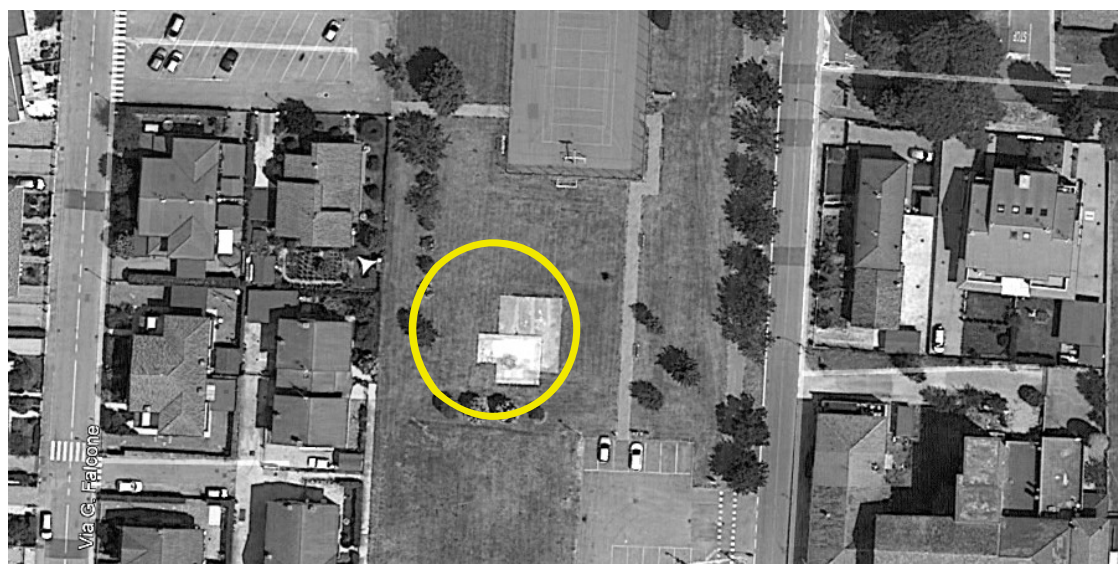


PROVINCIA DI ROVIGO
COMUNE DI PONTECCHIO POLESINE

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DI UN NUOVO CHIOSCO**



RELAZIONE GEOLOGICA

ai sensi del D.M. 17/01/2018

Committente: COMUNE DI PONTECCHIO

Dott. Geol. Andrea Garbellini

Località d'indagine: Pontecchio Pol. (RO)

Indirizzo: Via Falcone

Data: 09 agosto 2018



STUDIO GEOLOGICO dott. ANDREA GARBELLINI

Via Antonio Gramsci n.74, 45034 Canaro (Rovigo)

tel 347.2318951, 371.3270368

email andrea.garbellini@gmail.com; andreagarbellini@pec.it

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CHIOSCO

Relazione geologica

INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	Obiettivi del lavoro.....	2
1.2	Normativa di riferimento	2
1.3	Ubicazione dell'area e stato dei luoghi	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO SISMICO.....	4
3	METODOLOGIA D'INDAGINE	7
3.1	Attività e indagini in sito.....	7
3.2	Prova sismica MASW	7
3.2.1	Risultati della prova MASW	9
4	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	11
4.1	Modello stratigrafico.....	11
4.2	Valutazioni geotecniche	12
5	PERICOLOSITA' SISMICA.....	15
5.1	Pericolosità sismica di base	15
5.2	Pericolosità sismica locale	18
5.2.1	Classificazione sismica del sottosuolo	18
5.2.2	Amplificazione stratigrafica e topografica.....	19
5.2.3	Coefficienti sismici.....	19
6	VERIFICHE DI STABILITA' DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE.....	21
6.1	Resistenze allo Stato Limite Ultimo (SLU) in condizioni statica e dinamica	21
6.2	Resistenze allo Stato Limite d'Esercizio (SLE) – calcolo dei cedimenti	25
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	27

ALLEGATI

- Ubicazione dell'area d'indagine
- Ubicazione della prova sismica
- Elaborato della prova sismica

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta su incarico dell'AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI PONTECCHIO POLESINE e descrive lo studio geologico geotecnico sismico per la caratterizzazione del sottosuolo dell'area di sedime di un nuovo chiosco per attività commerciale.

L'edificio di progetto si svilupperà su un unico piano fuori terra ed avrà una superficie di sedime di circa 90 m² di forma irregolare allungata in direzione nord-sud.

L'area di progetto è ubicata in Via Falcone nel centro abitato di Pontecchio Polesine.



Area di progetto vista verso sud-ovest.

1.1 Obiettivi del lavoro

Lo studio geologico ha avuto le seguenti finalità:

- valutare le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dell'area;
- analizzare la pericolosità sismica locale;
- determinare la classificazione sismica del sottosuolo;
- verificare la stabilità del sistema geotecnico “terreno - opere di fondazione” in riferimento agli Stati Limite così come richiesto dalla vigente normativa.

Le analisi e le valutazioni sono state supportate da dati rilevati direttamente in sito dallo scrivente con l'esecuzione di una specifica prova sismica che sarà descritta nei capitoli successivi; inoltre sono state consultate delle informazioni inerenti il presente studio contenute in alcune indagini geologiche pregresse fornite dall'Ufficio Tecnico del Comune di Pontecchio o realizzate dallo scrivente nelle aree limitrofe.

1.2 Normativa di riferimento

- **D.M. 17 gennaio 2018**, “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- **D.M. 14 gennaio 2008**, “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- **Circola Ministeriale n. 617/2009**, “Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche”.
- **Ordinanza P.C.M. 20/03/2003 n. 3274** e **Ordinanza P.C.M. 28/04/2006 n. 3519**, “Primi elementi in materie di criteri generali per la classificazione sismica del territorio”.

- **Linee Guida del dipartimento della Protezione Civile** “Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica” (2008).
- **Linee Guida NTC-2008** redatto dal Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi.
- **Linee guida AGI – 2005** “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
- **Associazione Geotecnica Italiana** “raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geognostiche”.
- **Eurocodice 7.1 1997** “Progettazione geotecnica - parte 1: regole generali ”.
- **Eurocodice 7.3 2002** “Progettazione geotecnica – parte 2: progettazione assistita con prove in sito”.

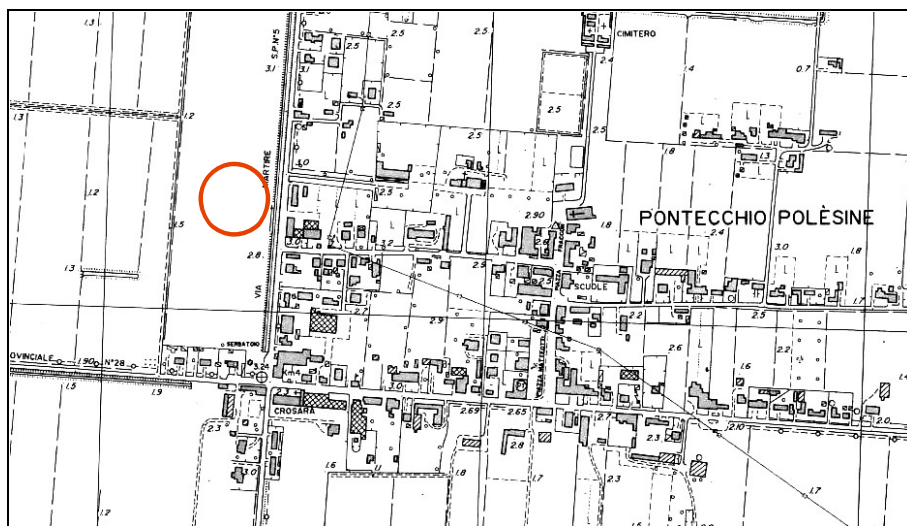
1.3 Ubicazione dell'area e stato dei luoghi

L'area d'indagine si trova all'interno di una zona residenziale urbanizzata e completamente edificata, tra la Via Falcone e la Via S. Pietro Martire.

Coordinate geografiche centrali all'area di progetto (sistema di riferimento WGS84 in gradi decimali)	
Latitudine 45,02096°	Longitudine 11,80694°

La topografia dell'area è pianeggiante senza discontinuità altimetriche significative; la quota media è di circa 3 m s.l.m. (quota estratta dalla Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 sez. n. 168140).

Allo stato attuale l'area è incolta con una continua copertura vegetale ed è adiacente ad una superficie di forma irregolare cementata, ma di spessore non noto.



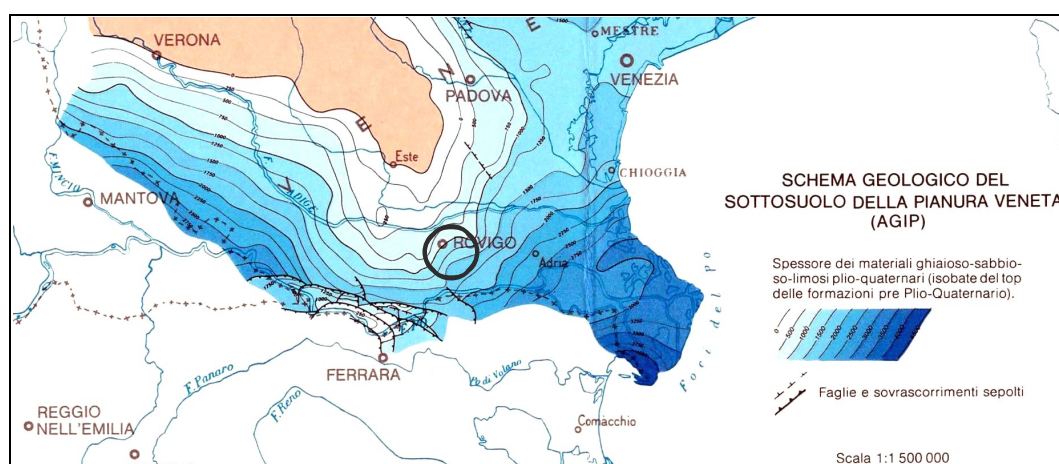
Ubicazione dell'area di progetto (base estratta dalla C.T.R. sez. n. 168140).

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO SISMICO

La geologia della zona è tipica delle aree di pianura in cui si riscontrano potenti coperture sedimentarie di età quaternaria e recente costituite da materiali incoerenti stratificati con tessiture argillose, limose, sabbiose, sabbioso ghiaiose, ghiaiose, in variabile quantità, proporzioni e stato di addensamento.

Nella zona d'indagine l'isobata della base dei depositi incoerenti plio-quaternari è alla quota <1200 m. I depositi sedimentari sono di origine continentale e marina e sovrastano le formazioni rocciose pre-plioceniche.

Nei pressi della località Grignano Polesine è nota una stratigrafia profonda redatta da AGIP che consente di verificare la base del quaternario alla profondità di circa -580 m e del pliocene a circa -625 m. Il sub-strato roccioso è costituito da sedimenti marnosi.

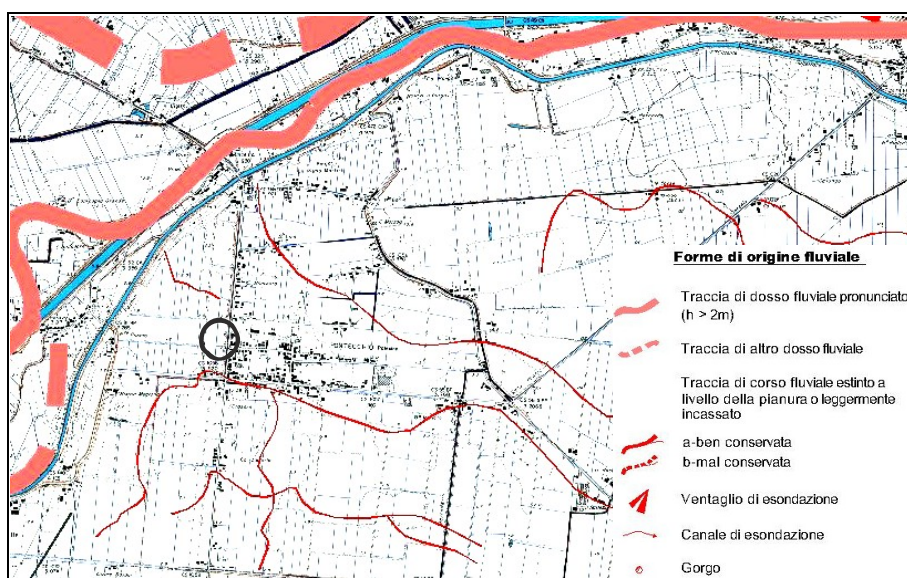


Il contesto geologico sub-superficiale (delle prime decine di metri di profondità) si caratterizza per la presenza di materiali di origine alluvionale e fluviale in ambiente di piana alluvionale con depositi il cui meccanismo di sedimentazione è legato ai sotto-ambienti di tipo interfluviale, di canale, di argine e di palude. Le sequenze stratigrafiche di ciascun ambiente di sedimentazione derivano dalle caratteristiche idrodinamiche dell'ambiente stesso. In linea generale laddove hanno prevalso le situazioni di alta energia nel trasporto sedimentario sono stati favoriti gli accumuli di materiali grossolani (sabbie), mentre nelle situazioni di bassa energia sono stati favoriti i depositi di materiali più fini (limi, argille).

Nel territorio la distribuzione delle litologie sulla verticale e arealmente può risultare discontinua con contatti litologici netti o sfumati e ciò in funzione del tipo di ambiente di sedimentazione e dell'alternarsi temporale dei vari ambienti.

Le eterogeneità litologiche del sottosuolo ne influenzano il comportamento meccanico. Le sabbie, i limi e le argille, hanno caratteristiche geotecniche (resistenza al taglio, deformabilità, ecc.) differenti e la risposta del sottosuolo alle varie sollecitazioni può risultare molto variabile: sia come reazione all'aggiunta di sovraccarichi esterni che inducono tensioni, sia come reazione alla modifica di un qualsiasi stato di naturale equilibrio.

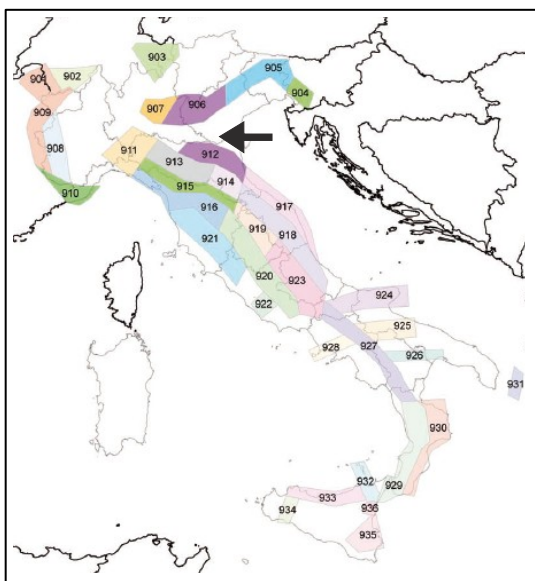
Nell'estratto della "Carta Geomorfologica della Provincia di Rovigo" l'area d'indagine si trova in una zona interfluviale a sud del dosso fluviale dell'antico corso d'acqua del Canal Bianco, inoltre è lambita da alcune tracce di estinti corsi d'acqua minori con direttrice circa est-ovest. Il contesto geomorfologico rende possibile sequenze litostratigrafiche caratterizzate prevalentemente da depositi di bassa energia idrodinamica (limi, argille, sabbie fini, in variabili quantità e proporzioni), la cui continuità verticale può risultare interrotta da episodi di esondazione fluviale che hanno favorito l'accumulo di una maggiore componente sabbiosa (anche grossolana). Complessivamente le sequenze stratigrafiche sub-superficiali possono risultare relativamente continue nello sviluppo areale.



Ubicazione dell'area di progetto nella Carta Geomorfologica della Provincia di Rovigo

(Consorzio per lo Sviluppo Economico e Sociale del Polesine – Progetto Monitoraggio dei bacini fluviali europei).

Da un punto di vista sismico il territorio italiano a seguito della pubblicazione nel 2004 dei criteri di zonizzazione sismica (pubblicati dal Gruppo di lavoro per la redazione della mappa



di pericolosità sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è stato suddiviso in zone sismiche omogenee caratterizzate da un certo livello di sismicità.

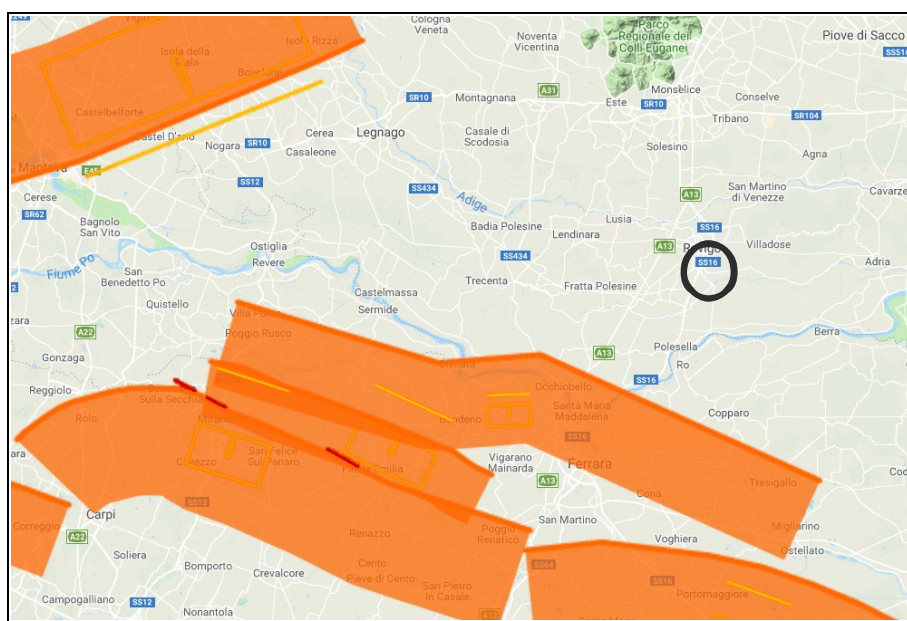
La zonizzazione sismogenetica, denominata ZS9, deriva da considerazioni scientifiche del modello sismotettonico del territorio con analisi delle sorgenti sismogenetiche e di importanti eventi sismici. Il progetto di zonizzazione ha diviso il territorio in 36 zone-sorgente identificate da un numero variabile da 901 a 936 o con una lettera variabile da A a F.

Il territorio in esame non è inserito in alcuna zona sismogenetica ma è limitrofo alla zona identificata con la sigla **ZS912** che appartiene alle zone

sismogenetiche (912, 917) della porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale.

Il territorio della ZS912 è caratterizzato da alcune sorgenti sismiche composite che hanno generato magnitudo storiche $M_w \leq 6.1$. La ZS912 ha una sismicità maggiore della ZS917, sintomo della maggiore attività del fronte compressivo sepolto a ridosso del fiume Po (struttura tettonica della Dorsale Ferrarese).

Il rapporto conclusivo della zonizzazione sismogenetica (Meletti, Valensise, 2004) descrive per la zona ZS912 le caratteristiche dello strato sismogenetico, ossia l'intervallo di profondità che ha generato il 90% degli eventi sismici. Tale intervallo è di 5-8 km, mentre la profondità in cui avvengono statisticamente sulla base di dati strumentali il maggior numero di terremoti è di 7 km. Il meccanismo che ha la massima probabilità di caratterizzare i futuri terremoti di entità significativa (fagliazione) è di tipo inverso.



*Sorgenti sismiche composite del territorio limitrofo all'area di progetto.
Estratto dal catalogo delle sorgenti sismogenetiche italiane, DISS 3.2.1.*

3 METODOLOGIA D'INDAGINE

3.1 Attività e indagini in sito

In riferimento all'opera in progetto e al contesto geologico della zona, le analisi e le valutazioni specifiche per l'area di progetto descritte nella presente relazione derivano dalle informazioni acquisite con le seguenti attività

	Analisi dei dati delle prove penetrometriche statiche fornite dall'Ufficio Tecnico del Comune di Pontecchio ed eseguite nelle aree limitrofe.
	Analisi e confronto di prove penetrometriche e dati geologico – geotecnici rilevati dallo scrivente nelle aree limitrofe.
n. 1	Prova sismica attiva tipo MASW per onde di superficie.

La planimetria allegata riporta la posizione della prova sismica.

3.2 Prova sismica MASW

La prova sismica M.A.S.W. (Multi-channel Analysis of Surface Waves) ha avuto lo scopo di rilevare le velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde meccaniche di taglio “Vs” generate da una sorgente energizzante.

La disponibilità del parametro “Vs” ha consentito di valutare i seguenti aspetti:

- calcolo della “ $V_{s,eq}$ ” (velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità) per la classificazione sismica del sottosuolo (D.M. 17/01/2018);
- verifica indiretta delle consistenze delle terre;
- determinazione del modulo di taglio dinamico, o rigidità, “ G_{max} ”.

La tecnica MASW si basa sul fenomeno della “dispersione” delle onde di superficie, nella fattispecie onde di Rayleigh (hanno vibrazioni con un movimento complesso ellittico retrogrado con asse maggiore verticale), che avviene nei mezzi stratificati o eterogenei. Il fenomeno della dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde sismiche in funzione della frequenza e lunghezza d'onda, avviene a seguito della capacità d'investigare differenti profondità del sottosuolo in funzione delle lunghezze d'onda generate.

I parametri che condizionano le onde di Rayleigh sono: onde “Vs”, spessore del mezzo e in misura minore densità e onde “Vp”. Le velocità delle onde di Rayleigh corrispondono circa alla velocità delle “Vs” (0.94 Vs).

L'esecuzione della prova consiste nell'acquisire mediante un sismografo i tempi di arrivo ai geofoni delle onde meccaniche prodotte con l'energizzazione del sottosuolo. I geofoni, ossia ricevitori molto sensibili in grado di rilevare le più piccole vibrazioni nel sottosuolo, sono posizionati a delle distanze regolari lungo un allineamento stabilito (stendimento o array). Le distanze tra i geofoni e la lunghezza dello stendimento sono scelti in funzione della profondità da raggiungere e della definizione stratigrafica che si vuole conseguire. L'energizzazione del sottosuolo (battuta), ossia la sorgente impulsiva in grado di produrre

onde meccaniche con frequenze diverse, è eseguita ad un'estremità dell'allineamento di geofoni.

Il risultato del rilievo di campagna è un sismogramma che visualizza i tempi di arrivo delle onde ai singoli geofoni.

Le successive fasi di elaborazione sono essenzialmente due:

1. elaborazione dello "spettro di velocità" (velocità di fase delle onde in funzione della loro frequenza; lo spettro rappresenta un'elaborazione oggettiva del segnale registrato e consente di valutare le proprietà dispersive del sottosuolo) e determinazione della "curva di dispersione sperimentale" (rappresenta un'elaborazione soggettiva delle potenze spettrali);
2. "inversione" della curva di dispersione mediante calcolo automatico con utilizzo di un algoritmo euristico per la determinazione della "curva di dispersione teorica" e dell'associato modello sismico, ossia spessore dei sismostrati e velocità delle onde Vs.

Il risultato finale dell'elaborazione è il profilo verticale (centrale allo stendimento) delle velocità delle onde di taglio "Vs" in funzione della profondità.

La qualità del risultato finale è influenzata dai parametri geologico – geotecnici utilizzati per l'elaborazione della curva di dispersione teorica.

La modellazione numerica della curva di dispersione prevede che alla base del modello sia posto un semispazio di spessore infinito.

La strumentazione utilizzata e le modalità operative sono state:

- sismografo digitale ECHO 12-24 2002, prodotto dalla ditta AMBROGEO S.r.l., caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 16 bit, velocità di campionamento del segnale 0.131 millisecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz;
- n. 1 stendimento con 24 geofoni verticali di frequenza propria 4.5 Hz; la distanza tra i geofoni è stata 2 m (lunghezza totale dello stendimento 46 m);
- allineamento dello stendimento Nord – Sud;
- sorgente energizzante con massa battente da 10 kg dotata di un dispositivo "trigger" per l'apertura del circuito d'acquisizione dei dati;
- n. 5 punti di energizzazione del sottosuolo in sequenza ed esterni allo stendimento alla distanza di 2, 4, 6, 8, 10 m dal geofono n. 1;
- tempo di acquisizione del segnale 1000 millisecondi o 400 millisecondi;
- acquisizione di n. 5 sismogrammi completi;
- software EasyMasw 2018-26.5.428 della ditta Geostru S.r.l. per l'elaborazione dei dati sismici (il programma restituisce lo spettro di velocità, il modello sperimentale medio della "curva di dispersione" e il profilo verticale della Vs avente i minori valori di errore percentuale e di disadattamento della "curva di dispersione teorica").

L'elaborato grafico inserito in allegato riporta:

- il **profilo verticale delle velocità** medie delle onde di taglio "Vs" centrale allo stendimento (le profondità sono riferite al p.c.); esso deriva dalla migliore combinazione di calcolo eseguita dal software in funzione del modello geologico e delle frequenze della "curva di dispersione sperimentale";

- il migliore **sismogramma** acquisito in sito (offset di 2 m) che consente di verificare che tutte le componenti del segnale sismico sono state rilevate nel tempo d'acquisizione;
- lo **spettro delle velocità di fase** delle onde sismiche di Rayleigh nel dominio trasformato “Frequenze – Velocità”; in esso si possono valutare le proprietà dispersive del segnale registrato e le massime energie spettrali (quelle utili all'elaborazione hanno tonalità rosse e sono comprese tra 3 e 34 Hz); l'analisi dello spettro ha consentito di valutare la geometria della curva di dispersione sperimentale del Modo Fondamentale;
- la **curva di dispersione teorica** del Modo Fondamentale (è quella che meglio approssima la curva di dispersione sperimentale) cui è stato associato il profilo verticale di Vs;
- la tabella con gli spessori dei **sismostrati**, le relative “Vs”, le relative densità e i moduli di taglio dinamico “ G_{max} ”.



Panoramica della posizione di prova e posizione dello stendimento sismico (vista verso nord).

3.2.1 Risultati della prova MASW

La prova sismica ha consentito di rilevare il profilo verticale delle velocità delle onde di taglio Vs sino alla profondità di 30 m. La taratura del modello sismo-stratigrafico si è basata sui dati recuperati nelle aree limitrofe.

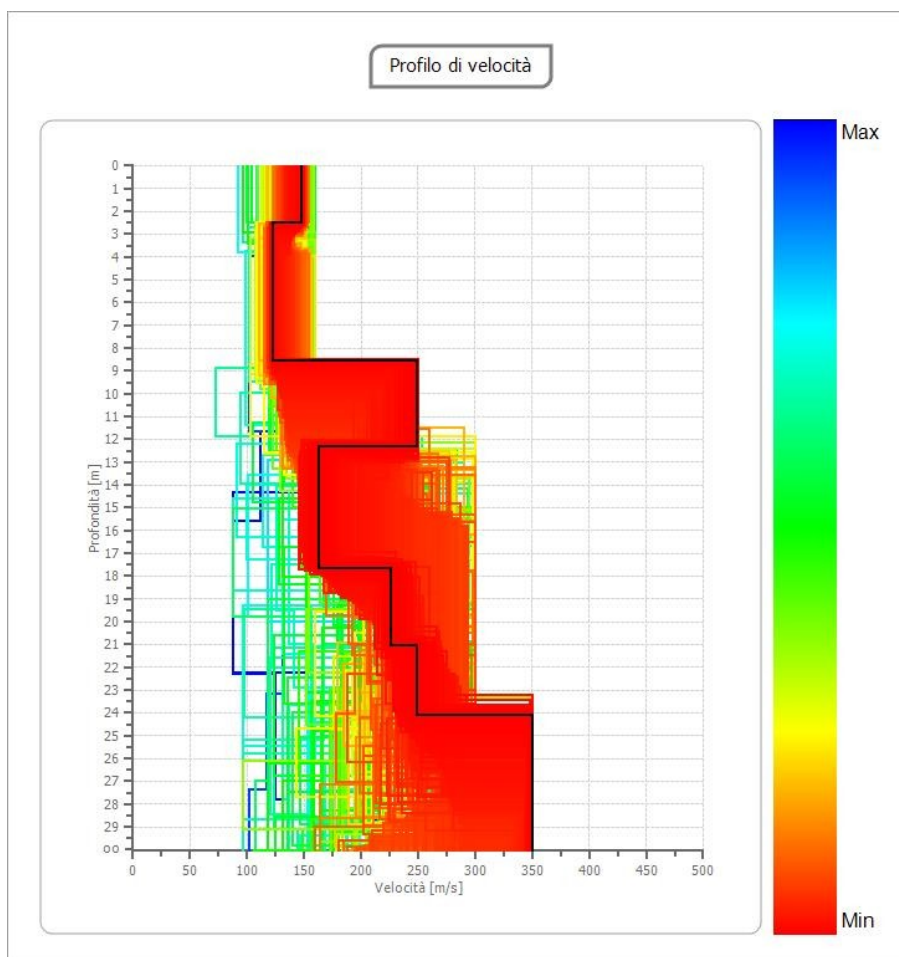
Il profilo finale deriva dalle combinazioni di calcolo con il minore valore di errore percentuale e disadattamento del processo d'inversione della “curva di dispersione sperimentale” dello spettro di velocità.

Il profilo verticale delle Vs è caratterizzato da **sette unità sismo-stratigrafiche** con valori di rigidità discontinui. Le Vs complessivamente variano da circa **120 m/s a >300 m/s**.

Le velocità sono minori di 180 m/s sino alla profondità di circa 18 m, fatta eccezione per un sismo-strato tra 9 e 13 m, in cui le velocità crescono a circa 240 m/s.

Oltre la profondità di circa 18 m le velocità crescono progressivamente da 220 m/s a oltre 300 m/s.

L'inversione di velocità rilevata alla profondità di circa 13 m (le velocità scendono da 240 m/s a circa 160 m/s) è stata elaborata dal software con regolarità su molti modelli sismo-stratigrafici – spettro-compatibili. Questa situazione appare coerente con le caratteristiche litostratigrafiche della zona che indicano la presenza di sabbie con variabile grado d'addensamento tra i 10 e 15 m.



Profilo di velocità elaborato con il software EasyMasw della ditta Geostru, il quale riporta tutti i profili delle combinazioni di calcolo eseguite dal software per ottenere il profilo Vs (linea nera) con i minori valori di errore percentuale e disadattamento della “curva di dispersione teorica”.

4 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

4.1 Modello stratigrafico

Il modello stratigrafico del sottosuolo dell'area indagata è stato stimato analizzando i parametri sismici rilevati in sito (velocità delle onde di taglio "Vs"), confrontati con i parametri geotecnici (resistenza penetrometrica "Rp") e litostratigrafici delle prove penetrometriche disponibili in prossimità dell'area d'indagine.

La classificazione litologica delle terre è stata determinata indirettamente elaborando i dati penetrometrici ("Rp" e "Rl") con i metodi di Schmertmann e di Begemann. Il primo metodo classifica il terreno in funzione dei valori "Rp" e "Rf" (rapporto delle resistenze Rl/Rp), il secondo metodo classifica il terreno in funzione dell'indice granulometrico "F" (rapporto Rp/Rl) confrontato con il valore "Rp". Entrambi i metodi di elaborazione forniscono una stima delle litologie, ma sufficiente per la caratterizzazione del sottosuolo.

Il modello stratigrafico è caratterizzato da tre macro unità stratigrafiche (A, B, C) sovrapposte e probabilmente continue nella zona d'indagine.

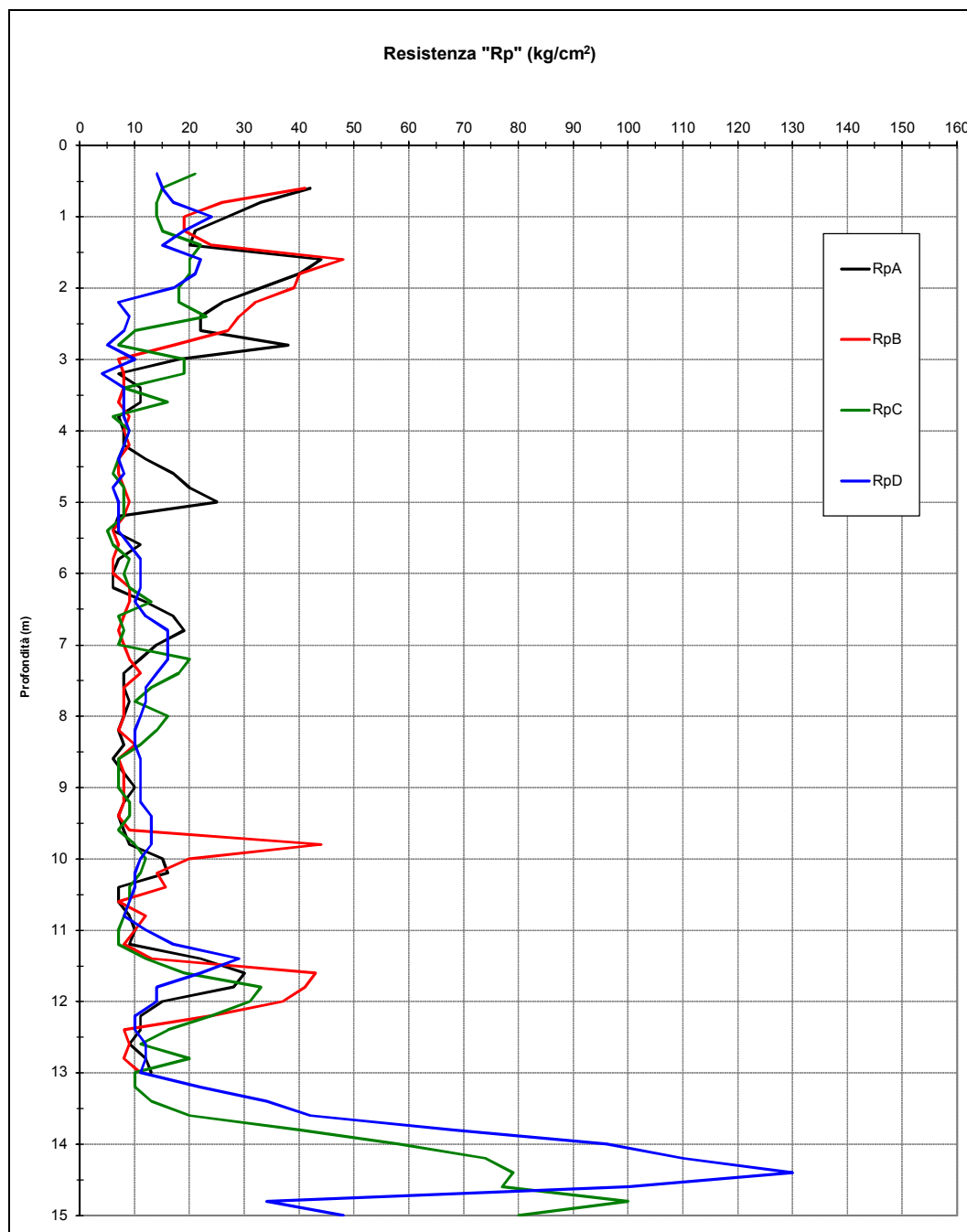
Unità A caratterizza i primi 2 / 3 m di profondità ed è costituita da terre eterogenee con tessiture **limoso argillose, limoso sabbiose, sabbioso fini limose** con consistenze perlopiù **mediamente compatte**. Le resistenze penetrometriche medie "Rp" sono variabili da 15 a 40 kg/cm². Le velocità delle onde di taglio Vs sono 150 m/s.

Unità B da circa 2 / 3 m a circa 9 / 13 m è presente un'unità stratigrafica caratterizzata prevalentemente da terre fini **argillose e limose** in variabili quantità e proporzioni. Le consistenze sono variabili da **molli** a **mediamente compatte**. Le resistenze penetrometriche sono variabili mediamente da 6 a 11 kg/cm². La velocità media delle onde di taglio Vs è di circa 120 m/s sintomo di bassi valori di rigidità.

Unità C da 9 / 13 m a circa 15 m è presente un'unità stratigrafica caratterizzata da **sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi** di consistenza variabile da **sciolta a compatta**. Le resistenze penetrometriche sono variabili mediamente da 30 a 100 kg/cm², mentre la velocità media delle onde di taglio Vs è circa 240 m/s sintomo di rigidità e consistenze significative.

Oltre la profondità di 15 m non sono disponibili resistenze penetrometriche, mentre il profilo di velocità delle onde Vs consente di ipotizzare la presenza di terre mediamente compatte sino alla profondità di circa 18 m. Oltre tale quota gli alti valori di velocità sono indicativi di rigidità e consistenze crescenti in profondità.

La sequenza stratigrafica descritta dalle tre unità appare coerente con il contesto geologico e geomorfologico del territorio descritto nel § 2.



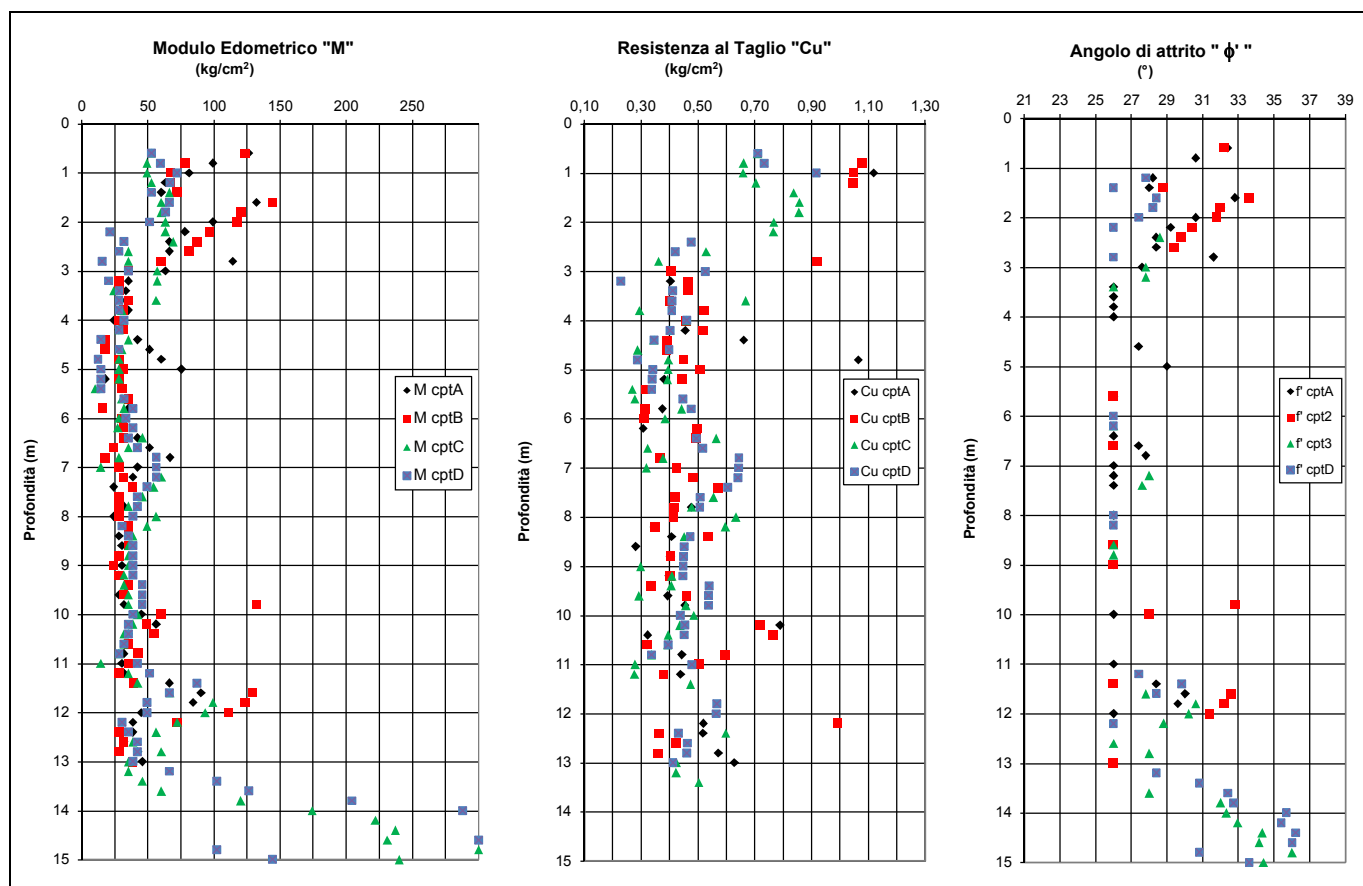
Profili verticali di quattro prove CPT limitrofe all'area di progetto.

4.2 Valutazioni geotecniche

I parametri geotecnici più rappresentativi dalla resistenza dei materiali sono la resistenza al taglio non drenata "Cu", l'angolo d'attrito efficace " ϕ ", il modulo di deformazione edometrica "M", il peso di volume " γ ".

Cu, ϕ , M, γ , sono stati determinati indirettamente con delle relazioni empiriche note in letteratura geotecnica e di consolidato utilizzo, in cui il parametro è posto in relazione con la resistenza penetrometrica "Rp" o con la velocità delle onde di taglio "Vs".

- “Cu” resistenza al taglio non drenata (valore di picco) per terre fini coesive; è stata determinata indirettamente con l’elaborazione dei parametri “Rp”, pressione litostatica e un parametro adimensionale variabile in relazione alla consistenza della terra ($15 \div 28$) (Raccomandazioni AGI, 1977).
- “ ϕ ” angolo d’attrito (valore di picco) per terre sabbiose o limoso sabbiose; è stato determinato indirettamente con l’elaborazione dei parametri “Rp” e pressione litostatica (metodi di Mitchell e Meyerhof).
- “M” modulo di deformazione edometrica (per terre fini e granulari); è stato determinato indirettamente con l’elaborazione dei parametri “Rp” e un parametro adimensionale variabile in relazione alla litologia, alla plasticità e alla consistenza (metodo di Mitchell e Gardner, 1975).
- “ γ ” peso di volume; è stato calcolato con l’equazione proposta da Dal Moro e al. 2007 in funzione della velocità delle onde di taglio Vs.



Grafici cumulativi della distribuzione puntuale in profondità dei principali parametri geotecnici elaborati con i dati penetrometrici limitrofi all’area di progetto.

Sulla base dei dati disponibili la stima dei valori medi dei parametri più rappresentativi delle terre presenti in sito sino alla profondità di circa 15 m sono i seguenti

VALORI MEDI DEI PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI	
“Cu” resistenza al taglio non drenata	0.3 – 0.45 kg/cm ²
“φ” angolo d’attrito efficace	26 / 30°
“M” modulo edometrico	20 – 40 kg/cm ²
“γ” peso di volume	1.70 / 1.80 Ton/m ³
<i>Le resistenze minori sono probabilmente in sub-superficie tra i 2 e 6 m di profondità.</i>	

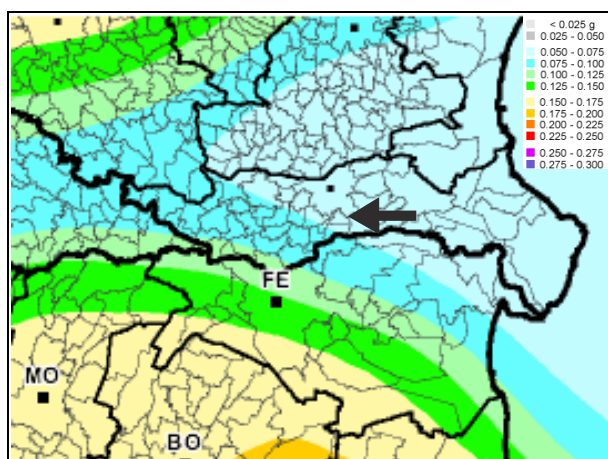
Il grado di saturazione d’acqua delle terre non è stato rilevato, ma dall’analisi dei dati disponibili è stata riscontrata una **falda freatica** entro la profondità di **1 / 2 m dal p.c.** con possibili escursioni stagionali di circa 1 m.

Gli apporti meteorici e i processi evaporativi possono fortemente condizionare il livello di saturazione dei materiali.

Sulla base dei dati disponibili il sottosuolo in sub-superficie (primi 5 m di profondità) è caratterizzato da un comportamento geotecnico eterogeneo. COESIVO per la presenza di limi e argille di variabile plasticità con grado di permeabilità perlopiù molto basso, GRANULARE (o attritivo) per la presenza di sabbie limose mediamente addensate non plastiche con grado di permeabilità basso. I parametri più rappresentativi della resistenza al taglio dei materiali sono la resistenza al taglio non drenata “Cu” per le terre coesive e l’angolo d’attrito “φ” per le sabbie.

5 PERICOLOSITA' SISMICA

Da un punto di vista amministrativo l'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 ha classificato sismico il territorio comunale di **PONTECCHIO POLESINE** inserendolo in **Zona 4 (livello di sismicità molto basso)**, con accelerazione " a_g " orizzontale massima al suolo di riferimento (categoria A) **0.050g** (sono riferiti ad una probabilità del superamento del 10% in 50 anni). L'O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 ha recepito il concetto di "pericolosità sismica" che rappresenta lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo e va intesa in senso probabilistico. La pericolosità si basa su una serie di elementi di input (catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc.) e di parametri di riferimento (scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, ecc.). L'O.P.C.M. 3519/2006 ha stabilito che il "livello di rischio sismico di base" del territorio da considerare nella progettazione strutturale sia definito mediante l'utilizzo di mappe suddivise in fasce con differente gradiente d'accelerazione " a_g " massima al suolo di riferimento (categoria A). Nell'area d'indagine " a_g " è inserito nella fascia **0.050 e 0.075g** (sono riferiti ad una probabilità del superamento del 10% in 50 anni).



Estratto dalla mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale di cui all'O.P.C.M. 3519/2006.

La pericolosità di base è in funzione delle caratteristiche sismotettoniche del territorio: sorgenti sismiche, energia, tipo e frequenza dei terremoti. La pericolosità locale è in funzione delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche locali che interagendo con il moto sismico sono in grado di modificarne le azioni oltre alla comparsa di effetti locali come l'amplificazione del segnale, la liquefazione, la densificazione, i cedimenti ecc..

5.1 Pericolosità sismica di base

Il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ha stabilito che la "**pericolosità sismica di base**" del sito sia definita da tre parametri variabili in funzione di prefissati periodi di ritorno " T_R " di un dato evento sismico:

- (a_g) accelerazione orizzontale massima al suolo di riferimento (categoria A),
- (F_0) valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

- (T_c^*) periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In relazione alla vita nominale e classe d'uso delle costruzioni opportune tabelle allegate alle NTC riportano i valori dei tre parametri per i diversi stati limite di sicurezza per le prestazioni delle costruzioni ("SLO" Stato Limite di Operatività, "SLD" Stato Limite di Danno, "SLV" Stato Limite di salvaguardia della Vita, "SLC" Stato Limite di prevenzione del Collasso).

Nella zona d'indagine ipotizzando per le opere in progetto la classe d'uso "II" (NTC § 2.4.2 costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali ...) e la vita nominale " V_N " delle opere strutturali ≥ 50 anni (NTC § 2.4.1 "opere ordinarie ..."), l'azione sismica di base è stata determinata con l'utilizzo dei parametri descritti nella successiva tabella che fanno ancora riferimento alle NTC-2008 (sono stati ricavati con l'utilizzo del programma "Spettri-NTC ver. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

AZIONI SISMICHE DI BASE (D.M. 14/01/2008)				
Latitudine (ED50 in gradi decimali)			45,02188°	
Longitudine (ED50 in gradi decimali)			11,80793°	
Vita nominale dell'opera strutturale " V_N "			≥ 50 anni	
Classe d'uso			II	
Coefficiente d'uso " C_u "			1	
Periodo di riferimento " V_R " per l'azione sismica			50 anni	
" P_{VR} " (Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R) per SLO			81%	
" P_{VR} " per SLD			63%	
" P_{VR} " per SLV			10%	
" P_{VR} " per SLC			5%	
" T_R " (periodo di ritorno dell'evento) per "SLO" (con P_{VR} 81%)			30 anni	
" T_R " per "SLD" (con P_{VR} 63%)			50 anni	
" T_R " per "SLV" (con P_{VR} 10%)			475 anni	
" T_R " per "SLC" (con P_{VR} 5%)			975 anni	
Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_c^* (s)
SLO	30	0,029	2,519	0,218
SLD	50	0,035	2,551	0,263
SLV	475	0,067	2,714	0,353
SLC	975	0,085	2,671	0,368
Qualora la vita nominale e la classe d'uso delle opere in progetto risultassero differenti da quelle descritte, i parametri riportati in tabella dovranno essere aggiornati in riferimento a quanto previsto dalla normativa.				

La magnitudo di un sisma rappresenta un elemento importante nella valutazione dell'azione sismica di un sito; la stima della magnitudo " M_w " prevista per la zona d'indagine può essere

definita con il METODO DELLE ZONE SISMOGENETICHE, ovvero una delle 36 zone “ZS” in cui è stato suddiviso il territorio italiano e alle quali è stato associato un valore massimo di “ M_{wmax} ” (Linee Guida per la Microzonazione Sismica, 2008).

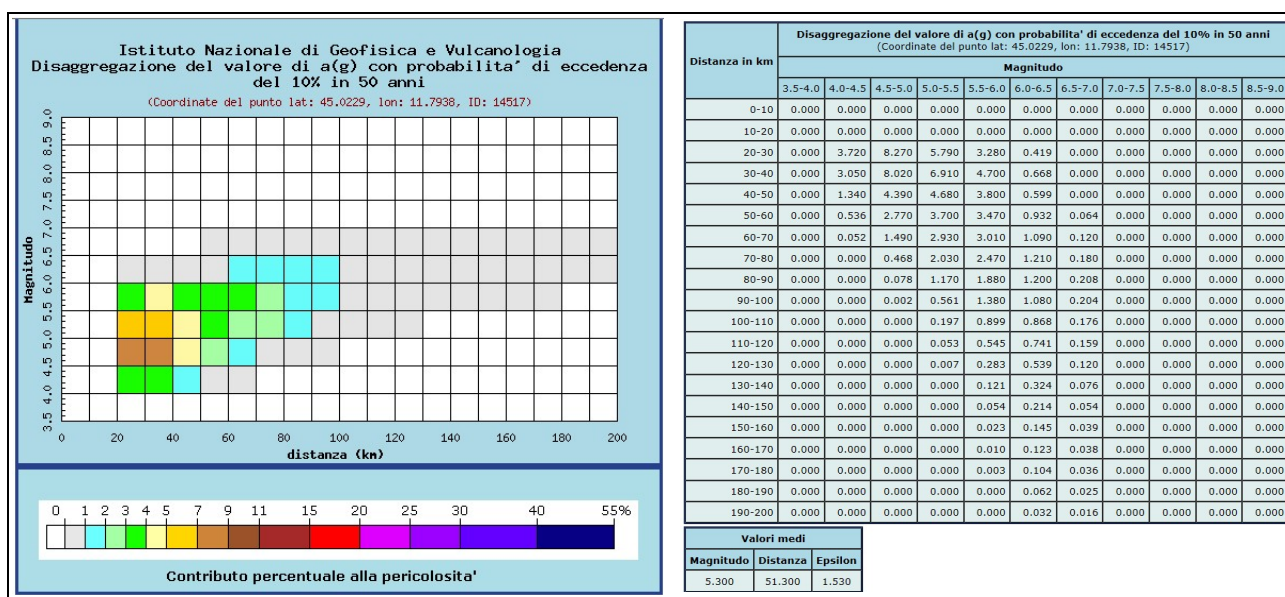
La zona d’indagine non è inserita in una zona sismogenetica ma è limitrofa alla zona ZS912 con M_w 6.14.

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d’Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Tabella estratta dalla Linee Guida per la microzonazione sismica del Dipartimento di Protezione Civile.

In alternativa al metodo delle zone sismogenetiche la stima della magnitudo prevista per la zona d’indagine può essere valutata con il METODO DELLA DISAGGREGAZIONE, il quale consente di prendere in considerazione i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito. L’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia propone delle mappe e delle tabelle in cui per ogni comune del territorio italiano la disaggregazione dell’accelerazione di picco su suolo rigido consente di calcolare il valore della magnitudo in funzione della distanza epicentrale e la relativa probabilità in funzione di determinati periodi di ritorno di un evento sismico.

Le immagini successive, ottenute dalle mappe proposte nel sito dell’INGV, rappresentano la pericolosità attesa per la località Pontecchio Pol. per un tempo di ritorno dell’evento sismico di 475 anni.



Pericolosità sismica attesa per la località Pontecchio per un tempo di ritorno dell’evento di 475 anni.

5.2 Pericolosità sismica locale

Le Linee Guida NTC definiscono la *risposta sismica locale* come “l’azione sismica quale emerge in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, subite per effetti morfologici o subite trasmettendosi dal substrato rigido attraverso le coperture”. Le coperture sedimentarie amplificano l’accelerazione sismica in superficie agendo contemporaneamente da filtro del moto sismico (diminuiscono l’energia complessiva), ma modificando la composizione e l’amplificazione di alcune frequenze.

In riferimento al D.M. 17/01/2018 la “classificazione sismica del sottosuolo” e la “classificazione topografica del sito” consentono di stimare con un *approccio semplificato* gli effetti di sito sul segnale sismico, ossia l’accelerazione di riferimento amplificata (o accelerazione massima attesa in superficie “ a_{max} ”).

5.2.1 Classificazione sismica del sottosuolo

In riferimento alla vigente normativa il sottosuolo di fondazione è stato classificato in funzione della “ $V_{s,eq}$ ”, ovvero la velocità equivalente delle onde di taglio “Vs” calcolate dalla quota del piano di posa delle fondazioni sino alla profondità del sub-strato rigido con $V_s > 800$ m/s, o sino alla profondità di 30 m qualora il sub-strato rigido sia più profondo di 30 m. I valori di Vs sono stati ricavati dall’elaborazione delle onde di superficie di Raleigh mediante la tecnica d’indagine sismica MASW. Il § 3.2 descrive l’indagine eseguita e il § 3.2.1 i risultati ottenuti.

L’equazione definita dalla normativa per il calcolo della “ $V_{s,eq}$ ” (D.M. 17/01/2018, § 3.2.2.) è la seguente:

$$V_{s,eq} = H / (\sum h_i / V_i)$$

h_i = spessore dello strato i -esimo

V_i = velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo

H = profondità del sub-strato rigido o 30 m

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018)	
<i>Categoria</i>	<i>Descrizione</i>
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.
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.
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.
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 m/s e 180 m/s.
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.

$V_{s,eq} = 189 \text{ m/s}$
Sub-strato rigido = >30 m
Categoria sottosuolo = C

La superficie topografica dell'area d'indagine è pianeggiante (inclinazione <15°):

Categoria topografica = T1

5.2.2 Amplificazione stratigrafica e topografica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo. Il moto sismico alla superficie (in campo libero) associato ad ogni categoria di sottosuolo viene definito mediante l'**accelerazione massima attesa in superficie** " a_{max} " e una forma spettrale ancorata ad essa.

L'accelerazione " a_{max} " rappresenta l'amplificazione dell'accelerazione di base (moto su suolo rigido) a seguito degli effetti di sito: ovvero le condizioni geologiche e topografiche.

L'accelerazione massima può essere calcolata con la seguente relazione (DM 17/01/2018, § 7.11.3.2)

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S – coefficiente di amplificazione stratigrafica (in relazione alla categoria di sottosuolo)

S_T – coefficiente di amplificazione topografica (in relazione alla categoria topografica)

In funzione della classificazione sismica del sottosuolo, della classificazione topografica, della pericolosità di base del sito (a_g su suolo rigido), i valori dei coefficienti "S" e delle accelerazioni sismiche orizzontali amplificate " a_{max} " per ogni stato limite sono:

Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni

Categoria del sottosuolo = C

	<i>SLO</i>	<i>SLD</i>	<i>SLV</i>	<i>SLC</i>
S_S	1.500	1.500	1.500	1.500
S_T	1.0	1.0	1.0	1.0
S	1.500	1.500	1.500	1.500
a_g	0.029	0.035	0.067	0.085
a_{max}	0.043	0.052	0.101	0.128

5.2.3 Coefficienti sismici

I **coefficienti sismici** " k_h " e " k_v " sono due parametri (rispettivamente coefficiente sismico orizzontale e verticale) che permettono di considerare l'effetto cinematico del suolo in

presenza dell'azione sismica. In particolare il coefficiente " k_h " può essere utilizzato per ricavare la stima della resistenza del sottosuolo in condizioni dinamiche.

" k_h " e " k_v " possono essere stimati con le seguenti relazioni valide per analisi pseudo-statiche (DM 17/01/2018, § 7.11.3.5.2).

$$k_h = \beta \ a_{\max}/g \quad k_v = \pm 0.5 \ k_h$$

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica massima (0.20 ÷ 0.28, tab. 7.11.I)

g = accelerazione di gravità

Periodo di riferimento V_R = 50 anni

Categoria del sottosuolo = C

	<i>SLO</i>	<i>SLD</i>	<i>SLV</i>	<i>SLC</i>
a_{\max}	0.043	0.052	0.101	0.128
β	0.20	0.20	0.24	0.24
K_h	0.009	0.010	0.024	0.031
K_v	0.004	0.005	0.012	0.015

6 VERIFICHE DI STABILITA' DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo a titolo orientativo sono descritte delle simulazioni di calcolo della resistenza del sistema geotecnico “terreno – opera di fondazione” al fine di fornire dei parametri di riferimento e valutazione per la scelta e il dimensionamento strutturale delle opere di fondazione.

Indicativamente la tipologia di fondazione considerate nei calcoli è stata

fondazione diretta tipo PLATEA equivalente rettangolare 11 x 6 m
impostata in sub-superficie (-0.5 m)

In riferimento alla vigente normativa le verifiche della stabilità del sistema “terreno – opera di fondazione” sono state eseguite agli “*stati limite*”: Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite d'Esercizio (SLE).

“SLU” è definito come lo stato al superamento del quale si hanno fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

“SLE” è definito come lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

6.1 Resistenze allo Stato Limite Ultimo (SLU) in condizioni statica e dinamica

La verifica della sicurezza allo stato limite ultimo di resistenza del terreno è stata calcolata con il “metodo dei coefficienti parziali” e si basa sull'ipotesi della seguente condizione (D.M. 17/01/2018, § 6.2.4.1)

$$E_d \leq R_d$$

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione (carico di progetto)

R_d = valore di progetto della resistenza del sottosuolo (carico limite)

$$R_d = 1/\gamma_R R [X_k/\gamma_M; a_d]$$

γ_R γ_M coefficienti parziali

R resistenza del sottosuolo

X_k parametri geotecnici caratteristici

a_d superficie

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Schema dei coefficienti parziali (γ_M) da applicare ai parametri caratteristici del sottosuolo in riferimento a quanto proposto dal D.M. 17 gennaio 2018 tab. 6.2.II

Il carico di progetto (E_d) allo stato attuale non è definito, pertanto lo scopo delle verifiche è stato stimare la **PRESSIONE LIMITE DI PROGETTO (R_d/A') cui fare riferimento per ottenere la condizione suddetta imposta dalla vigente normativa.**

“R” è stata calcolata utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del sottosuolo presenti entro la profondità significativa, la quale è relativa all’altezza del “cuneo di tensioni” indotto dai carichi esterni. Le dimensioni del “cuneo di tensioni” sono in funzione della larghezza della fondazione (B) e dell’angolo d’attrito del terreno (ϕ'). La stima dell’altezza del “cuneo di tensioni” (H), ossia lo spessore di sottosuolo in cui si può verificare la rottura del terreno, è data dalla seguente relazione (Meyerhof):

$$H = (B/2) \operatorname{tg} (45^\circ + \phi'/2)$$

In considerazione dei dati disponibili, delle caratteristiche fisiche e idrauliche delle terre coinvolte dalle tensioni e della geometria della fondazione ipotizzata, i **parametri caratteristici del sottosuolo di fondazione** che descrivono la resistenza al taglio secondo il criterio di rottura di Mohr e Coulomb nelle condizioni di calcolo più cautelative sono i seguenti

FONDAZIONE	MODELLO DI CALCOLO	PARAMETRI
PLATEA	Condizione non drenata ($\phi' = 0$; $C_u \neq 0$)	$C_{uk} 0.4 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_k 1.7 \text{ T/m}^3$

Nelle elaborazioni si è proceduto al calcolo delle seguenti resistenze

- resistenza unitaria limite “R/A”
- resistenza unitaria di progetto “ R_d/A ”

CONDIZIONI DI CALCOLO	
a	modello di calcolo Brich – Hansen 1970 (EC7 – EC8) con coefficienti correttivi della resistenza i cui valori sono in funzione del sistema geotecnico (caratteristiche del terreno + geometria della fondazione)
b	verifica di tipo geotecnico (GEO) per collasso per carico limite dei terreni di fondazione con approccio 2 (A1+ M1+R3) (D.M. 17/01/2018)
c	topografia orizzontale del piano campagna e del piano di posa della fondazione
d	il comportamento geotecnico delle terre di fondazione entro il “cuneo di tensioni” è di tipo granulare per la presenza di limi sabbiosi o di tipo coesivo per la presenza di terre fini plastiche
e	la verifica alla rottura del terreno di fondazione è stata eseguita in ultima analisi in condizioni non drenate con tensioni totali ($\phi' = 0$; $C \neq 0$)
f	i parametri caratteristici utilizzati per il calcolo delle resistenze limite sono relativi alle terre presenti nei primi 5 m di profondità
g	il coefficiente parziale di sicurezza (γ_R) per il calcolo della resistenza di progetto “ R_d ” è 2.3, (D.M. 17/01/2018, § 6.4.2.1)
h	profondità della falda freatica -1 m

i	verifiche in assenza di sollecitazioni dinamiche (condizione statica) e in presenza di sollecitazioni sismiche (condizione dinamica con analisi pseudo-statica)
I	carico della struttura verticale applicato nel baricentro della fondazione in condizioni statiche; carico inclinato in condizioni sismiche

L'equazione utilizzata per di calcolo della resistenza unitaria del sottosuolo è stata

$$R/A' = (2 + \pi) C s_c d_c i_c h_{cf} + q N_q s_q d_q i_q h_{qf} + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma h_{\gamma f}$$

R/A'	resistenza unitaria o pressione limite
A'	area efficace della fondazione
C	coesione o resistenza al taglio N.D.
q	pressione litostatica sul piano di posa
γ'	peso di volume efficace sotto il piano di posa della fondazione
N_q, N_γ	fattori di capacità portante (Brich – Hansen 1970, EC7 – EC8)
s_c, s_q, s_γ	coefficienti di forma in funzione della larghezza e della lunghezza della fondazione (Brich – Hansen 1970, EC7 – EC8)
d_c, d_q, d_γ	coefficienti di profondità in funzione della profondità del piano di posa della fondazione e della sua larghezza (Hansen, 1970)
i_c, i_q, i_γ	coefficienti d'inclinazione in funzione delle componenti orizzontale e verticale dei carichi in presenza di eccentricità e/o di azioni dinamiche (Vesic, 1970)
$h_{cq\gamma f}$	coefficienti correttivi in campo sismico (Maugeri e Novità, 2004).

In riferimento a quanto prescritto dalla circolare ministeriale 617/2009 nelle condizioni di calcolo sismiche le resistenze del sottosuolo sono state calcolate inserendo nell'equazione suddetta i coefficienti correttivi "h", i quali sono stati determinati con il metodo di Maugeri e Novità (2004); essi consentono di portare in conto gli effetti cinematico – inerziali indotti dal sisma sul sistema "terreno – fondazione".

I coefficienti sono stati calcolati con le seguenti equazioni

$$h_{cf} = D (k_h^2 f) + E (k_h f) + 1$$

$$h_{qf} = H (k_h^2 f) + I (k_h f) + 1$$

$$h_{\gamma f} = B (k_h^2 f) + C (k_h f) + 1$$

k_h coefficiente sismico orizzontale in funzione dell'accelerazione a_{max}

B, C, H, I, D, E coefficienti in funzione dell'angolo d'attrito " ϕ "

f coefficiente che tiene conto dell'effetto cinematico - inerziale indotto dal sisma (il valore 0 considera il solo effetto cinematico, il valore 1 entrambi gli effetti; il valore utilizzato nei calcoli è 1)

In merito all'inclinazione del carico a seguito dall'azione sismica, non disponendo di specifiche informazioni la resistenza del terreno è stata valutata con il contributo del coefficiente d'inclinazione del carico " $i_{cq\gamma}$ " (Vesic, 1970) prevedendo che il carico totale subisca un'azione sismica pari a quanto definito dalla normativa per lo Stato Limite SLV. L'azione sismica si esplica con il coefficiente " k_h " così come descritto nel § 5.2.3.

$$F_H = W \times k_h$$

F_H forza orizzontale equivalente che tiene conto dell'inerzia del carico
 W peso della struttura o carico totale
 k_h coefficiente sismico orizzontale

Allo stato attuale il carico totale non è definito, pertanto è stato determinato ipotizzando una pressione massima in fondazione di 0.5 kg/cm^2 .

Le tabelle successive riportano i parametri considerati e i risultati ottenuti.

RESISTENZA DEL SOTTOSUOLO ALLO SLU IN CONDIZIONI STATICHE

FONDAZIONE			
Tipologia	PLATEA	N carico normale (kg)	-
B larghezza (m)	6	H carico ortizzontale (kg)	-
L lunghezza (m)	11	β inclinazione del p.c.	-
Df incastro nel suolo (m)	0,5	η inclinazione della base	-

PARAMETRI GEOTECNICI			
Cu_k (kg/cm ²)	0,4	Comportamento meccanico	COESIVO
ϕ_k (°)		Condizione di calcolo	STATICA
γ sopra fondazione (kg/m ³)	1700		
γ sotto fondazione (kg/m ³)			

PARAMETRI PER LAVERIFICA SLU			
Combinazione di calcolo A2			
γ_M coeff. parziale	1	i_c coeff. d'inclinazione	1,00
γ_R coeff. di sicurezza	2,3	i_q coeff. d'inclinazione	1,00
Cu_d (kg/cm ²)	0,40	i_γ coeff. d'inclinazione	1,00
ϕ_d (°)	0,0	s_c coeff. di forma	1,11
γ sopra fondazione (kg/m ³)	1700	s_q coeff. di forma	1,00
N_c fattore di portanza	5,14	s_γ coeff. di forma	0,84
N_q fattore di portanza	1,00		
N_γ fattore di portanza	0,00		
d_c coeff. di profondità	1		
d_q coeff. di profondità	1	R/A' pressione limite (kg/cm ²)	2,37
d_γ coeff. di profondità	1	Rd/A' pressione di progetto (kg/cm²)	1,03

RESISTENZA DEL SOTTOSUOLO ALLO SLU IN CONDIZIONI DINAMICHE

FONDAZIONE			
Tipologia	PLATEA	N carico normale (kg)	330000
B larghezza (m)	6	H carico orizzontale (kg)	8000
L lunghezza (m)	11	β inclinazione del p.c.	-
Df incastro nel suolo (m)	0,5	η inclinazione della base	-

PARAMETRI GEOTECNICI		PARAMETRI SISMICI	
Cu_k (kg/cm ²)	0,4	V_N vita nominale (anni)	50
ϕ_k (°)	0	C_U coeff. d'uso	1
γ sopra fondazione (kg/m ³)	1700	V_R periodo di riferimento (anni)	50
γ sotto fondazione (kg/m ³)	0	Categoria sottosuolo	C
Comportamento meccanico	COESIVO	a_{max} (g)	0,101
Condizione di calcolo	DINAMICA	k_h coeff. sismico orizzontale	0,024

PARAMETRI PER LAVERIFICA SLU			
Combinazione di calcolo A2			
γ_M coeff. parziale	1	i_c coeff. d'inclinazione	0,98
γ_R coeff. di sicurezza	2,3	i_q coeff. d'inclinazione	
Cu_d (kg/cm ²)	0,40	i_γ coeff. d'inclinazione	
ϕ_d (°)	0,0	B (coeff. Maugeri, Novità)	5,49
N_c fattore di portanza	5,14	C (coeff. Maugeri, Novità)	-4,56
N_q fattore di portanza	1,00	D (coeff. Maugeri, Novità)	1,18
N_γ fattore di portanza	0,00	E (coeff. Maugeri, Novità)	-1,69
d_c coeff. di profondità	1	H (coeff. Maugeri, Novità)	1,75
d_q coeff. di profondità	1	I (coeff. Maugeri, Novità)	-2,36
d_γ coeff. di profondità	1	f (coeff. cinematico - inerziale)	1
s_c coeff. di forma	1,11	h_{cf} coeff. correttivo sismico	0,96
s_q coeff. di forma	1,00	h_{qf} coeff. correttivo sismico	0,94
s_γ coeff. di forma	0,84	$h_{\gamma f}$ coeff. correttivo sismico	0,89
R/A' pressione limite (kg/cm ²)	2,15	Rd/A' pressione di progetto (kg/cm²) 0,93	

6.2 Resistenze allo Stato Limite d'Esercizio (SLE) – calcolo dei cedimenti

La verifica allo stato limite d'esercizio del sistema “terreno – opere di fondazione” è relativa alla verifica delle “tensioni – deformazioni compatibili del sottosuolo” affinché non risulti pregiudicata o limitata la funzionalità e/o integrità delle opere.

Lo stato limite risulta verificato se

$$E_d \leq C_d$$

E_d = carico di progetto della struttura nello stato limite

C_d = carico che determina il max cedimento tollerabile

Generalmente un sottosuolo con le caratteristiche geologiche e geotecniche descritte nei §§ 4.1 e 4.2 se caricato dall'esterno, o a seguito di variazioni tensionali interne, reagisce riducendo il suo volume con espulsione di fluidi e riduzione del volume dei vuoti tra le particelle. Tale fenomeno noto come “processo di consolidazione primaria” induce dei cedimenti nel sottosuolo la cui entità e durata sono in funzione di alcune caratteristiche fisiche e geotecniche delle terre.

Il grado di deformabilità delle terre può essere valutato in riferimento ai valori del modulo di deformazione edometrica "M". In superficie il grado di deformabilità è MEDIO con valori variabili da 50 a 70 kg/cm², poi sino alla profondità di almeno 10 m il grado di deformabilità è ALTO o MEDIO – ALTO con valori variabili da 20 a 40 kg/cm².

La stima indicativa del cedimento è stata calcolata con il metodo edometrico di Terzaghi, prevedendo una distribuzione delle tensioni indotte nel sottosuolo basata sulla teoria di Boussinesq.

$$\Delta H = \sum (P_v / M \cdot H)$$

ΔH = cedimento assoluto (cedimento immediato + cedimento per consolidazione)
H = spessore dello strato (nell'elaborazione sono stati considerati strati di 20 cm)
M = modulo di deformazione edometrica (M) di ogni singolo strato.
P_v = pressione verticale indotta nel sottosuolo dal carico esterno (punto centrale all'asse della fondazione)

In virtù della disponibilità di dati acquisiti indirettamente senza specifiche analisi di laboratorio, e delle assunzioni imposte dal metodo di calcolo, i risultati ottenuti sono indicativi e qualitativi del potenziale assestamento. L'entità del cedimento calcolata è assoluta e non considera i tempi di consolidazione.

CONDIZIONI DI CALCOLO	
a	i moduli edometrici sono stati ricavati indirettamente dai dati penetrometrici disponibili
b	fondazione diretta tipo PLATEA equivalente rettangolare di dimensioni 11 x 6 m impostata in sub-superficie
c	i carichi d'esercizio (E _d) permanenti della struttura non sono noti, ma a titolo orientativo sono state ipotizzate delle pressioni d'esercizio unitarie nette (C _d /A') a contatto con il terreno compatibili con i cedimenti tollerabili dalla platea (≤5 cm)
d	carichi d'esercizio permanenti concentrati nel centro della fondazione

STIMA DEI CEDIMENTI ASSOLUTI				
Fondazione	Dimensioni (m)	Prof. piano di posa (m)	Pressione di contatto (kg/cm ²)	Cedimento (cm)
PLATEA	6 X 11	-0.5	0.35	4

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio geologico descritto nella presente relazione è stato realizzato in merito al progetto di costruzione di un nuovo chiosco per attività commerciale, la cui area di sedime sarà in Via Falcone a Pontecchio Polesine.

Nel rispetto della vigente normativa la relazione descrive i seguenti aspetti:

- prove geognostiche eseguite in sito,
- modello stratigrafico del sottosuolo,
- valutazioni geotecniche specifiche del sito,
- analisi della pericolosità sismica locale
- stima della stabilità del sistema geotecnico “terreno – opere di fondazione”.

Il sottosuolo sino alla profondità di circa 15 m è caratterizzato da 3 macro unità stratigrafiche (A, B, C) costituite da depositi in giacitura naturale di terre fini (limose argillose sabbiose) di origine alluvionale recente in ambiente di piana alluvionale.

Sino alla profondità di circa 10 m prevalgono le terre limoso argillose con variabile grado di plasticità e consistenze variabili da molli a mediamente compatte. Il loro grado di deformabilità è variabile da alto a medio – alto e pertanto in funzione del peso della struttura dell’opera in progetto si dovrà valutare la compatibilità dei carichi in fondazione con la deformazione del sottosuolo. A titolo indicativo è stato calcolato che una pressione di 0.35 kg/cm^2 omogeneamente distribuita su una platea di fondazione determinerebbe un cedimento assoluto di circa 4 cm.

La falda freatica è presente oltre la profondità di 1 m, pertanto gli scavi necessari per la posa di opere di fondazione dirette tradizionali non interferiranno con le terre sature, fatto salvo i periodi particolarmente umidi e piovosi, poiché l’eterogena permeabilità delle terre superficiali potrebbe favorire delle temporanee stagnazioni delle acque percolanti.

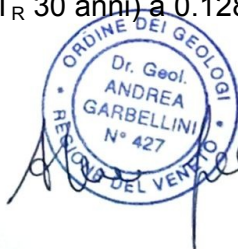
La stima della stabilità del sistema geotecnico “terreno - opere di fondazione” allo “Stato Limite Ultimo” è stato simulato orientativamente prevedendo l’utilizzo di una fondazione diretta tipo platea equivalente rettangolare. Le resistenze del sottosuolo in condizioni statiche e dinamiche sono le seguenti

R_d/A_{statica}	1.0 kg/cm^2
R_d/A_{dinamica}	0.9 kg/cm^2

Da un punto di vista sismico l’area d’indagine è inserita nella Zona Sismica 4 e il sottosuolo è classificato in categoria C ($V_{s,eq} 189 \text{ m/s}$).

Il sottosuolo amplifica il moto sismico e in funzione delle opere in progetto (si è ipotizzato una classe d’uso II con $V_N \geq 50$ anni) la normativa attuale prevede un’accelerazione orizzontale massima attesa al sito “ a_{max} ” di ancoraggio dello spettro di risposta elastico variabile da $0.043g$ ($V_R 50$ anni, $T_R 30$ anni) a $0.128g$ ($V_R 50$ anni, $T_R 975$ anni).

Lì, 09 agosto 2018



Dott. Geol. Andrea Garbellini

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CHIOSCO

Committente: COMUNE DI PONTECCHIO POL.

Località: Pontecchio Pol. – Via Falcone

ALLEGATI

- Ubicazione dell'area d'indagine
- Ubicazione della prova sismica
- Elaborato della prova sismica

ALLEGATO

Ubicazione dell'area d'indagine

Base estratta dalle mappe di Google Earth
(planimetria non in scala)

Comm.te: Comune di Pontecchio
Comune: Pontecchio Polesine (RO)
Località: Via Falcone
Data: 02/08/2018



Coordinate geografiche (WGS84) centrali all'area di progetto
LAT 45,02096 LONG 11,80694

Coordinate geografiche (ED50) centrali all'area di progetto
LAT 45,02188 LONG 11,80793

ALLEGATO

Ubicazione della prova sismica

Base estratta dalle mappe di Google Earth
(planimetria non in scala)

Comm.te: Comune di Pontecchio
Comune: Pontecchio Polesine (RO)
Località: Via Falcone
Data: 02/08/2018



allineamento dello stendimento sismico Masw

g1, g24

posizione dei geofoni nella prova Masw (n.1 e n.24, interasse tra i geofoni 2 m)

PROVA SISMICA - 01

(tecnica d'indagine M.A.S.W. con 24 geofoni da 4.5 Hz)

Comm.te: Comune di Pontecchio

Comune: Pontecchio Polesine (RO)

Località: Via Falcone

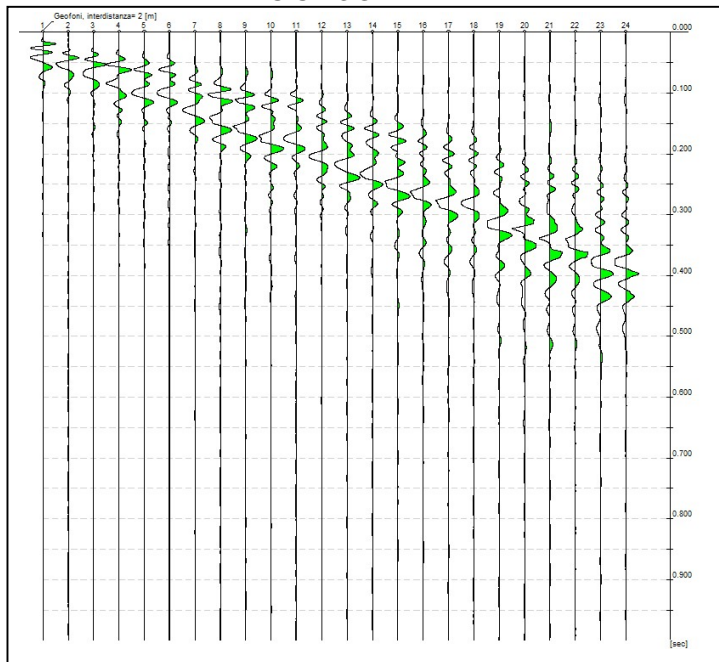
Data: 02/08/2018

STUDIO GEOLOGICO dott. ANDREA GARBELLINI

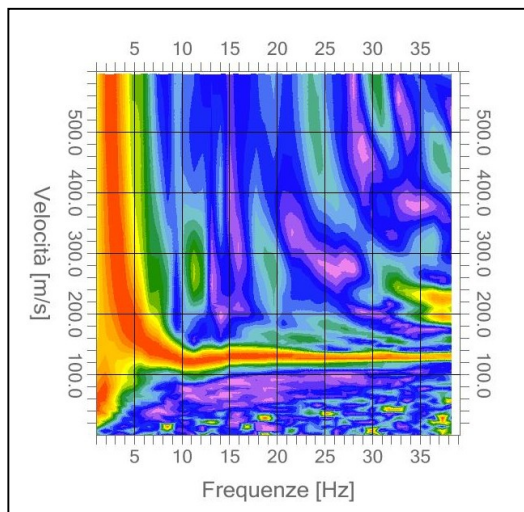
Via Antonio Gramsci n. 74, 45034 Canaro (Rovigo)

tel 371.3270368, 347.2318951, email andrea.garbellini@gmail.com

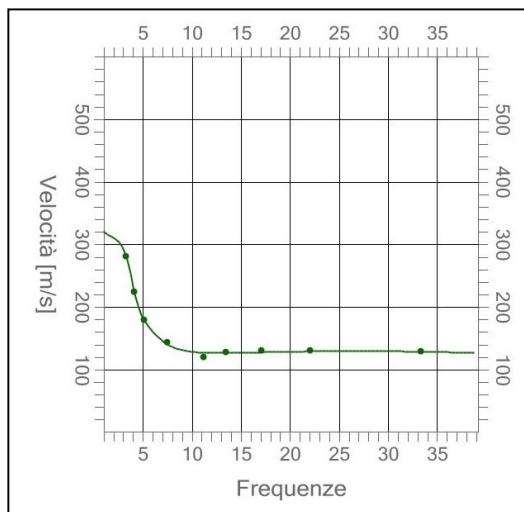
SISMOGRAMMA



SPETTRO VELOCITÀ DI FASE

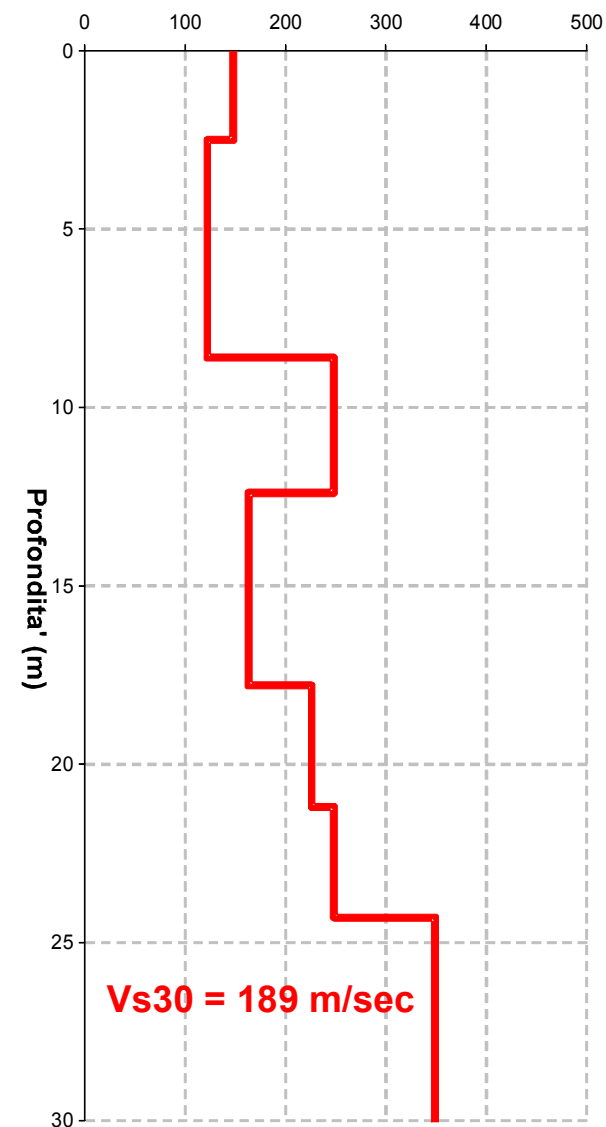


CURVA DI DISPERSIONE



Profilo verticale onde S

Vs (m/sec)



Strato	Spessore (m)	Prof. (m)	γ kg/mc	Vs (m/s)	G (MPa) Rigidità
1	2,5	2,5	1784	148	39
2	6,1	8,6	1721	122	26
3	3,8	12,4	1953	248	120
4	5,4	17,8	1816	163	48
5	3,4	21,2	1923	226	98
6	3,1	24,3	1953	248	120
7	6,0	30,3	2065	349	251