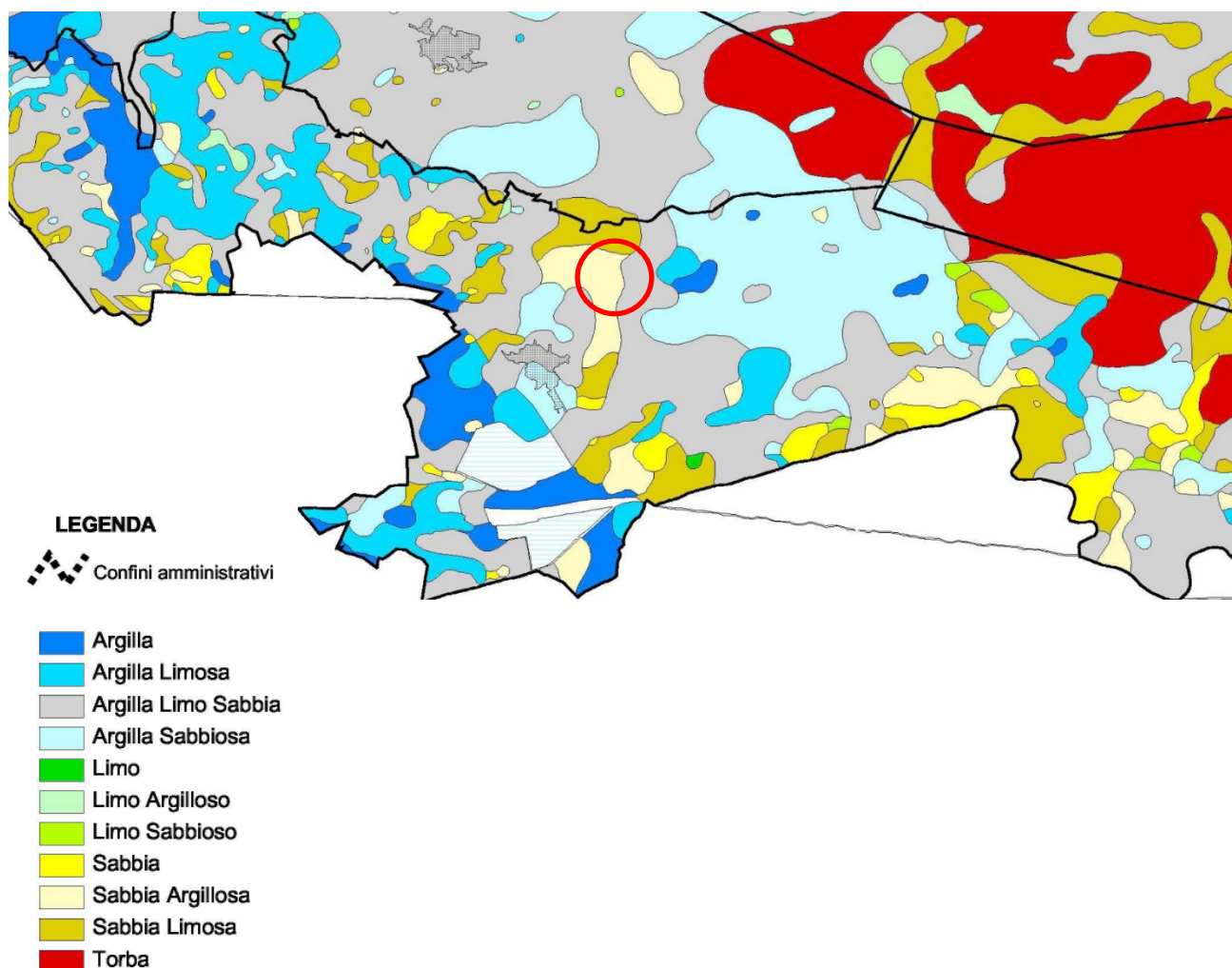
In questa zona, le facies deposizionali che si sono succedute durante la progradazione della linea di costa, seguita ad eventi di trasgressione marina, spaziano da ambienti marini, marino-costieri, fluviali e palustri.

Dal punto di vista geologico-strutturale, il bacino dell'attuale Pianura Padana tuttora subsidente, era compreso nel più ampio Bacino Padano – Adriatico, che corrisponde alla zona di subsidenza sin – orogenica e post – orogenica compresa tra le zone di sollevamento dell'Appennino e delle Alpi; strutturalmente il bacino padano può essere considerato in generale, come un'area di avanfossa, originatasi dalla progressiva subduzione della placca Africana verso quella Europea con probabile subduzione della interposta microplacca padano – adriatica soggetta ad un doppio fenomeno di compressione, al di sotto delle coltri appenniniche e sud alpine.

L'arco delle pieghe ferraresi – romagnole, ora sepolte dalla coltre alluvionale, reso noto dalle prospezioni del sottosuolo per ricerche di idrocarburi, è l'elemento strutturale più esterno dell'Appennino settentrionale, all'interno del quale si possono distinguere:

- le pieghe ferraresi, più esterne, con nucleo mesozoico molto sollevato e tettonizzato, in posizione elevata in sovrascorrimento sul Terziario, e serie terziarie di spessore generalmente ridotto o mancante;
- le pieghe romagnole relativamente più interne e le pieghe adriatiche, le quali si sviluppano prevalentemente nell'area marina.

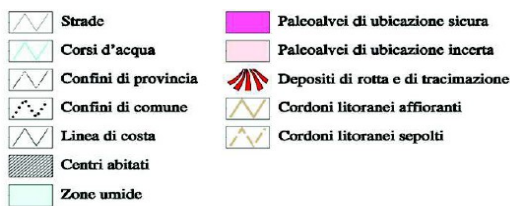
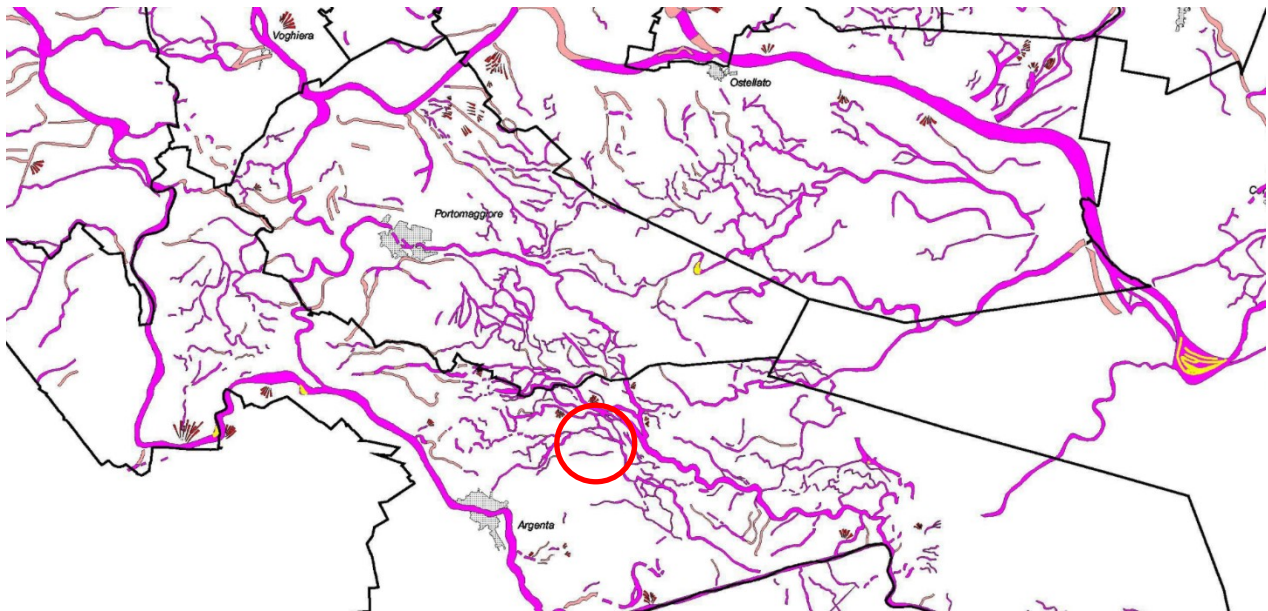
STRALCIO CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE DELLA PROVINCIA DI FERRARA (Fonte: Provincia di Ferrara)



Come si osserva dalla carta della litologia di superficie della Provincia di Ferrara, le litologie dominanti nell'area di studio sono le sabbie, le sabbie argillose e le argille sabbiose.

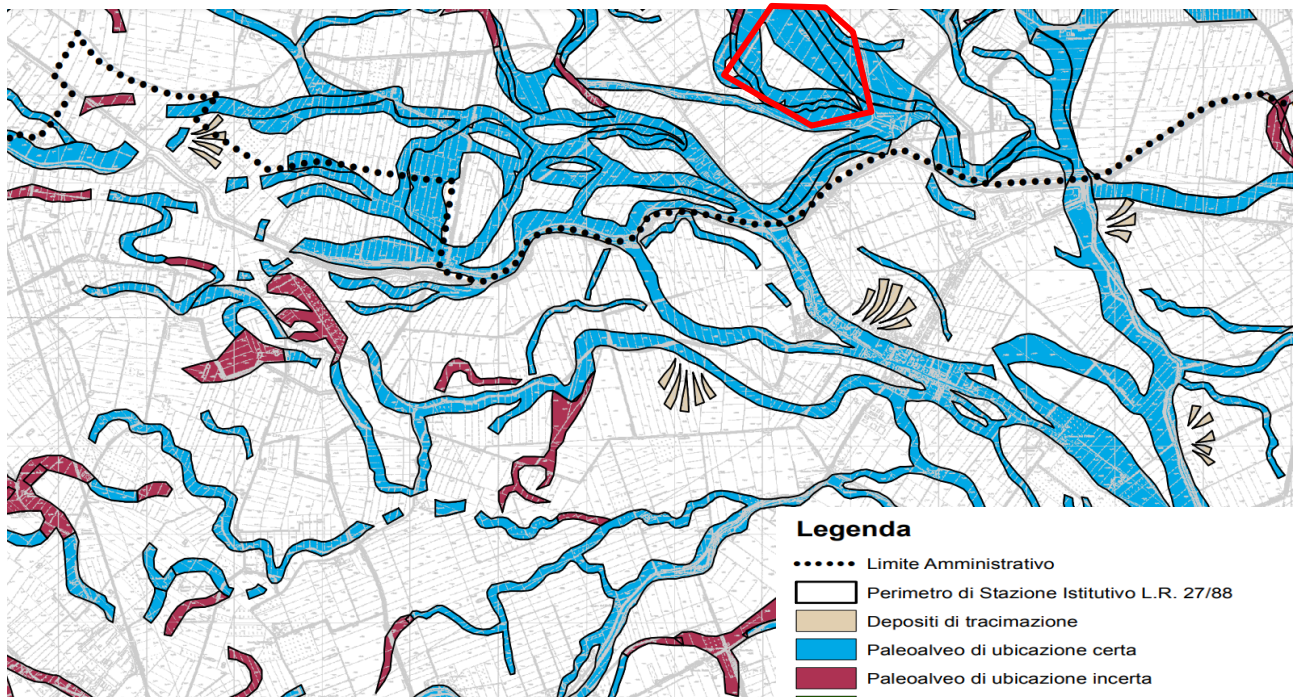
Di seguito si riporta la Carta Geomorfologica della provincia di Ferrara.

STRALCIO CARTA GEOMORFOLOGICA DELLA PROVINCIA DI FERRARA (Fonte: Provincia di Ferrara)



Per un maggiore dettaglio è stata consultata anche la carta di Analisi Geomorfologica del Parco Regionale del Delta del Po; dalla consultazione della stessa si evince che all'interno dell'area di studio è localizzato un paleoalveo di certa ubicazione.

STRALCIO CARTA DELL'ANALISI GEOMORFOLOGICA (Fonte: Parco Regionale del Delta del Po)



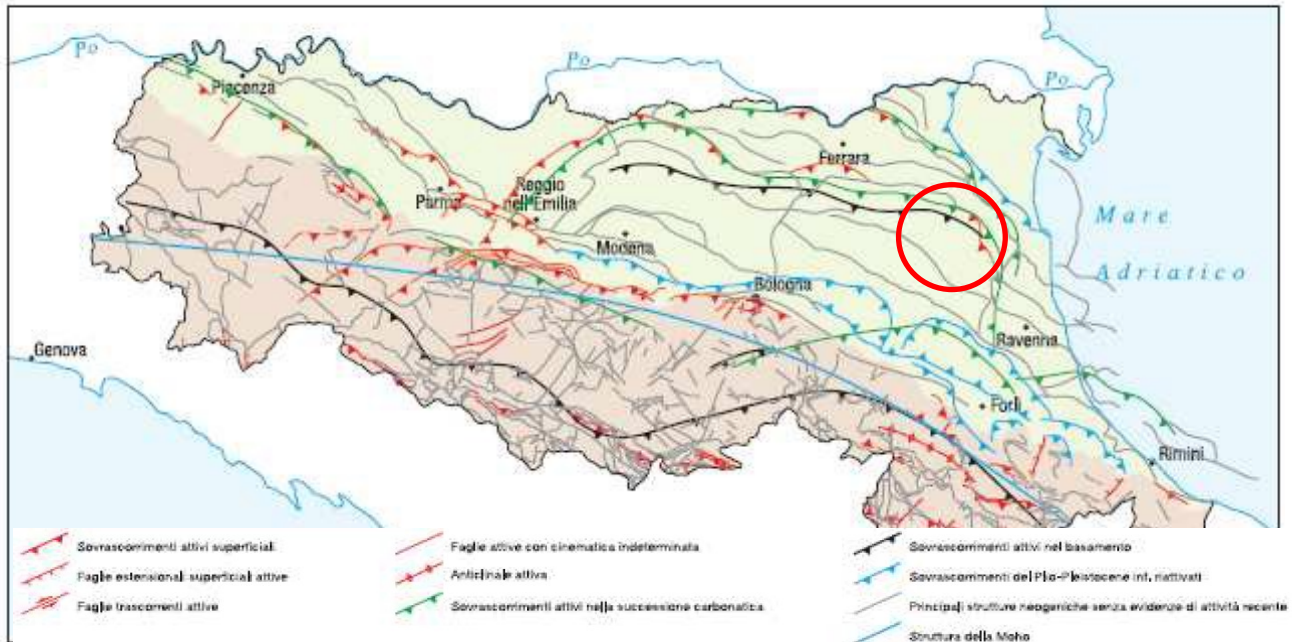
Nel Pliocene inferiore, la zona ferrarese viene interessata da una moderata subsidenza, più accentuata in corrispondenza degli assi sinclinalici esterni alle pieghe ferraresi. Il mare di questo periodo copriva anche le strutture positive dell'area, sulle quali si depositavano spessori più esigui di sedimenti. Nella zona intorno a Ferrara ed in corrispondenza del litorale attuale, lo spessore dei sedimenti pliocenici si aggira intorno ai 1000 metri, mentre il complesso di quelli quaternari supera quasi ovunque i 3000 metri, con massimi verso l'Adriatico.

Dal punto di vista **idrografico** il territorio in esame è incluso nell'area del Delta del Po. L'assetto idrografico del Comune di Argenta fa capo al sistema del Fiume Reno. Il reticolo idrografico del tratto limitrofo al sito è composto da fiumi, canalizzazioni irrigue, canalizzazioni di scolo e laghi. Il fiume Reno, dopo un primo tratto vallivo, si snoda attraverso i territori di pianura delle province di Bologna, Ferrara e Ravenna; vi si immettono, in sinistra, il torrente Samoggia, ed in destra il canale Navile, i torrenti Savena Abbandonato, Idice, Sillaro, Santerno, Senio. Le caratteristiche morfologiche dell'asta in esame sono estremamente variabili risentendo delle diverse vicende idrauliche che, nel tempo, hanno determinato l'attuale assetto del fiume Reno. Alle origini, il bacino naturale del Reno si chiudeva alla confluenza con il torrente Samoggia divenendo a valle affluente di destra del fiume Po. A seguito di grandi lavori di riassetto idraulico tesi al recupero ed alla bonifica dei territori vallivi della bassa pianura bolognese, ferrarese e ravennate, il Reno venne inalveato, secondo la proposta di Padre Lecchi formulata nel 1767 e definita "di valle in valle", attraverso il Cavo Benedettino ed il tratto terminale del Po di Primaro giungendo, con successive opere di sistemazione e drizzagni, fino ad assumere l'attuale configurazione. L'area di studio è ubicata circa 6.5 km a nord-est del Canale delle Botte e del tratto di Fiume Reno che solca la pianura nel territorio comunale di Argenta (a sud dell'abitato) e circa 3 km a nord-ovest del Canale Circondariale Gramigne Fosse. Da questo canale maggiore, si dipartono numerosi canali secondari e sottocanali atti all'irrigazione dei campi a coltivo. L'area di studio è proprio costeggiata nei suoi lati nord e ovest proprio da uno di questi canali secondari.

Relativamente all'assetto strutturale, a piccola scala, non sono presenti evidenze di movimenti tettonici importanti, mentre a grande scala la zona di pianura dell'Emilia Romagna è interessata da una serie di sovrascorrimenti orientati in senso circa ESE-WNW. Questo è spiegato dal lento e

progressivo avanzamento della catena appenninica verso NNE, per via della subduzione della placca Adria sotto quella Euro-Asiatica. I sovrascorrimenti di cui sopra sono localizzati a diversi km di profondità dal p.c., sepolti dalla spessa coltre di sedimenti della pianura padana.

STRALCIO CARTA TETTONICA DELL'EMILIA-ROMAGNA

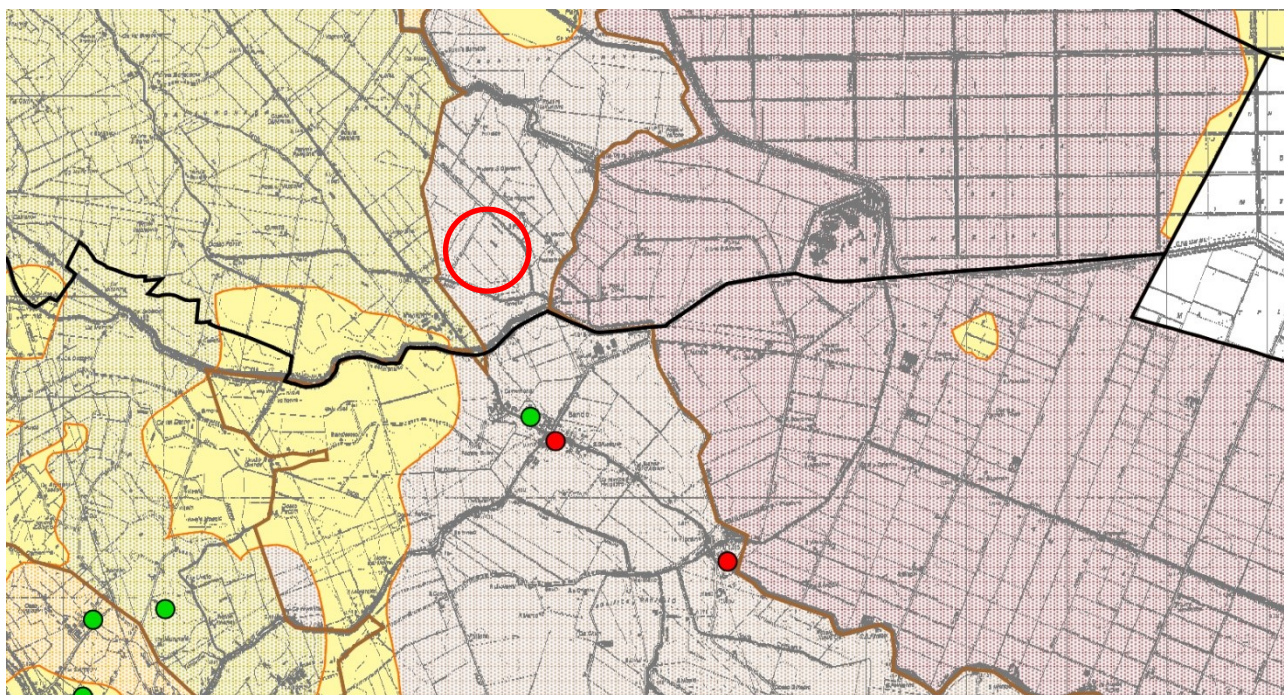


Dal punto di vista **idrogeologico**, l'area indagata è caratterizzata dalla presenza di un acquifero superficiale a cui segue in profondità un acquifero multistrato in pressione. Quest'ultimo appartiene al sistema acquifero della pianura Padana che può essere sinteticamente considerato come un sistema multistrato formato dai complessi delle conoidi appenniniche ed alpine e dai complessi della media e bassa pianura. Tale struttura è limitata lateralmente dai rilievi montuosi, Alpi ed Appennini a Nord, Ovest e Sud, e dall'Adriatico ad Est.

All'atto delle prove in sito e durante l'esecuzione dei sondaggi, è stata riscontrata la presenza della **falda freatica** a circa **1.50 m ± 160 m** dal p.c.

Geotecnicamente l'area di studio è caratterizzata da terreni aventi in generale caratteristiche geomeccaniche scadenti, come si può notare dalla Carta delle Qualità Geotecniche riportata di seguito.

STRALCIO CARTA DELLE QUALITA' GEOTECNICHE (Fonte: Unione dei Comuni Valli e Delizie)



Legenda

□ Confini comunali

Classificazione delle prove penetrometriche statiche in funzione dei valori di resistenza alla punta

- Molto basse
- Basse
- Medie
- Alte
- Molto alte

■ Litologie di superficie a componente sabbiosa

Caratteristiche geotecniche indicative

- Molto scarse
- Scarse
- Medie
- Buone
- Molto buone

RESISTENZA ALLA PUNTA MEDIA 0,8 m / -0,3 m Rp (kg/cm ²)	PUNTEGGIO A
Rp ≤ 5 kg/cm ²	0
5 kg/cm ² < Rp ≤ 10 kg/cm ²	1
10 kg/cm ² < Rp ≤ 25 kg/cm ²	2
25 kg/cm ² < Rp ≤ 50 kg/cm ²	3
Rp > 50 kg/cm ²	4

Intervalli di resistenza alla punta e rispettivi punteggi per i terreni compresi tra -0,8 m da p.c. e -3,0 m da

RESISTENZA ALLA PUNTA MEDIA -0,8 m / -7,0 m Rp (kg/cm ²)	PUNTEGGIO B
Rp ≤ 5 kg/cm ²	0
5 kg/cm ² < Rp ≤ 10 kg/cm ²	1
10 kg/cm ² < Rp ≤ 25 kg/cm ²	2
25 kg/cm ² < Rp ≤ 50 kg/cm ²	3
Rp > 50 kg/cm ²	4

Intervalli di resistenza alla punta e rispettivi punteggi per i terreni compresi tra -0,8 m da p.c. e -7,0 m da

RESISTENZA ALLA PUNTA MINIMI -0,8 m / -3,0 m Rp (kg/cm ²)	PUNTEGGIO C
Rp ≤ 3 kg/cm ²	-1
Rp > 3 kg/cm ²	0

Valori di resistenza alla punta minimi e rispettivi punteggi per i terreni compresi tra -0,8 m da p.c. e -3,0 m da p.c.

Punteggio totale "p"	Valore di resistenze alla punta	Colore
0 ≤ p ≤ 1	Molto Scarse	Nero
1 < p ≤ 3	Scarse	Blu
3 < p ≤ 5	Medie	Verde
5 < p ≤ 7	Buone	Rosso
7 < p ≤ 8	Molto Buone	Arancio

Classificazione delle prove penetrometriche in funzione del punteggio

3 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO

A seguito del Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519, il Comune di Portomaggiore è inserito **in zona sismica 3**, ovvero appartiene a quelle zone caratterizzate da:

- Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15;
- Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15g.

Figura 1 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA AL 30 APRILE 2021 (fonte: Protezione Civile)

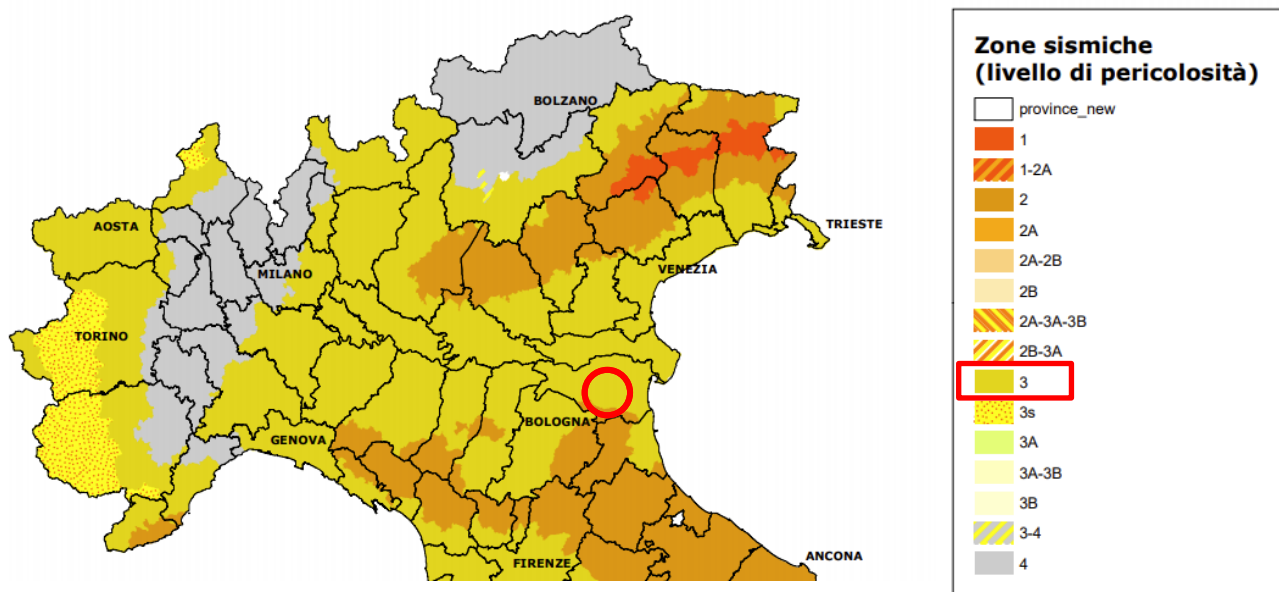
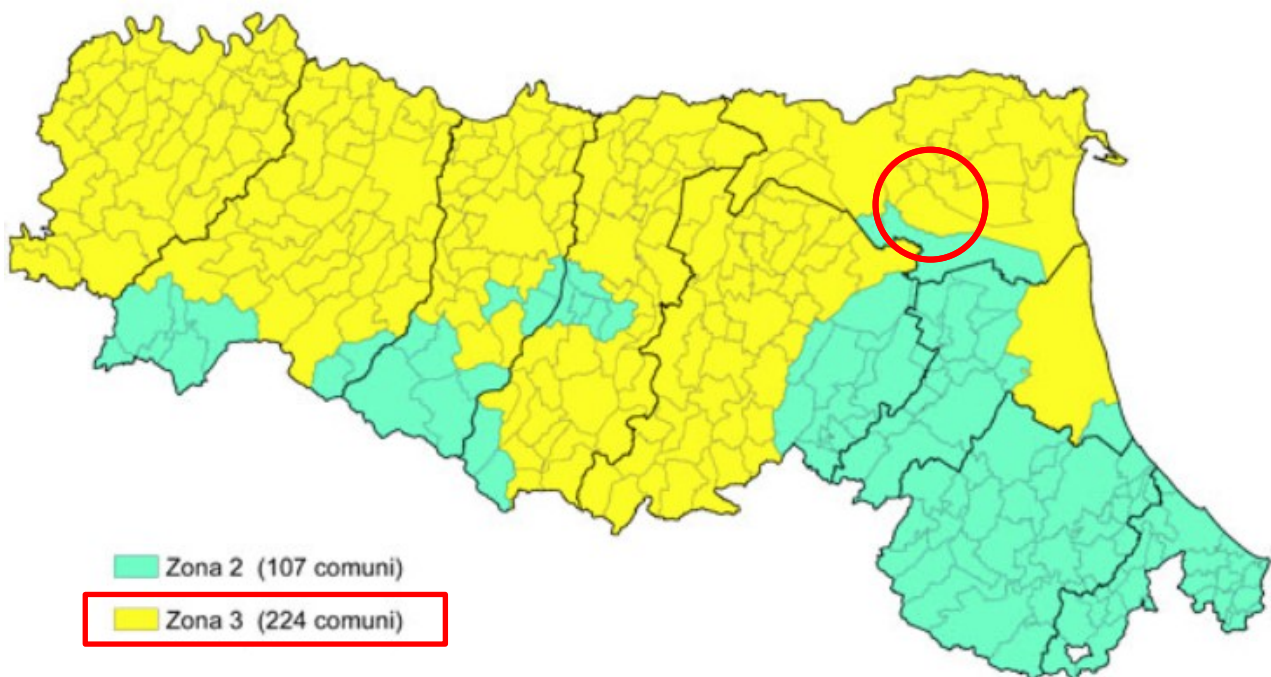


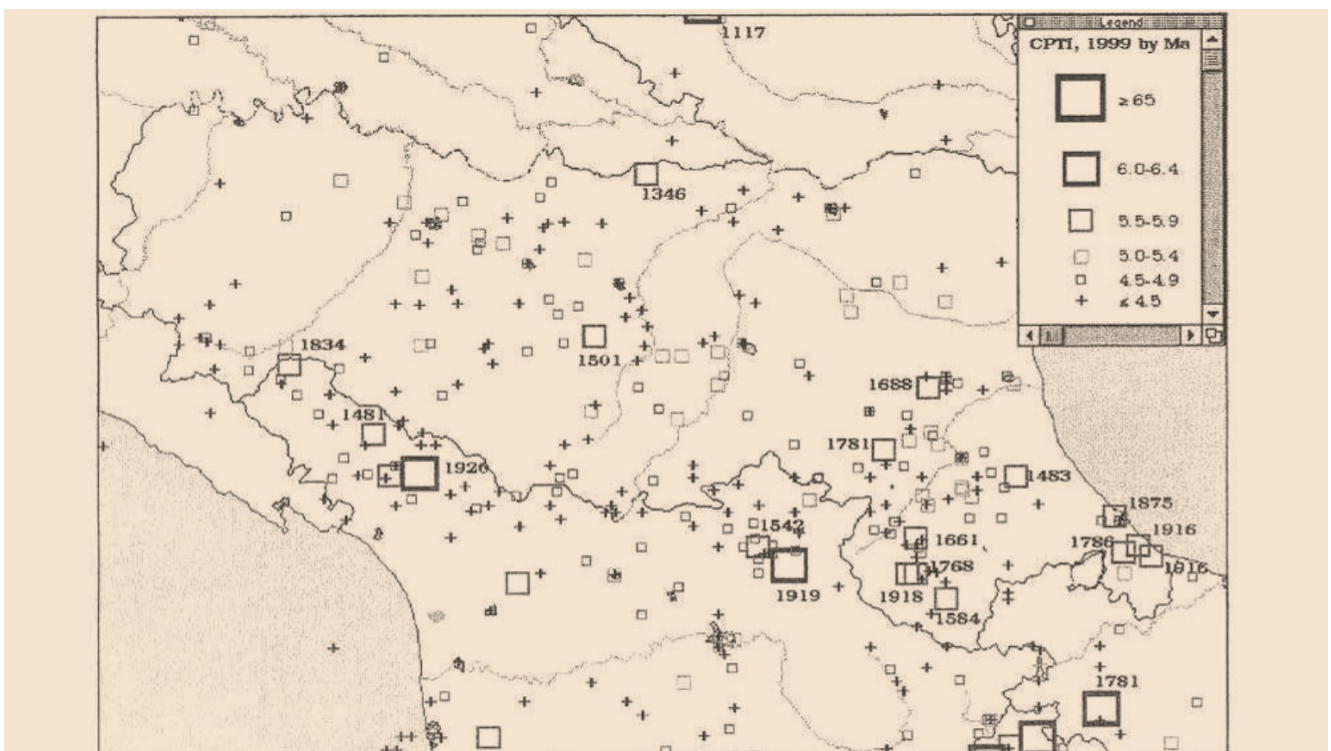
Figura 2 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE (fonte: Geoportale Emilia-Romagna)



Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

L'Emilia-Romagna è stata interessata da terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6, della scala Richter e intensità massima del IX°-X° grado della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg), come evidenziato nella figura sottostante.

Figura 3 - ESTRATTO CARTA DEGLI EPICENTRI DEI TERREMOTI STORICI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA (fonte: CPTI)



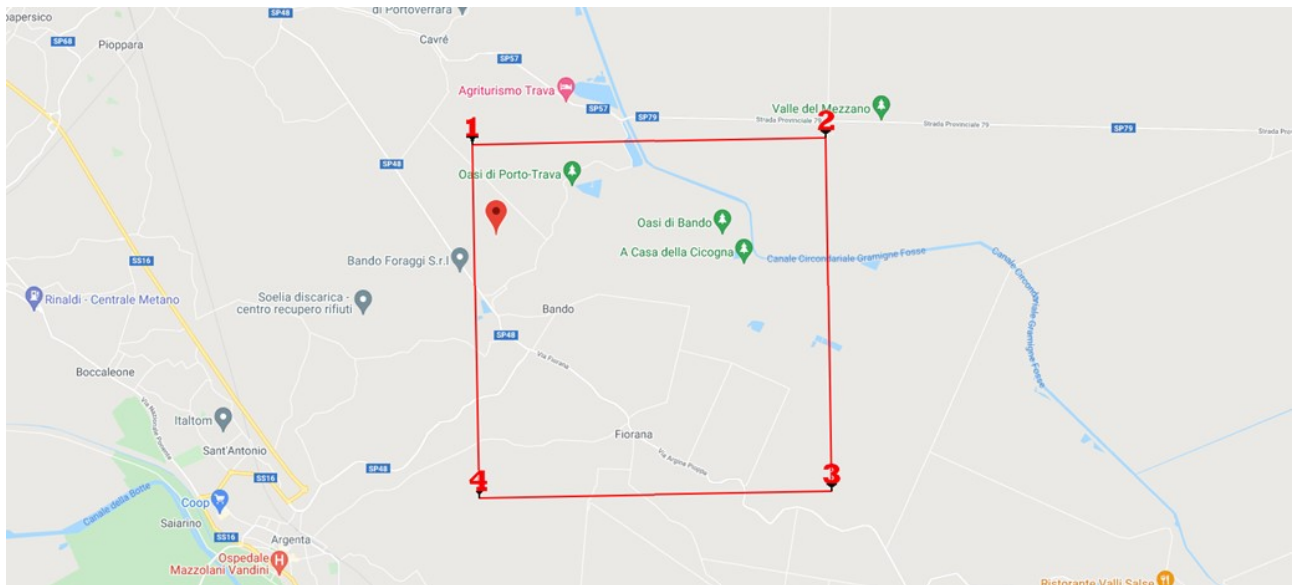
I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Gli eventi del recente 2012 hanno fornito magnitudini massime di 5,9.

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).

Figura 4 - VERTICI MAGLIA APPARTENENZA – coordinate geografiche WGS 84



Dati sismici				
Latitudine (deg):	44.659945	Longitudine (deg):	11.877785	Categoria del terreno: C
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria
Classe d'uso:	I	c_u :	0.70	Tempo ritorno sisma (anni): 332
Categoria topografica:	T1	Fattore topografico S_t :	1.00	

Dati parametri sismici				
INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 16072	ID NODO 2 16073	ID NODO 3 16295	ID NODO 2 16294

Riepilogo dati interpolazione nodi nel punto struttura dalle distanze dei punti INGV SLV				
F_0	2.584	T_c (s):	0.272	Amplif. stratigr. S_s : 1.50
				Fattore riduzione β : 0.24
				a_{gh} base (g) 0.132
				a_{gh} max (g) 0.1938

- $a_{gh_{max}}$ 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:

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

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
A	<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	≥ 800
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	360	800
C	<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	180	360
D	<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	100	180
E	<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	D	C

I valori delle V_{seq} stimati dall'indagine sismica **MASW** e **HVSR** hanno fornito un valore di circa **216 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo C** secondo il D.M. 17.01.2018.

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:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 10.95^\circ.$$

5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1 Indagine geognostica in sito

5.1.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici sono state eseguite:

- n°1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°2 sondaggio a carotaggio continuo;
- n°2 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVA	PROF. RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
S1	15	15	1.61
S2	15	15	1.49
CPTU 1	20	6.80	1.60

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 (q_c 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 q_c 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 q_c e con la seguente relazione statistica:

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

dove:

p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (q_c);

p_m = valore medio del parametro (q_c);

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 rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.").

UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA SEMPLIFICATA



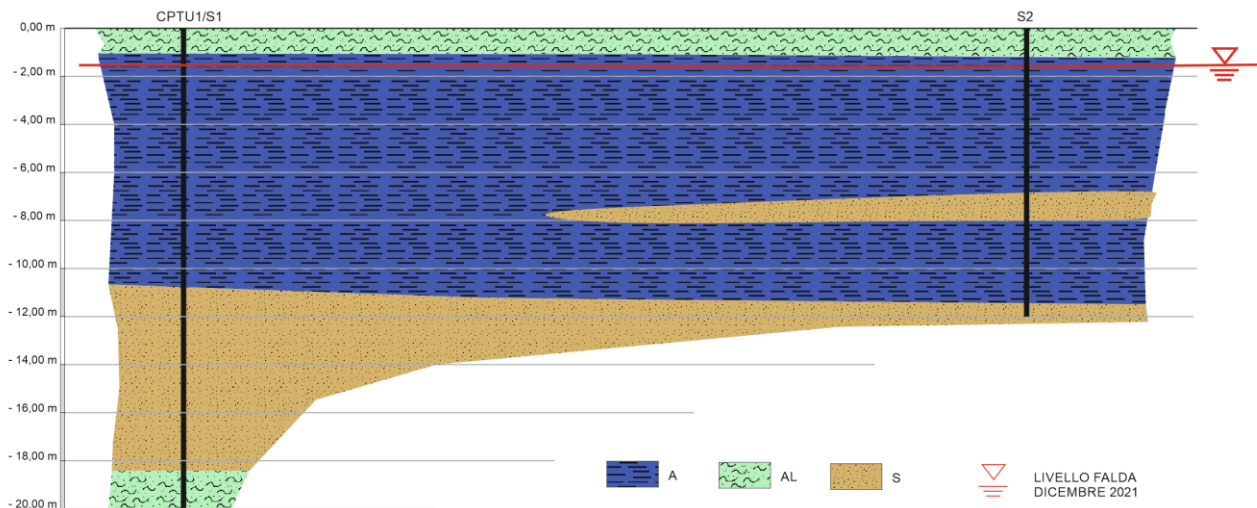
SONDAGGIO ● CPTU ● HVSR ●

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)

Profondità m	Unità Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Dr (%)	Cu kg/cm ²	c' kg/cm ²	γ_{nat} t/m ³	E_s kg/cm ²	M kg/cm ²	K m/s
Come da sezione	AL	Terreno vegetale caratterizzato da limo argilloso consistente, talora debolmente sabbioso	-	-	1.50	-	1.90	-	100	1*10 ⁻⁸
Come da sezione	AL	argilla limosa soffice	-	-	0.20	-	1.80	-	25	1*10 ⁻⁹
Come da sezione	S	Sabbia debolmente limosa mediamente addensata	30	35	-	-	1.80	120	-	1*10 ⁻⁵

METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Schmertmann - sabbia fine
Densità relativa incoerenti	Dr	(%)	Kulhawy & Mayne
Coesione non drenata	Cu	(kg/cm ²)	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Rapporto di sovra consolidazione	O.C.R.	-	Kulhawy & Mayne
Peso di volume incoerenti	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Dr
Peso di volume coesivi	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Cu
Modulo di Young incoerenti	E_s	(kg/cm ²)	Schmertmann
Modulo edometrico coesivi	M	(kg/cm ²)	Mitchell & Gardner - CL
Coefficiente di permeabilità	K	(m/s)	Da piezocono



PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA (CPTE)

Fa parte dei penetrometri statici anche il penetrometro elettrico. Con tale strumento, che rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico, la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, vengono misurate in modo indipendente, con trasduttori montati nella punta che inviano direttamente un segnale alla centralina posta in superficie.

Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione sulla verticale delle stesse e correggerne gli eventuali errori conseguenti.

La **frequenza delle misure**, nel nostro caso sarà di **1 cm** ed i dati, acquisiti direttamente in forma numerica (digitalizzati), possono essere rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova.

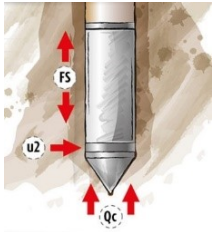
I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento.

PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA CON PIEZOCONO (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)

Denominata anche "piezocono", tale prova è caratterizzata dal fatto che il penetrometro statico a punta elettrica in questione è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio detto filtro, posizionato sulla punta dello strumento od in prossimità di essa, che permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione qc ed fs, anche la **pressione interstiziale u nei terreni saturi al di sotto del livello di falda**, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.



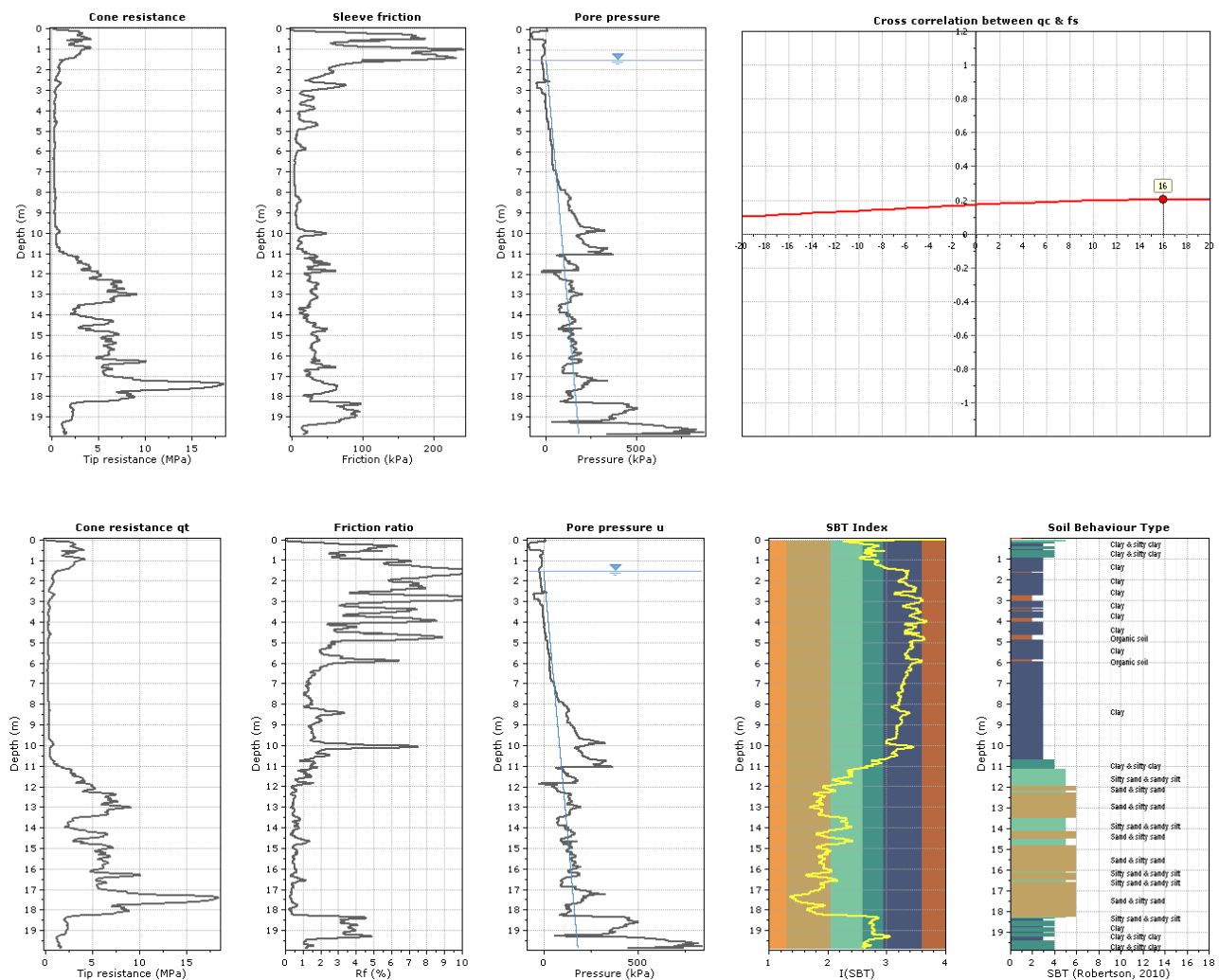
La misura della pressione neutrale u è condizionata dalla completa saturazione del filtro, che si ottiene saturando preventivamente il filtro stesso con fluidi viscosi quali oli silconici. Questa prova permette di identificare stratificazioni, anche molto sottili con differenti caratteristiche di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea della resistenza alla punta qc e della pressione neutrale u . Tale peculiarità è utilizzata nello studio dei problemi di filtrazione e consolidazione.

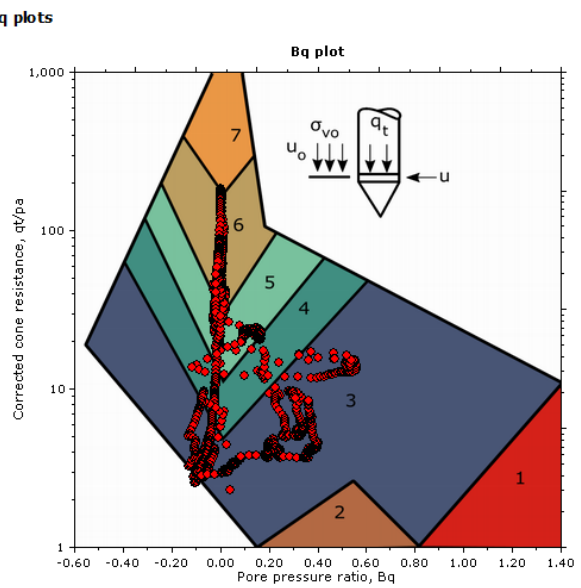
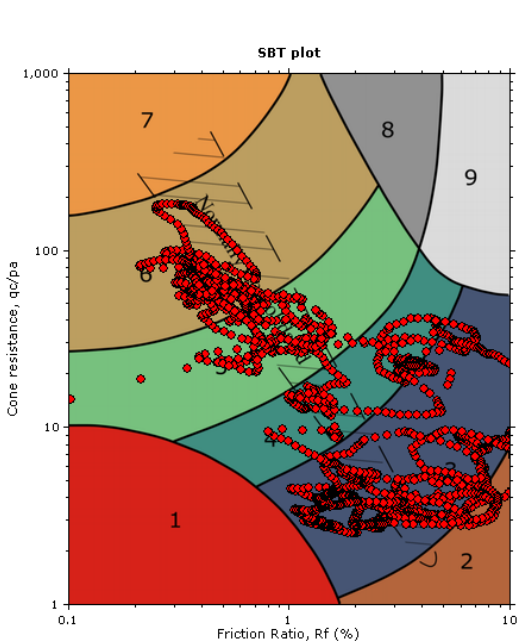
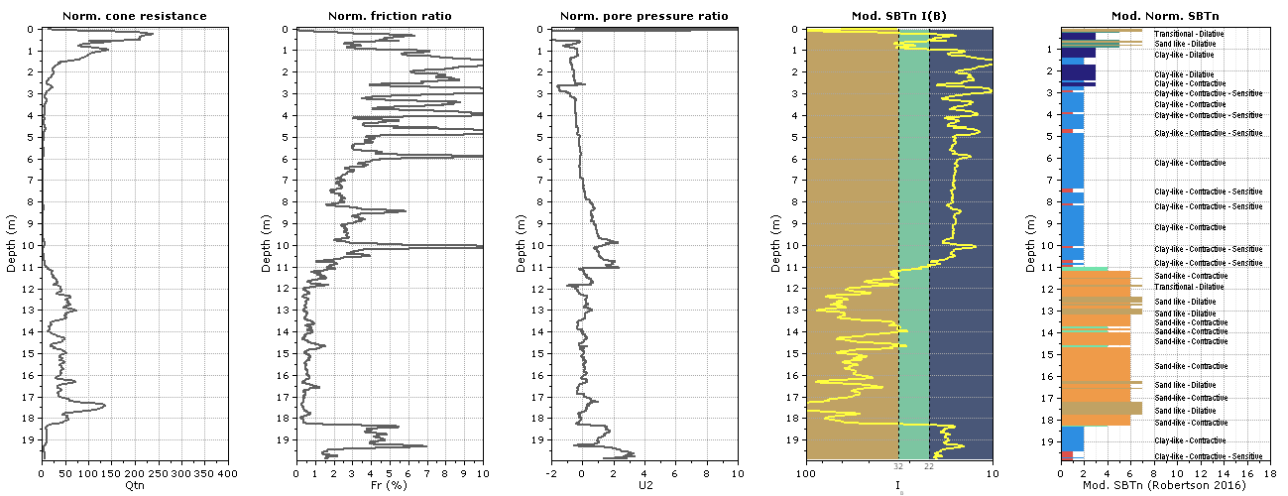
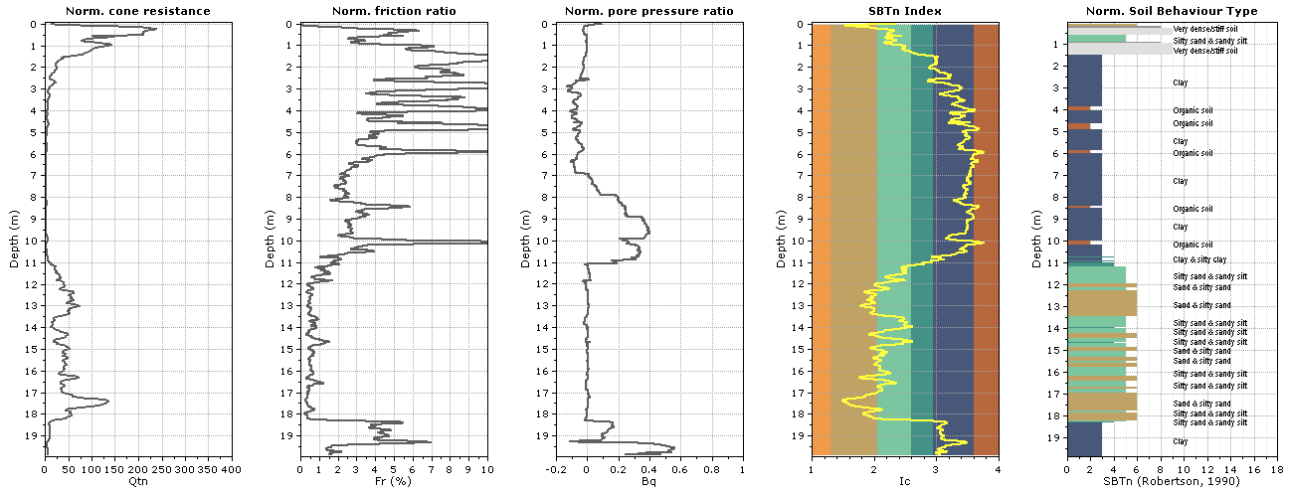


Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione della pressione neutra e quindi è possibile stimare le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno; queste prove si Du in eccesso, dovuta alla penetrazione, si possa dissipare. Si misura, quindi, la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60% - 80%.

Dalla velocità del processo di dissipazione dipende il processo di consolidazione orizzontale e risulta quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale ch e quello di permeabilità orizzontale kh .

CPTU 1





- SBT legend**
- 1. Sensitive fine grained
 - 2. Organic material
 - 3. Clay to silty clay
 - 4. Clayey silt to silty clay
 - 5. Silty sand to sandy silt
 - 6. Clean sand to silty sand
 - 7. Gravelly sand to sand
 - 8. Very stiff sand to clayey sand
 - 9. Very stiff fine grained



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

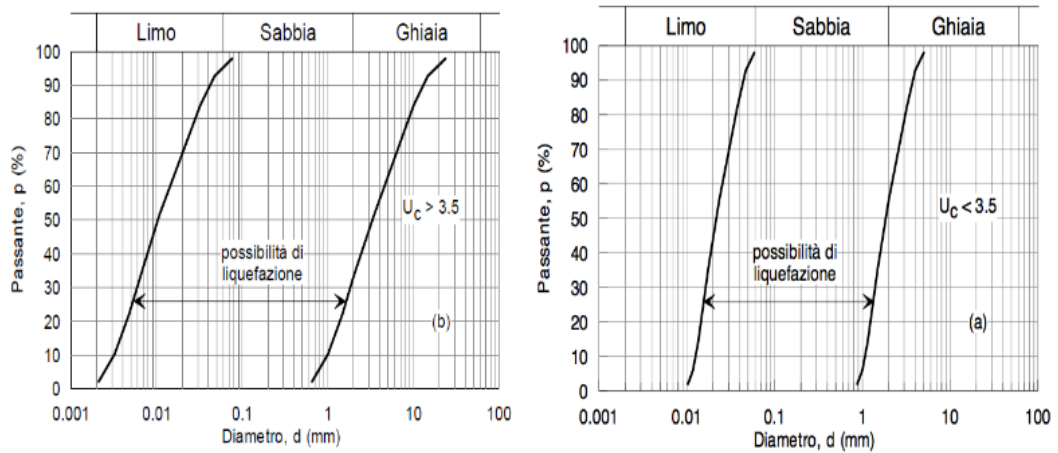
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche 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.

6.2 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 $U_c > 3,5$



6.3 Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione dei criteri sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 **non consente di escludere** la possibilità di **liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

Per la **verifica alla liquefazione**, eseguita utilizzando la prova CPTU ed applicando la teoria di **Boulanger & Idriss (2014)** si è ottenuto il seguente risultato:

CPTU 1 – ANALISI LIQUEFAZIONE – LPI = 5.38

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

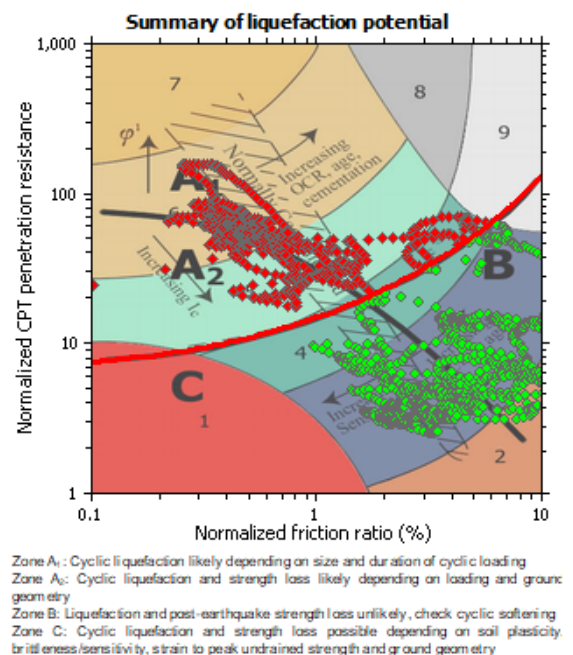
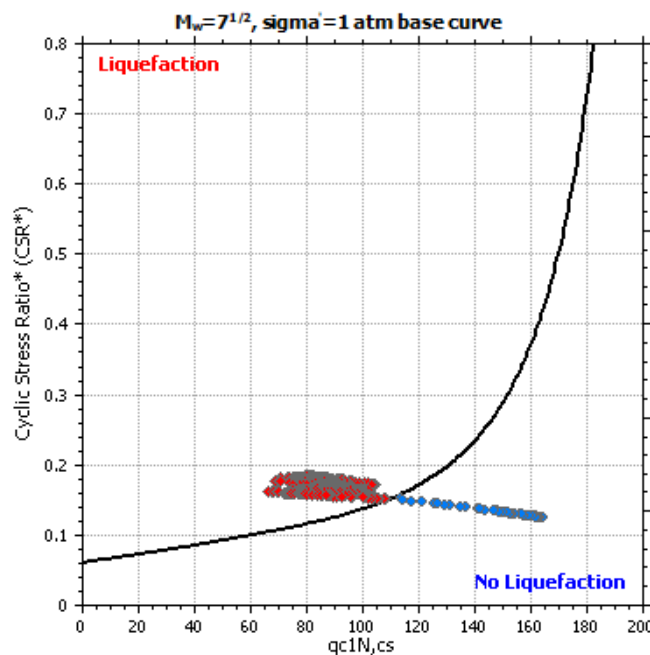
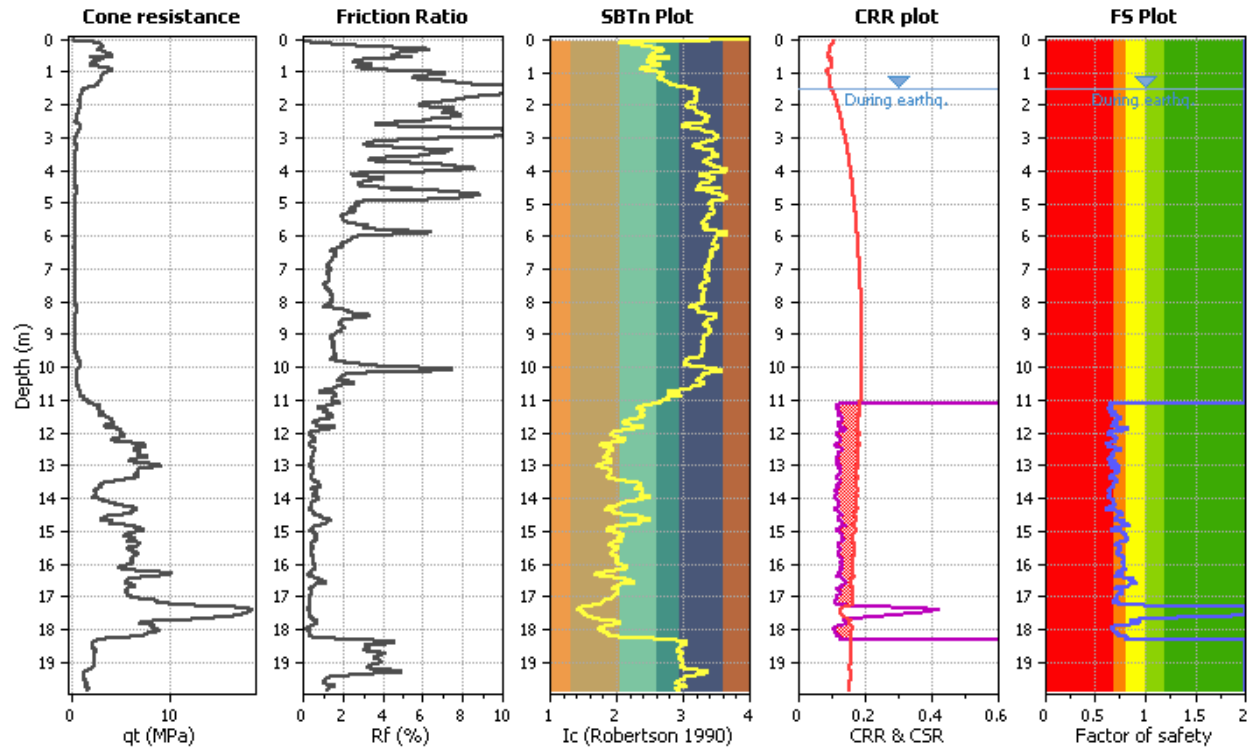
Project title :

Location : BANDO

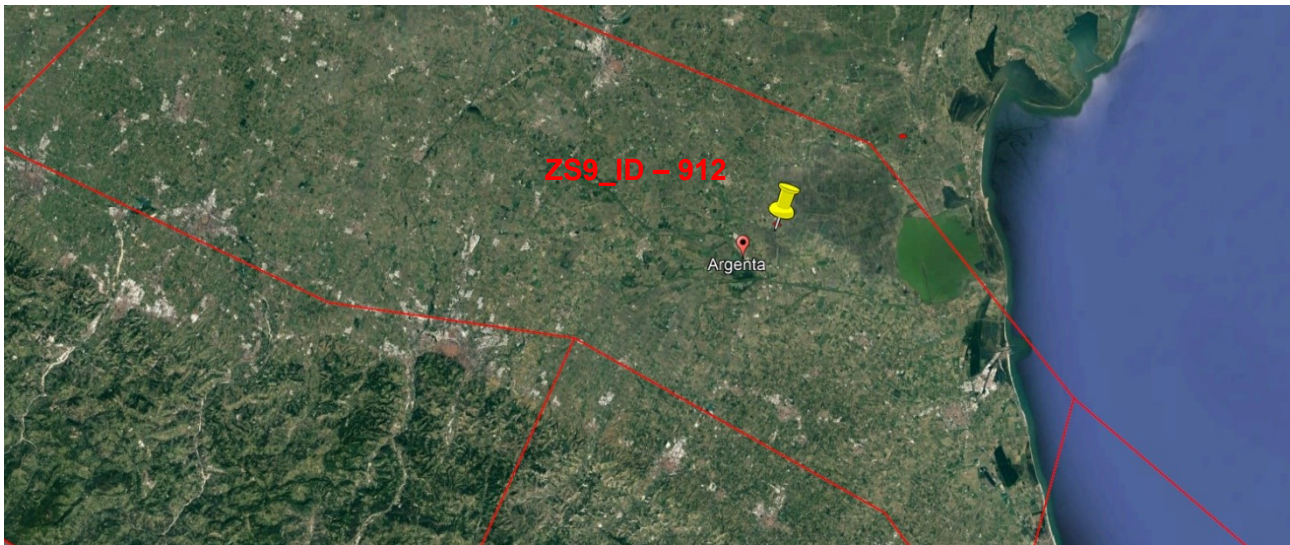
CPT file : 1

Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_f applied:	Yes	MSF method:	Method



INGV – ZS9_ID – 912 DORSALE FERRARESE



Per la verifica sono stati assegnati i seguenti parametri:

- Magnitudo di **6.14** (Mw max) (valore medio) dal modello di pericolosità sismica INGV – ZS9_ID 912 DORSALE FERRARESE
- Accelerazione orizzontale massima in superficie a_{max} pari a **0.1938 g**;
- Soggiacenza della falda pari a 1.50 m da p.c.
-

CLASSI DI PERICOLOSITA' DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2003)		RISULTATI		
0	NON LIQUEFACIBILE	N. PROVA	LPI (indice liquefazione)	Prof. Analisi (m)
0 ÷ 2	POTENZIALE BASSO	CPTU1	5.38	20
2 ÷ 5	POTENZIALE MODERATO			
5 ÷ 15	POTENZIALE ALTO			
> 15	POTENZIALE MOLTO ALTO			

6.4 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

6.4.1 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).

6.4.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Meyerhof 63**.

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 a platea** aventi dimensioni e profondità Df di incasso di seguito riportate.

Considerata la rimozione del cappellaccio e lo spessore di 40 – 50 cm della platea, per la stima della capacità portante, poiché il cuneo di fondazione si propaga in profondità all'interno di depositi esclusivamente di natura coesiva, viene considerato un terreno stratificato di stessa natura (coesiva) e quindi viene applicata la metodologia di Purushothamaraj et al (1974) la quale ricava dei valori ridotti di resistenza al taglio non drenata a seconda di quanto il cuneo si estende nell'una piuttosto che nell'altra unità geotecnica.

STIMA CAPACITA' PORTANTE

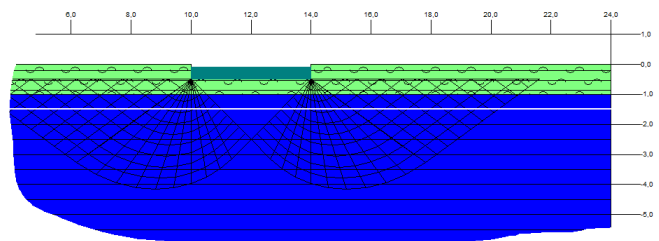
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	Meyerhof 63	Sismica: inclinazione del carico	13.15°
Dati al contorno	Profondità falda:	1.50 m	Condizione di verifica:	NON DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m
NASTRIFORME	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m	Profondità cuneo efficace	2.00 m

Stratigrafia del terreno

N.	Y _{nat}	Y _{sat}	φ	c'	C _u	H _{str}	E	D _r
AL	1.90	1.80	0.00	0.00	1.50	var	100.00	0.00
A	1.80	1.70	0.00	0.00	0.20	var	25.00	0.00
S	1.90	1.80	30.00	0.00	0.00	var	120.00	30.00
AL	1.90	1.80	0.00	0.00	1.50	var	100.00	0.00

- 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

y	φ	c'	C _u
1.80	0.00	0.00	0.20

Descrizione sintetica della teoria utilizzata - Meyerhof 63

$$q_{ult} = C_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q_{tot}$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot D/B$$

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

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B'/L'$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_c = (1 - 0/\pi)^2$$

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

N _q	N _c	N _y
1.00	5.14	0.00

Combinazioni di carico

condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.00	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	1.00	1.00	0.73	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.00	0.73	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

CONDIZIONE STATICA $q_{SLU} = 0.50 \text{ kg/cm}^2$

CONDIZIONE SISMICA $q_{SLV} = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

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

7 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.

7.1.1 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:

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

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.

7.1.2 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:

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

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

7.1.3 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:

$$D_{ang} = (S2 - S1)/L12$$

in cui

Dang=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.

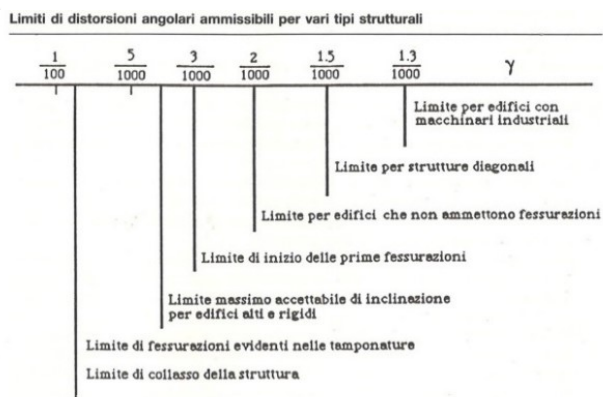
Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

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



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/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 **3.00 cm**.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano alternanze di livelli **incoerenti** e **coesivi** caratterizzati da cedimenti immediati e di consolidazione si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **3.00 cm**.

7.1.4 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti è stata ipotizzata una fondazione con platea con dimensioni come di seguito riportate stimando, mediante back-analysis, un carico agli SLE tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a 30 mm, risultante pari a **0.20 kg/cm²**.

7.1.5 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 A PLATEA

[B] Larghezza (dir y): **4.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **25.00 m** [Df] (dir z): Profondità **1.00 m**

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: **0.20 kg/cm²**
 Cedimento: 30.00 mm

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

Modulo di reazione 0.15 kg/cm³

Da indicazioni fornite dal tecnico progettista, il carico applicato sulla platea da 100 m² (25 x 4 m) sarà di circa 200 t equivalente a **0.20 kg/cm²** da cui deriva, considerando i terreni presenti in sito, un cedimento di circa 4 cm, come esplicitato nella sottostante tabella.

CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE A PLATEA CON CARICHI DA PROGETTO

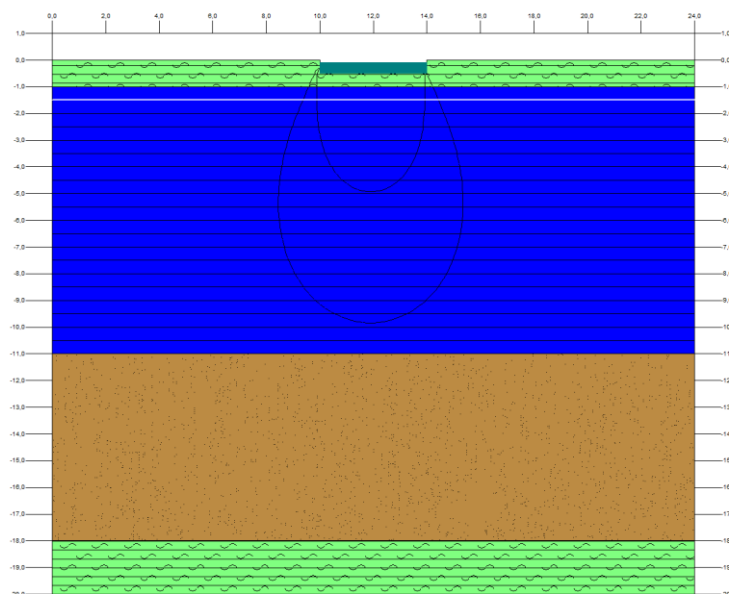
[B] Larghezza (dir y): **4.00 m** [L] Lunghezza (dir x): **25.00 m** [Df] (dir z): Profondità **1.00 m**

CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: **0.20 kg/cm²**
 Cedimento: 40.00 mm

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

Modulo di reazione 020 kg/cm³



7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze, pertanto le considerazioni di seguito eseguite sono da considerarsi puramente orientative.

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.

Un metodo semplificato per stimare il cedimento immediato conseguente è quello di **Klein e Sperling (2003)** basato sulla seguente relazione:

$$s(mm) = \frac{e_k - e}{1 - e} H$$

dove

$e_k = e_{min} + (e_{max} - e_{min}) \cdot 0.75a$ con
 e_{min} = indice dei vuoti minimo del terreno;
 e_{max} = indice dei vuoti massimo del terreno;
 a = accelerazione sismica orizzontale (in g);

Per quest'ultima grandezza va tenuta in considerazione una sua diminuzione con la profondità secondo la relazione:

$$a = 0.65 \frac{a_{max}}{g} r_d$$

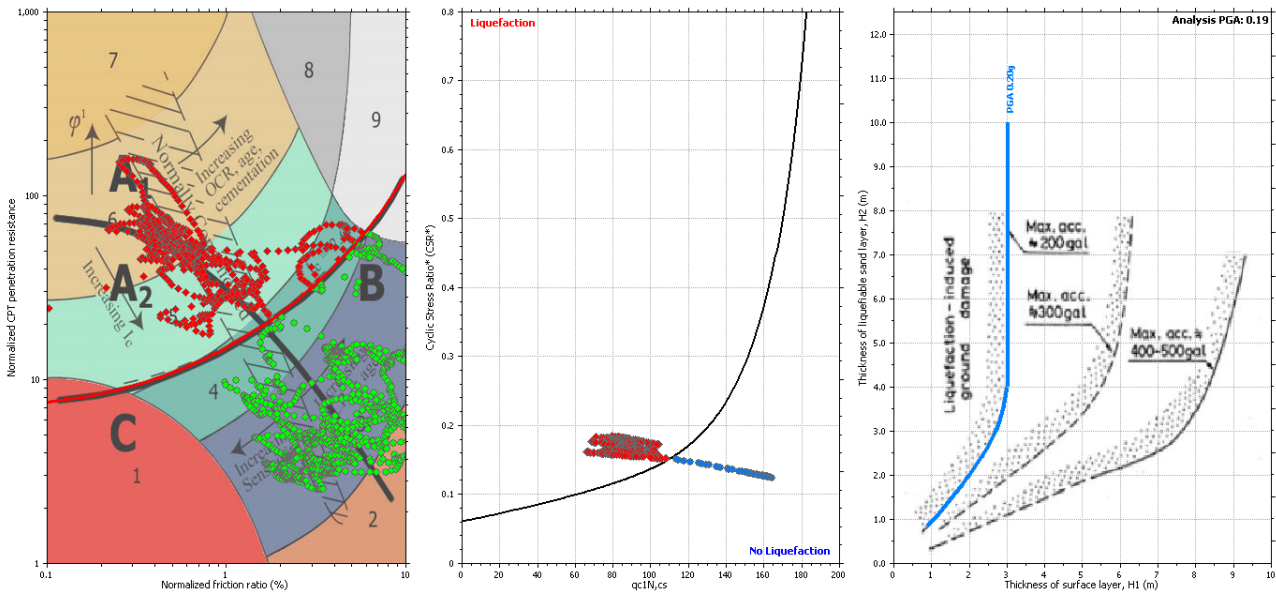
con a_{max} l'accelerazione sismica orizzontale in superficie e r_d un fattore correttivo per la profondità valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m
 $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m
 $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m
 $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m
 e = indice dei vuoti naturale del terreno di fondazione.
 H = spessore dello strato (in metri).

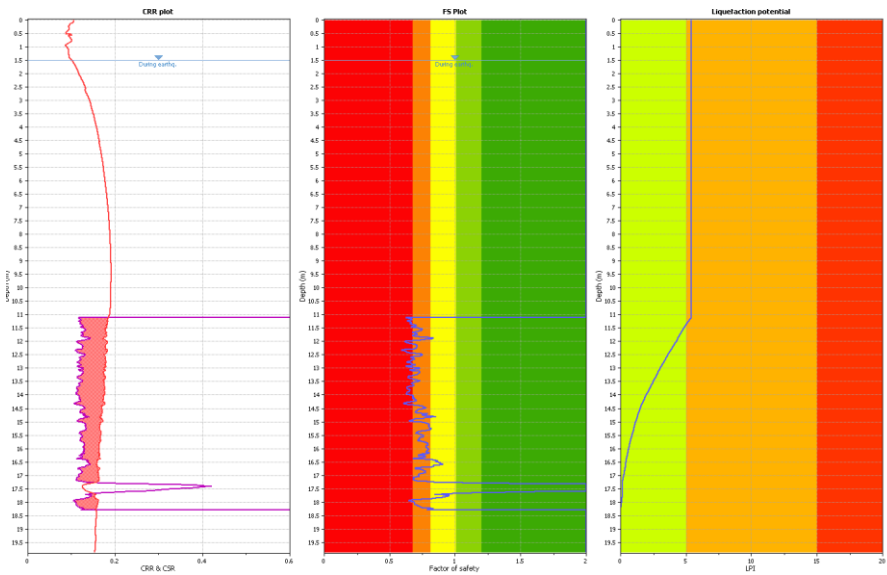
L'analisi eseguita con l'elaborazione delle prove **CPTU** e applicando la teoria di **Boulanger & Idriss 2014**, ha fornito valori di **IL** (indice liquefazione) con **rischio alto**.

È stata pertanto eseguita una verifica di terzo grado di approfondimento (verifica di ammissibilità del cedimento atteso post sisma) il quale ha fornito un cedimento trascurabile.

CRITERIO DI ISHIHARA (1985) – VALUTAZIONE SULLA POSSIBILITA' DI DANNO



CRR – INDIVIDUAZIONE IVELLI LIQUEFACIBILI



La teoria di **Ishihara** si basa su di una procedura empirica basata su l'impiego di un grafico. I dati richiesti sono lo spessore dello strato o degli strati di copertura non liquefacibili (H1), quello dei sottostanti livelli suscettibili di liquefazione (H2) e l'accelerazione orizzontale massima in superficie. Sono da considerare potenzialmente liquefacibili, secondo l'Autore, quei livelli sabbiosi sotto falda in cui si verifichi la condizione $N_{spt} < 10$. Ciò che la procedura di Ishihara fornisce, in maniera puramente qualitativa, è l'entità delle deformazioni, e quindi del danno, indotte dal sisma in caso di liquefazione. Infatti, considerando una a_g max al suolo di 0.1938 g si nota che le profondità dei livelli liquefacibili non interferiscono con il cuneo di fondazione delle strutture soprastanti.

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:

- Ricordiamo che la zona sismica per il territorio di **Portomaggiore** è la **zona Sismica 3**, come indicato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018;
- Dell'indagine eseguita in sito con metodologia **HVSR**, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo C**;
- Nel corso delle indagini in sito e durante l'esecuzione del sondaggio è stata riscontrata la presenza di acqua mediamente a **1,5 m** di profondità;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni**, eseguita con B & I (2014) ha fornito un valore di **IL** (indice liquefazione) **alto**;
- 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), 15/12/2021

IL PROGETTISTA

ING. MATTEO BONO



IL TECNICO

DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO E DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON VELOCIMETRO TRIASSIALE

TECNICA DI MISURAZIONE E STRUMENTAZIONE

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:

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

Dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. 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)	V_s (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

Una valutazione del parametro V_{seq} può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso (V_s):

$$f(\text{Hz}) = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è l'altezza dello spessore dello strato.

Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze (>10 Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze (<1 Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non dà origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente, infine, che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

RISULTATI INDAGINE – PORTOMAGGIORE, LOC. PORTOVERRARA (FE)

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 5/12/21 15:07:51 Fine registrazione: 15/12/21 15:17:51

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS 44.660049°, 11.872821° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h10'00".

Analizzato 64% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

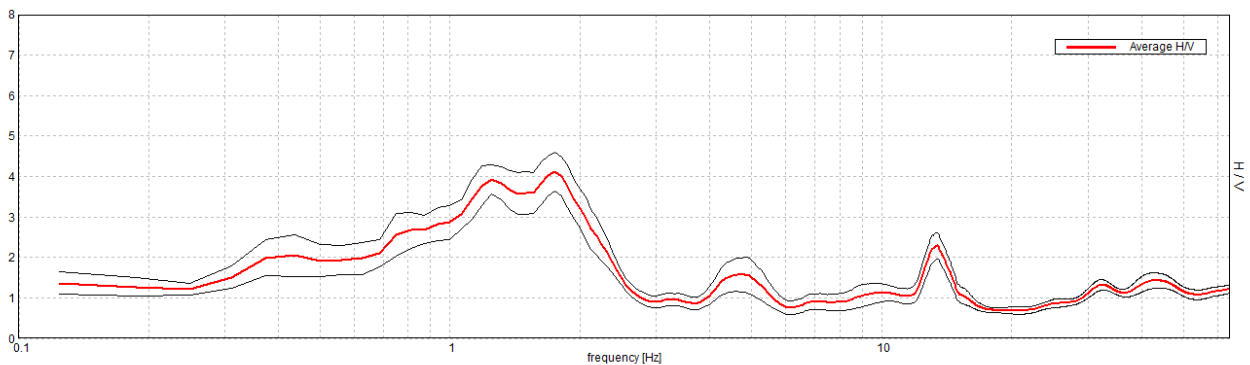
Lunghezza finestre: 14 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

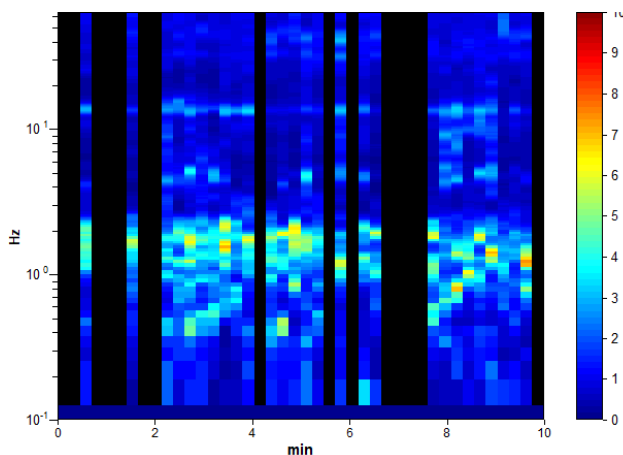
Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

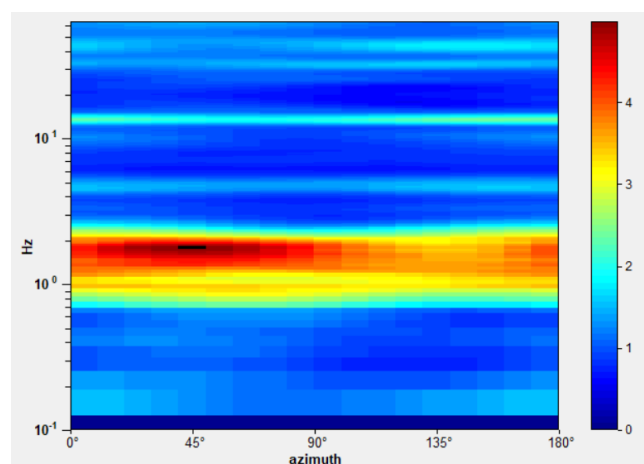
Max. H/V at 1.75 ± 0.08 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



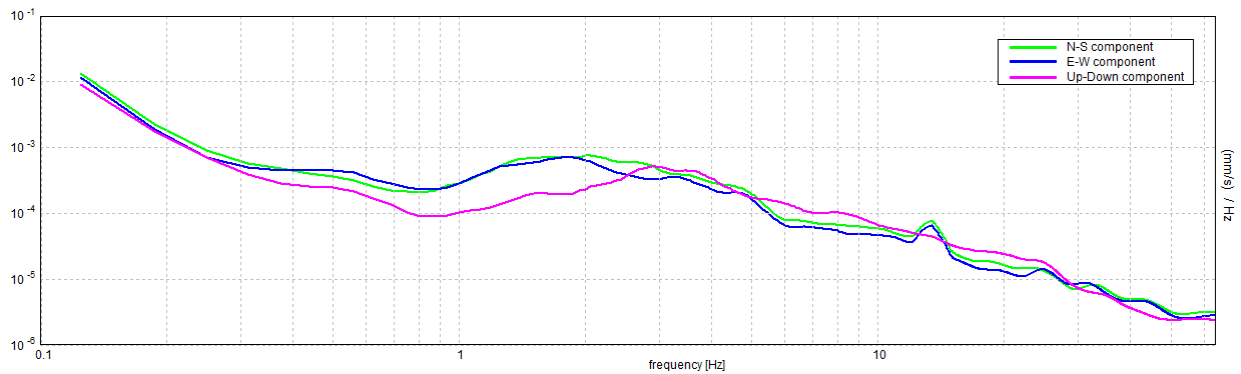
SERIE TEMPORALE H/V



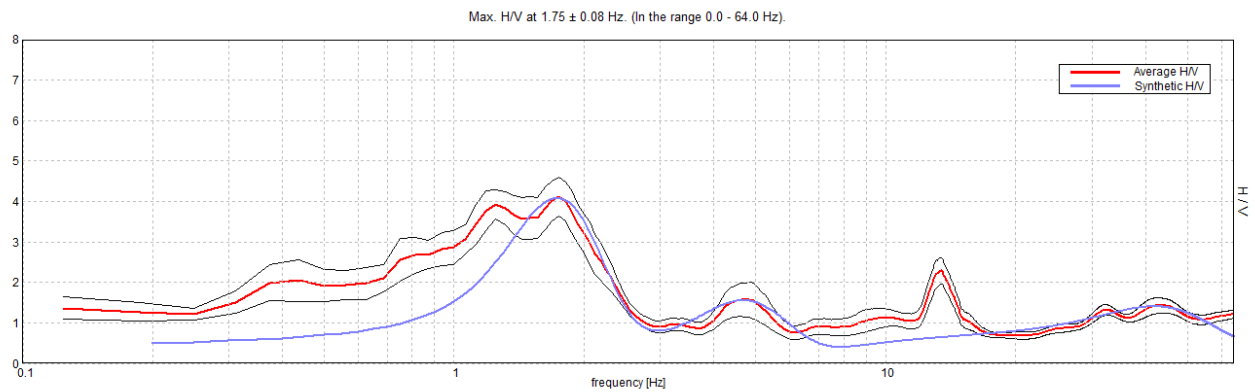
DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

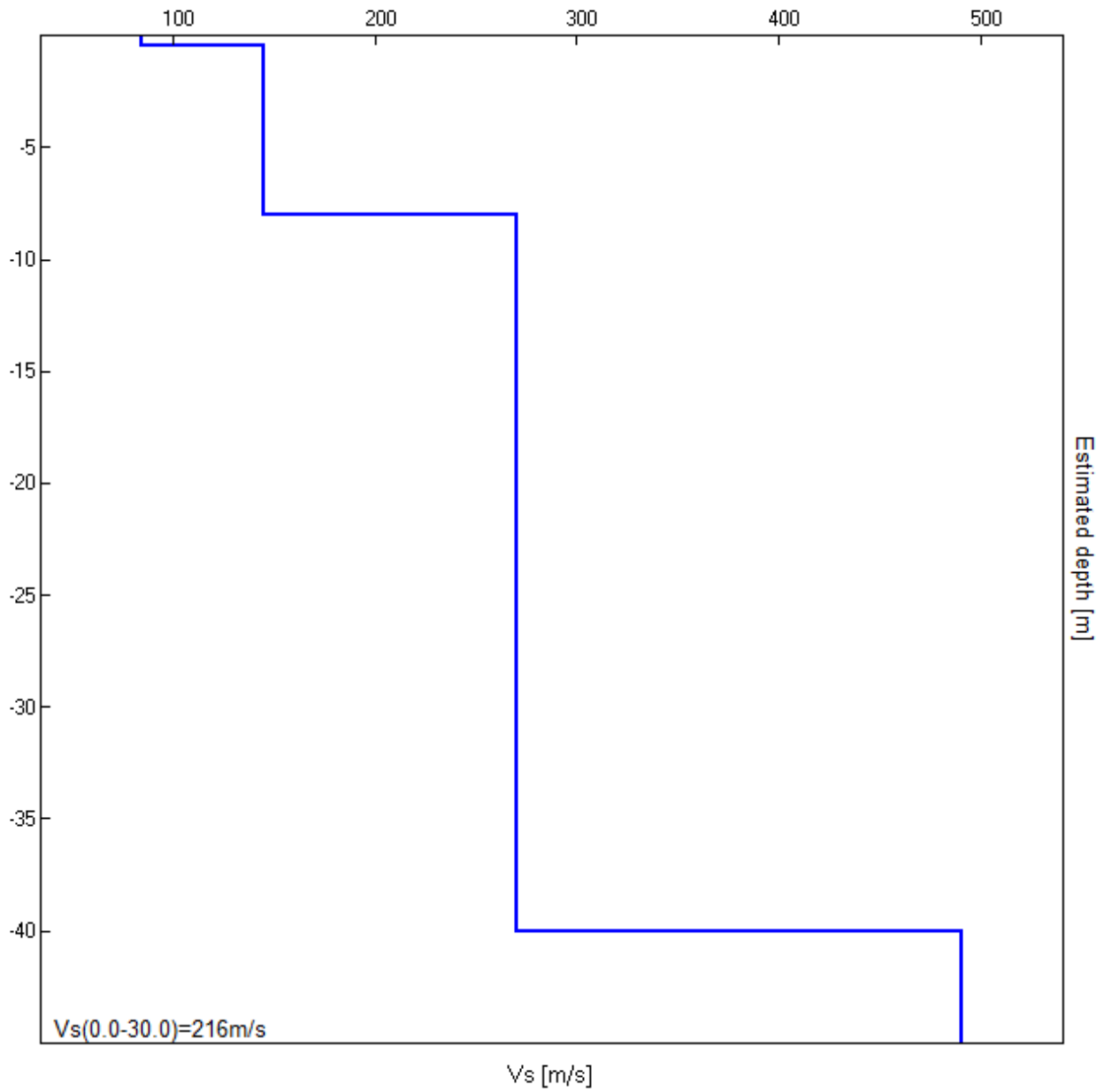


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.45	0.45	85	0.44
8.00	7.55	145	0.44
40.00	32.00	270	0.44
inf.	inf.	490	0.43

Vs (0.0-30.0) = **216 m/s**



Linee Guida SESAME, 2005

Picco H/V a 1.75 ± 0.08 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz)

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$1.75 > 0.71$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$661.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$ Hz	Superato 0 volte su 43	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.625 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	2.375 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.12 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04401 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.07702 < 0.175$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4791 < 1.78$	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

Moniga del Garda (BS), 17 Dicembre 2021



IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI