

**NTC 2018**

**Relazione geologico-sismica  
Modello geotecnico del terreno**

OGGETTO: REALIZZAZIONE STRUTTURE PER MANEGGIO

Strada Provinciale 468 Correggio, 61/A Carpi 41012 (Mo)

SOCIETÀ AGRICOLA PAMOLA S.R.L

**Reggio Emilia (RE), Febbraio 2024**

***Dr Geol. Valentina Tavaglione***

*Via V. M. Hugo 15*

*42123 Reggio Emilia (RE)*

*PI: 02913320350*

*CF: TVGVNT95S49H223M*

*[valentinatavaglione95@gmail.com](mailto:valentinatavaglione95@gmail.com)*

## **INDICE**

### **1 PREMESSA**

### **2 INDAGINI E STUDI ESEGUITI**

### **3 MODELLO GEOLOGICO**

**3.1 Geomorfologia**

**3.2 Geologia**

**3.3 Idrogeologia**

**3.4 Assetto Stratigrafico**

**3.5 Quadro Tettonico**

### **4 GEOTECNICA**

### **5 SISMICA**

**5.1 Identificazione della categoria di sottosuolo**

**5.2 Identificazione della zona sismica**

**5.3 Identificazione della categoria topografica**

**5.4 Valutazione della sismicità di base e dell'azione sismica locale**

**5.5 Amplificazione del moto sismico sito-specifico**

**5.6 Valutazione dei possibili effetti di sito - MS comunale**

### **6 FONDAZIONI**

**6.1 Stima del carico limite del terreno in condizioni sismiche (SLU-SLV)**

## **ALLEGATI**

ALLEGATO 1: prove penetrometriche statiche (CPT)

ALLEGATO 2: indagine geofisica HVSR

ALLEGATO 3: parametri geotecnici

ALLEGATO 4: analisi liquefazione

# 1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti geologici e sismici inerenti l'area su cui è prevista la realizzazione di nuove strutture per per maneggio all'interno del Circolo Ippico Equiclub, presso la Strada Provinciale 468, in località Ponte Nuovo a Carpi (MO) compreso tra Via Sinistra Tresinaro a ovest e Via Geminiola a est.

L'area è ubicata al confine comunale tra Carpi e Correggio ovvero tra la provincia di Modena e di Reggio Emilia, definito dal corso del Cavo Tresinaro, in direzione prevalente sud-nord (Figura 1).

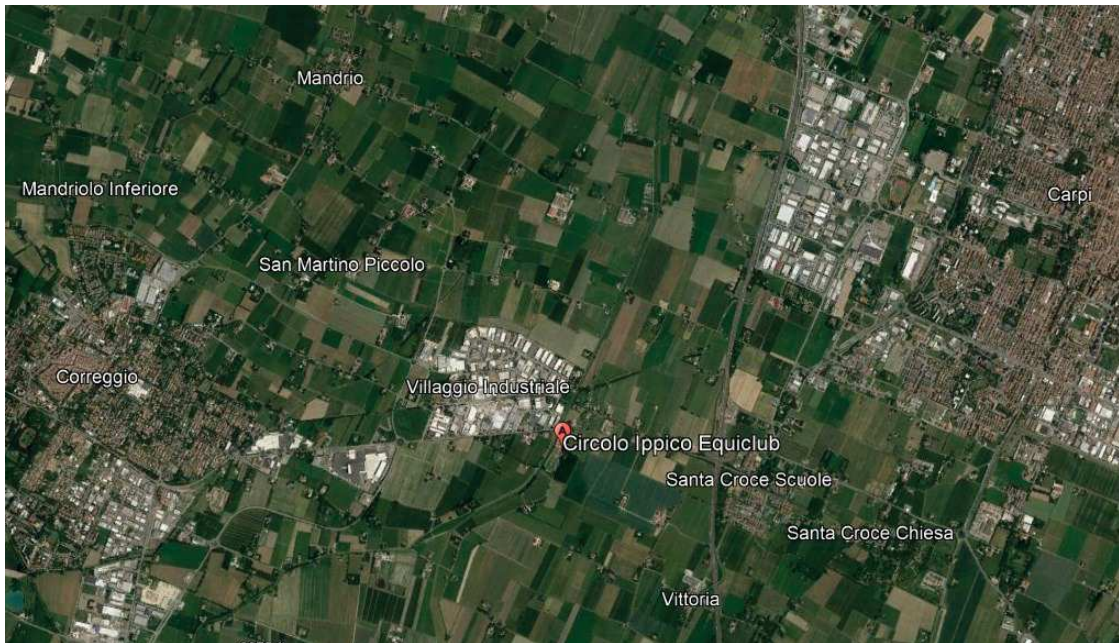


Figura 1: Inquadramento aerea

Nel rispetto della legislazione vigente e delle Norme geologiche del PRG comunale, oltre che dell'analisi di MS comunale, il presente studio è finalizzato a definire quanto segue:

- caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito;
- caratteristiche geotecniche del sito: stratigrafia e parametri geotecnici dei terreni;
- caratteristiche sismiche del sito: sismicità di base, azione sismica locale e pericolosità sismica;
- valutazione della resistenza del terreno nei confronti dei sovraccarichi applicati dalle opere in progetto.

L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di due nuove strutture con destinazione a stalla in corrispondenza dell'area occupata dall'attuale campo da tennis e zona ex paddok in sabbia presente all'interno della proprietà.

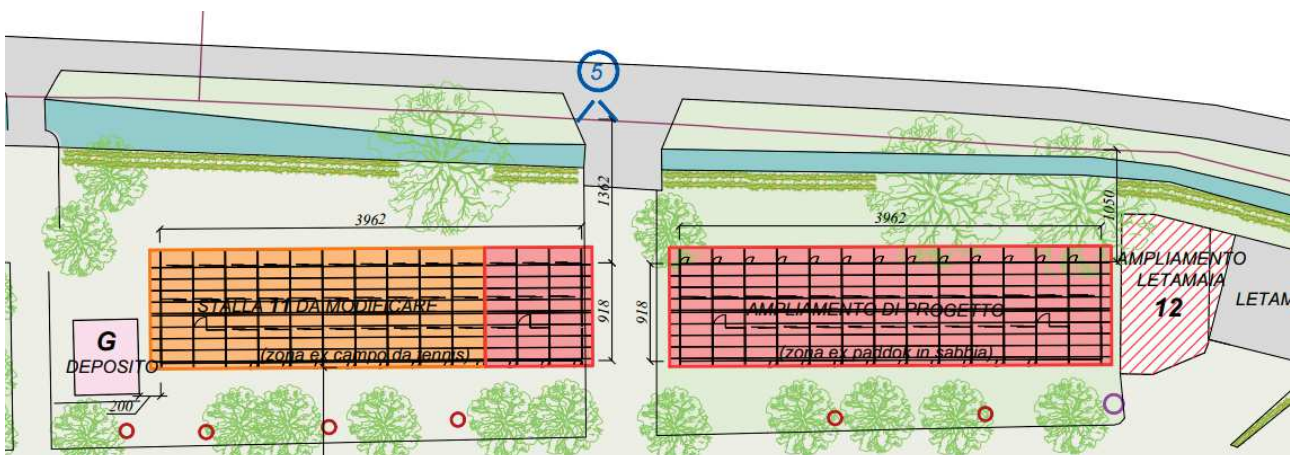


Figura 2: Planimetria di progetto

In Figura 8 si riporta la foto aerea della zona in esame e la relativa ubicazione delle indagini eseguite.

## 2 INDAGINI E STUDI ESEGUITI

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di fondazione del sito in esame sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) - Allegato 1:

- CPTU1: 20 metri di profondità da p. campagna
- CPTU2: 15 metri di profondità da p. campagna

Per la caratterizzazione sismica del sito e relativa valutazione di Vs30 è stata eseguita la seguente indagine (Allegato 2):

- HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) a mezzo sismometro a stazione singola (tromografo digitale)

L'ubicazione delle indagini eseguite è indicata nella planimetria di *Figura 8*.

Per la definizione del modello geologico e sismico dell'area di studio le indagini eseguite sono state implementate con gli studi pregressi, comprendenti l'area in esame, il PRG comunale vigente e lo studio di microzonazione sismica (MS) comunale.

In particolare, l'elaborazione del modello geologico del sito è stata condotta utilizzando anche le n° 4 prove penetrometriche statiche di tipo meccanico già eseguite in passato nell'area del Circolo Equi Club; l'integrazione con prove penetrometriche statiche di tipo elettrico ha consentito una ricostruzione il più possibile fedele del modello di sito.

## 3 MODELLO GEOLOGICO

### 3.1 GEOMORFOLOGIA

L'area di studio ricade in un settore urbanizzato della media pianura reggiana/modenese, il settore è pianeggiante e insiste sui depositi alluvionali rilasciati dai principali corsi d'acqua quando divagavano liberi sulla pianura antistante la catena appenninica, come il F. Secchia.

Il reticolo idrografico locale è costituito dal Cavo Tresinaro che lambisce il perimetro occidentale della proprietà e il Diversivo Cavata-Nuova che scorre a est.

Il Cavo Tresinaro e il Diversivo Cavata-Nuova, gestiti dal Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, sono canali di scolo e irrigui con andamento principale sud-nord affluenti rispettivamente del Cavo Parmigiana-Moglia e del Cavo Lama.

Topograficamente l'area si trova a circa 27/28 metri s.l.m.; presenta una morfologia pianeggiante con blande pendenze dell'ordine di 1 per mille, classificabile come T1 secondo NTC/2018.

### 3.2 GEOLOGIA

Il settore si colloca nella parte centro-meridionale del bacino subsidente pliocenico padano, e più in particolare in quello appenninico connesso alle dinamiche del fiume Po e dei suoi affluenti di destra. I terreni di origine alluvionale più recenti (Olocene) ricoprono il basamento continentale/marino pleistocenico ed appartengono all'unità geologica AES8 "Subsistema di Ravenna" la cui sedimentazione è riconducibile ad ambienti di piana inondabile. Questi depositi sono associati a canali d'alveo, ventagli di rotta e depositi palustri che nel loro insieme costituiscono la piana alluvionale.

Le dinamiche di sedimentazione dipendevano dal regime idrico: al termine degli eventi esondativi la corrente riduceva progressivamente la sua velocità rilasciando i fanghi in sospensione; durante le fasi trattive il corso d'acqua selezionava per granulometria le sabbie e ghiaie che si impilavano formando l'antico alveo. I primi sono limi prevalentemente argillosi della bassa pianura estesa fino al F. Po; le granulometrie più grossolane costituiscono le conoidi dell'alta pianura lungo il margine collinare.

Quella genesi è stata correttamente interpretata dal PRG comunale nella tav. A4.2 di cui si riporta un estratto in *Figura 3*.

D'altra parte, il quadro emerso dai CPT conferma una spessa bancata coesiva satura, con alternanza di argille e argille limose.



Figura 3: Stralcio carta della litologia di superficie - Tav A4.2 del PRG 2000 del Comune di Carpi

### 3.3 IDROGEOLOGIA

Questa parte della pianura modenese cela antichi alvei del Secchia e dei suoi tributari principali sepolti a varia profondità. Con l'innalzamento del margine appenninico quei rami secondari si defilarono progressivamente a Ovest, mentre il fiume Po traslò più a Nord.

I terreni riscontrati all'interno dell'area in esame, dal punto di vista idrogeologico, sono classificabili come depositi alluvionali di origine fluviale, da poco permeabili a impermeabili.

Alla data di esecuzione delle indagini geognostiche, la falda più superficiale si colloca intorno a -3.0 m dal piano campagna.

La superficie piezometrica risente tuttavia del regime pluviometrico stagionale, per cui risale e si deprime più o meno rapidamente in funzione della permeabilità dei livelli sabbiosi più superficiali e della granulometria prevalente dell'acquifero più superficiale.

### 3.4 ASSETTO STRATIGRAFICO

I sondaggi effettuati ricalcano grossomodo quanto emerso negli studi generali di piano urbanistico ma con un dettaglio maggiore e le varie prove eseguite nell'area, confrontate tra loro hanno evidenziato una sostanziale omogeneità della situazione geologica-stratigrafica.

In generale si rileva una dominante sequenza di terreni fini limo-argillosi e argillo-limosi, all'interno della quale si ritrovano intercalazioni di frazione organica. Mediamente nell'area in esame, correlando la stratigrafie delle singole verticali indagate, si evidenzia la presenza delle seguenti unità litotecniche:

- La prima unità è costituita da terreni fini e medio-fini, formati da limi argillosi e argille limose, a medio-bassa consistenza e compattezza;
- La seconda unità è costituita ancora da terreni fini e medio-fini, formati da limi argillosi e argille limose, a media compattezza e consistenza.

### 3.5 QUADRO TETTONICO

La Figura 4 mostra le strutture geologiche regionali associate all'attività sismica della pianura Padana; le tonalità di verde indicano la batimetria del passaggio Miocene- Pliocene, le linee blu contraddistinguono le faglie.

Le tensioni generate lungo quei piani di scivolamento profondi 10 ÷ 50 km finiscono per originare terremoti di media intensità. La sequenza sismica della pianura emiliana del 2012 trae origine da quel sistema di dislocazioni tettoniche che nella bassa pianura modenese, risale a 4 ÷ 9 km dunque in una delle fasce con minore soggiacenza dell'interfaccia formazionale e maggior concentrazione di faglie.

Tale peculiarità si spiega come segue: nel mare pliocenico, antecedente alla pianura, sedimentava la Formazione delle Argille Azzurre; a Sud questa fu indotta ad emergere addossandosi alla Catena, mentre nell'attiguo bacino subsidente raggiungeva lo spessore d'alcuni chilometri.

Più a Nord, nella bassa pianura, il basamento miocenico s'inarcava e, di conseguenza, lo spessore del sedimento pelagico diminuiva.

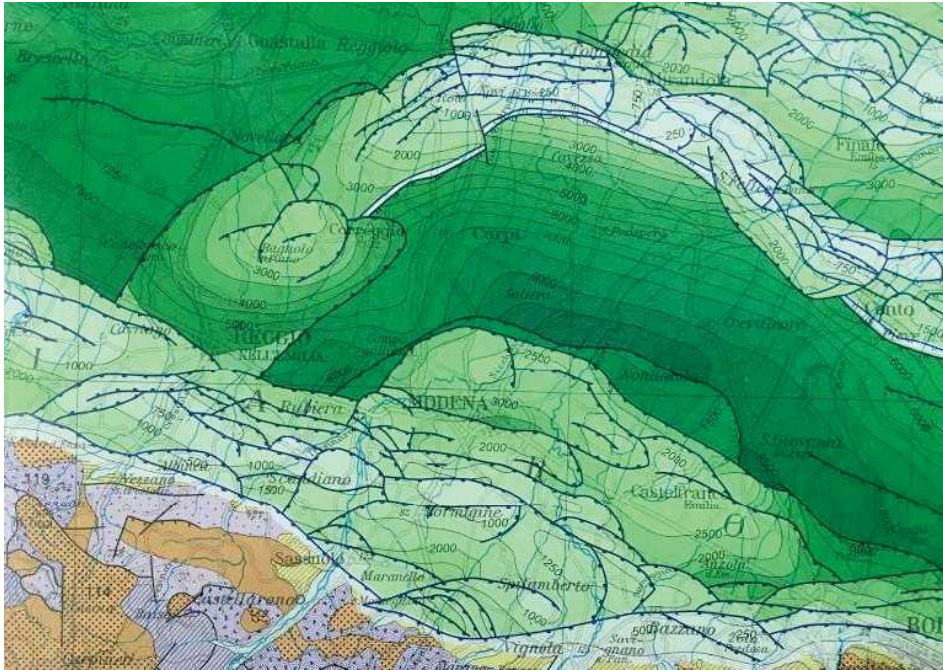


Figura 4: Schema tettonico della Pianura Padana

Tale dinamica s'inquadra nella subduzione della zolla adriatica alle radici dell'Appennino e, a grande scala, nella collisione continentale ancora in atto tra lo scudo africano e l'Europa.

Lungo le dorsali che si produssero in profondità nell'area medio-padana (le cosiddette Pieghe ferraresi), le prospezioni petrolifere rivelarono che lo spessore delle Argille è di poche centinaia di metri e che queste sono sepolte da un altrettanto materasso alluvionale quaternario.

Le tonalità più chiare di *Figura 4* indicano appunto tale situazione. Le tonalità più scure indicano invece le aree dove lo spessore di Argille è molto più potente. Alle azioni tettoniche, la coltre pliocenica reagisce, in qualche misura, da elemento duttile, mentre le dislocazioni avvengono per faglia nelle rocce più rigide dello zoccolo.

Ovviamente, quanto più queste ultime si approssimano alla superficie, tanto maggiore è il rischio sismico diretto.

Non a caso, dunque, la recente crisi ha prodotto gli effetti più distruttivi lungo una delle dorsali e, in parte, nell'arco sotteso alla sua flessura, riflettendosi con minore intensità sulla corona esterna.

Il Comune di Carpi è posto immediatamente a sud del margine meridionale di quest'ultima fascia e da qui la sua connotazione sismica meno severa rispetto alle pieghe ferraresi.

Tuttavia, l'analisi dei terremoti storici registrati a Carpi avvalorava la prospettiva futura d'eventi con magnitudo  $M > 5$ .

Nell'Emilia Occidentale i terremoti di magnitudo  $M > 5.5$  si originano lungo i piani di faglia evidenziati in *Figura 5* (le zone sono estratte dal "Database of potential Source for earthquake larger than 5.5 M in Italy" dell'INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

I maggiori scuotimenti risentiti nel Comune di Carpi si originano nella fascia che lambisce l'abitato a nord e a ovest.

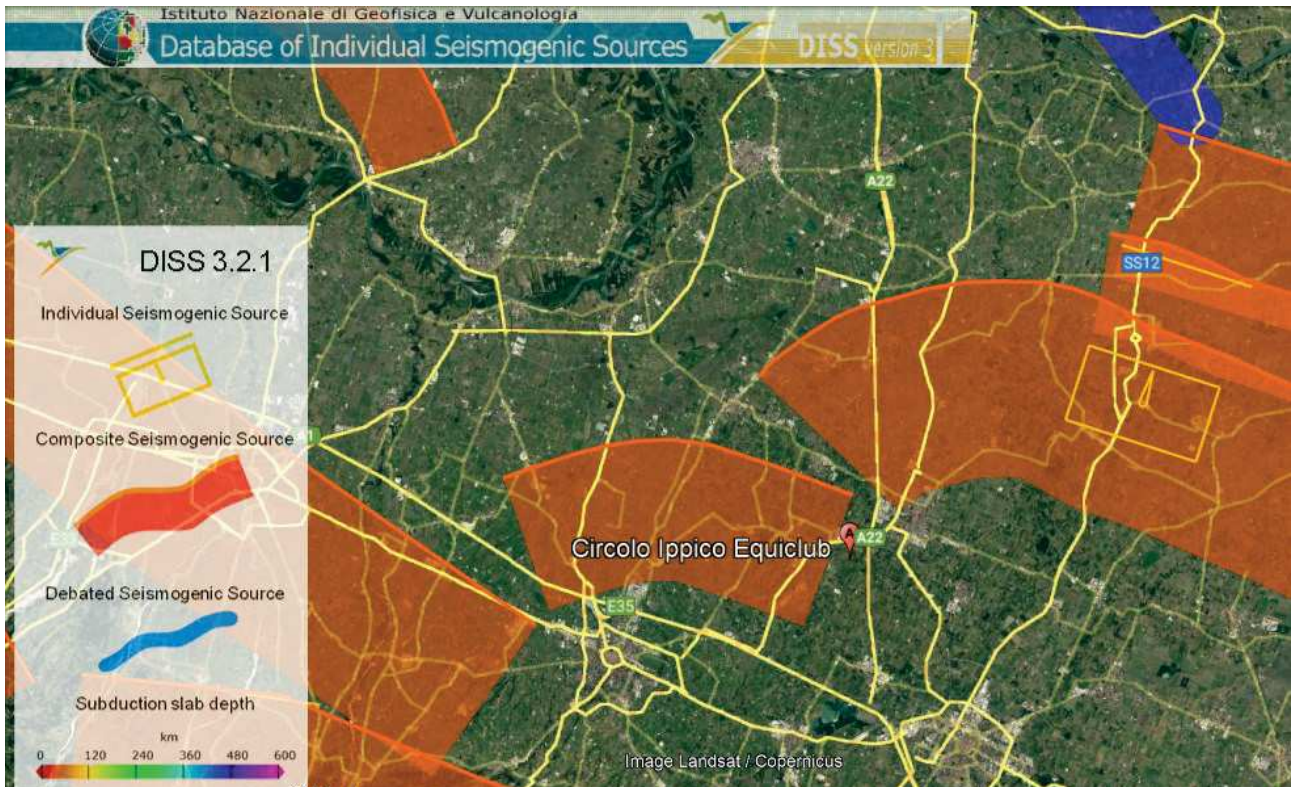


Figura 5: Sorgenti sismogenetiche



Figura 6: Eventi sismici avvenuti nel raggio di 50 km dall'area di progetto con  $M > 4.5$  e  $IO > 5$  (MCS)

Quanto sopra trova conferma nei principali cataloghi dei terremoti italiani; in Figura 6 è riportata una selezione degli eventi di magnitudo  $M > 4.5$  avvenuti nel raggio di 50 km dalla zona di progetto che hanno prodotto effetti locali  $IO > 5$  (MCS) dall'anno 1000.

Come si vede, la massima intensità  $IO$  riscontrata a Carpi fu del IX° MCS in occasione del terremoto del 5 giugno 1501 con epicentro tra Sassuolo e Fiorano Modenese (magnitudo  $M = 5.98$ ).

Oltre ai più recenti terremoti della bassa pianura modenese del 20/29 maggio 2012, con magnitudo  $M$  pari a 6.09 e 5.90 rispettivamente, ed intensità locale  $IO = VII^\circ/VIII^\circ$  MCS, gli altri eventi degni di nota sono quelli del 5 gennaio 1505 e del periodo 11/19 aprile 1929 (rispettivamente di magnitudo  $M = 5.45$  e  $M = 5.27$ ) con area epicentrale individuata a Bologna e gli effetti indotti a Carpi furono  $IO = VI/VII^\circ$  MCS.

## 4 GEOTECNICA

In data 12/09/2023 si è provveduto ad eseguire un'indagine geognostica sull'area in oggetto, al fine di valutare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto.

L'indagine è stata sviluppata mediante l'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche che, in relazione alle presumibili caratteristiche granulometriche dei terreni del primo sottosuolo, sono state effettuate con infissione statica; i dati delle prove sono stati successivamente confrontati con quelli di altre prove eseguite in passato all'interno della stessa proprietà, in occasione di precedenti interventi edilizi, rilevando una sostanziale omogeneità delle caratteristiche litologiche.

L'ubicazione delle prove eseguite compare nella foto aerea riportata in seguito.

Le prove sono state eseguite ai due spigoli del campo da tennis, CPTU1 nello spigolo SW e CPTU2 nello spigolo NE.



*Figura 7: Esecuzione prove penetrometriche*



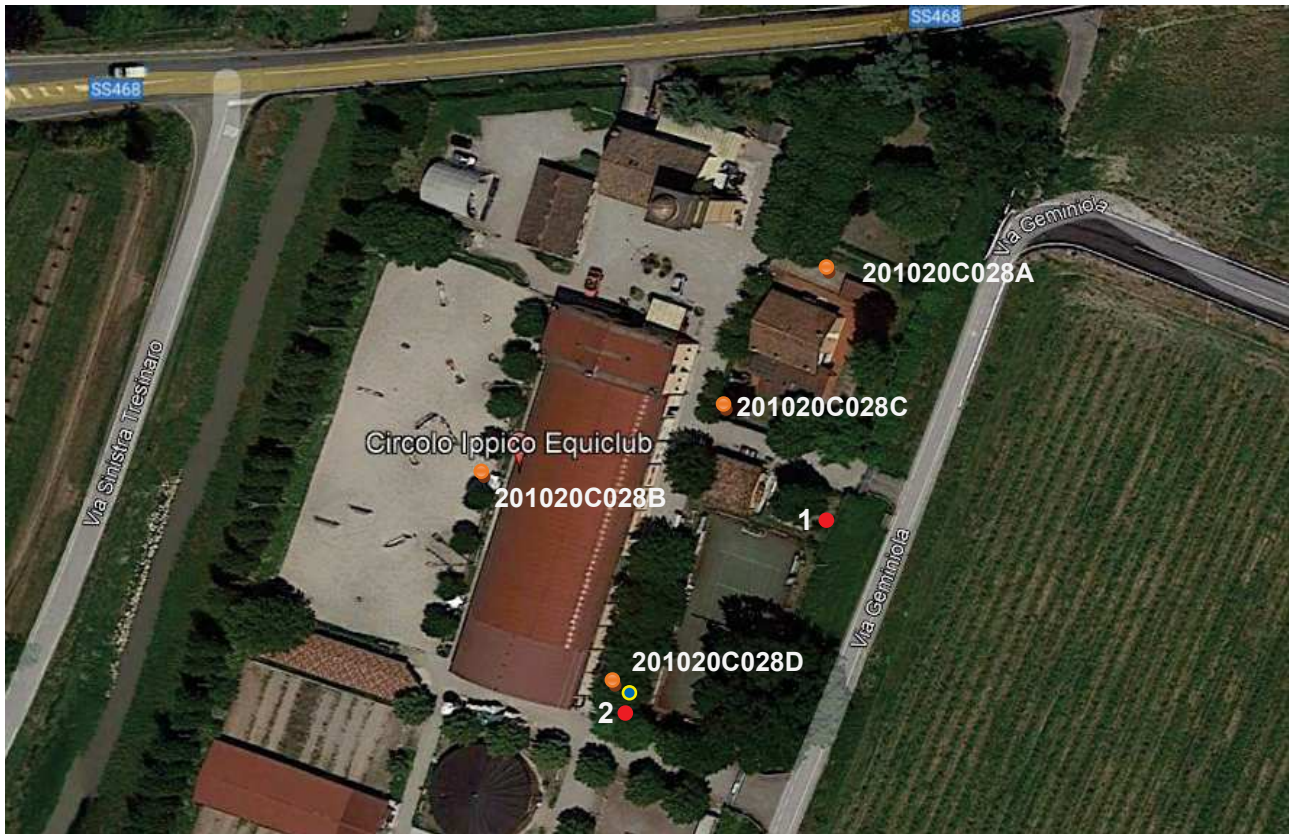


Figura 8: Planimetria con ubicazione indagini geognostiche eseguite (prove penetrometriche statiche con punta meccanica eseguite in passato (in arancione) e prove penetrometriche statiche elettriche eseguite nel settembre 2023 (in rosso) e indagine geofisica HVSR eseguita nel settembre 2023 (in blu contorno giallo))

Per la valutazione della litologia e dei parametri geotecnici rappresentativi di ciascun strato di terreno (Allegato 3), a partire dai dati delle prove penetrometriche CPTU è stato utilizzato il seguente software di calcolo:

- "GEOLOGISMIKI CPeT-IT" a cura di Robertson P., 2012;

Oltre al software, sono state considerate le seguenti correlazioni proposte in letteratura:

- Terzaghi e Peck (1967), Bowles (1982) per la stima del peso dell'unità di volume ( $\gamma$ );
- Jamiolokowski (1985), Baldi et al. (1986) per la stima della densità relativa ( $D_r$ ) dei terreni incoerenti;
- Schmertmann (1978), Durgunoglu e Mitchell (1975), Meyerhof (1976) per la stima dell'angolo d'attrito interno ( $\phi$ ) dei terreni incoerenti;
- Raccomandazioni A.G.I. (1977) per la stima della coesione non drenata ( $C_u$ ) dei terreni coesivi;
- Mayne e Kemper (1988); Dagger, Saftner e Mayne (2018) per la stima della pressione di consolidazione e della coesione drenata ( $C'$ ) dei terreni coesivi;
- Jamiolokowski et al. (1976) per la stima dell'angolo d'attrito efficace ( $\Phi'$ ) dei terreni coesivi;
- Jamiolokowski et al. (1983), Fellenius (2006) per la stima del modulo elastico operativo ( $E_{s25}$ );
- Sanglerat (1972), Mitchell e Gardner (1975), Dagger, Saftner e Mayne (2018) per la stima del modulo di deformabilità ( $M$ );

Come emerso dall'analisi delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica, si sottolinea infatti la presenza di uno strato fortemente sovraconsolidato nei primi 3 metri. Si ritiene che il piano di posa delle fondazioni di progetto, dovrà essere collocato ad una profondità non inferiore a 2 m dal pc attuale in modo tale da consentire di fatto il superamento del terreno superficiale più alterato e in parte di possibile riporto, compreso direttamente nella zona soggetta alle variazioni di umidità e temperatura.

Sulla base delle analisi eseguite si perviene, in condizioni cautelative, alla parametrizzazione geotecnica del sito riportata in Tabella 1.

Tabella 1: stratigrafia di sintesi e parametri geotecnici caratteristici dei terreni di fondazione

Strato	prof. (m da p. cortile)	Litologia prevalente	Y (kN/m <sup>3</sup> )	Φ' (°)	Cu (kPa)	C' (kPa)	M (MPa)	Es25 (MPa)	G0 (MPa)
	0-3	Crostone di lterazione superficiale							
1	3.0-11.0	argille e argille limose poco consistenti	17	20	42	8*	4	/	31
2	11.0-20	argille e argille limose mediamente consistenti	18	22	70	14*	6	/	57

Y: peso di volume;

Φ': angolo di attrito efficace;

Cu: coesione non drenata;

C': coesione drenata (\*valore indicativo);

M: modulo edometrico;

Es25: modulo elastico operativo;

G<sub>0</sub>: modulo di taglio iniziale

Livello di max risalita della falda freatica: 1.0 m da piano campagna.

## 5 SISMICA

### 5.1 Identificazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo del sito in esame, richiesta da NTC 2018, si fa riferimento alla indagine sismica HVSR riportata in Allegato 2 eseguita in data 19/09/23:

$$V_{s30} = 202 \text{ m/sec}$$

$$\text{Categoria di sottosuolo} = C$$

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s.

In particolare dal profilo di velocità delle onde S (Allegato 2) si ricava che i terreni indagati presentano nel sito in esame un miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche con la profondità per cui, secondo NTC 2018, è consentito adottare l'approccio semplificato.

### 5.2 Identificazione della zona sismica

Nella classificazione sismica del territorio nazionale (Ordinanza PCM n° 3274 del 20/03/2003) l'area in esame risulta inserita in zona sismica 3.

### 5.3 Identificazione della categoria topografica

Considerata la morfologia pianeggiante dell'area in esame si può assumere:

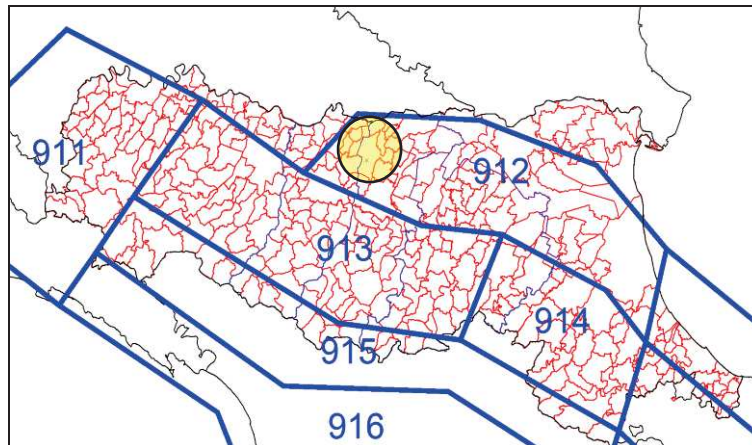
$$\text{Categoria topografica} = T1$$

$$\text{Coefficiente di amplificazione topografica } S_T = 1$$

### 5.4 Valutazione della sismicità di base e dell'azione sismica locale

Per quanto riguarda la magnitudo del sisma atteso, in via cautelativa, non si procede alla disaggregazione del dato ma, come proposto al Convegno "Terreno e terremoto: geologia, geotecnica ed effetti di sito" – Marcellini A., Martelli L., Facciorusso J., Bologna 5 Novembre 2018, viene considerata pari a quella max della zona sismogenetica a cui appartiene l'area in esame secondo "Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Provincie autonome – Dipartimento della Protezione Civile".

L'area in esame appartiene alla Zona Sismogenetica n° 912 denominata "Dorsale Ferrarese" che rappresenta la zona più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico settentrionale, come riportato nella figura seguente.



Nel caso specifico, per la Zona sismogenetica 912 si ha:

**valore massimo di magnitudo momento Mw = 6.14**

L'accelerazione sismica su suolo rigido di riferimento per il sito in esame si ricava dai dati del reticolo sismico nazionale.

In accordo con NTC 2018, l'entità dell'azione sismica locale viene esplicitata attraverso gli spettri di risposta ricavati mediante il software "Afazio-redshift" partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame (Latitudine: 44.769; Longitudine: 10.832) e nelle seguenti condizioni:

- Vita Nominale edificio Vn: 50 anni
- Classe d'uso: II
- Categoria topografica: T1
- Categoria di sottosuolo: C
- Fattore di struttura q per la componente verticale: 1.5 (verifica SLU-SLV)
- Fattore di struttura q per la componente verticale: 1.0 (verifica SLE-SLD)
- Fattore di struttura q per la componente orizzontale: 2.5

<i>Stato Limite</i>	<i>Tr [anni]</i>	<i>ag [g]</i>	<i>Fo</i>	<i>Tc* [s]</i>
Operatività (SLO)	30	0.043	2.506	0.249
Danno (SLD)	50	0.055	2.503	0.265
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.154	2.569	0.271
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.206	2.529	0.277
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**ag [g] = 0.154**

Sulla base del valore di Vs30 calcolato in sito, è possibile valutare l'effetto dell'amplificazione stratigrafica anche attraverso gli abachi della Regione Emilia Romagna (DGR 630/2019) che forniscono, oltre al valore del fattore di amplificazione riferito all'accelerazione di picco orizzontale (PGA) anche quelli riferiti allo spettro di risposta in accelerazione (SA) in funzione del periodo T e quelli riferiti allo spettro di risposta in velocità (SI), sempre in funzione del periodo T.

Per l'area in esame si fa riferimento agli abachi relativi all'ambiente deposizionale denominato PIANURA 2 (settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.).

Con Vs30 = 202 m/sec (Allegato 2) si ottiene:

$$FA (PGA) = 1.7$$

$$PGA = 1.7 \times 0.154 = 0.262$$

$$FA (SA1; T: 0.1-0.5s) = 1.8$$

$$FA (SA2; T: 0.4-0.8s) = 2.7$$

$$FA (SA3; T: 0.7-1.1s) = 3.2$$

$$FA (SA4; T: 0.5-1.5s) = 3.1$$

$$FA (SI1; T: 0.1-0.5s) = 2.0$$

$$FA (SI2; T: 0.5-1.0s) = 3.0$$

$$FA (SI3; T: 0.5-1.5s) = 3.3$$

## 5.5 Amplificazione del moto sismico sito-specifico

In via più dettagliata sulla base della collocazione del sito in oggetto corrispondente al punto sul quale sono in progetto le opere previste, si ottengono i relativi parametri di pericolosità sismica, come riportato di seguito.

### Sito in esame

latitudine: 44,769318  
 longitudine: 10,832403  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 50 anni  
 Coefficiente cu: 1

### Siti di riferimento

Sito 1	ID: 15613	Lat: 44,7549	Lon: 10,8162	Distanza: 2051,312
Sito 2	ID: 15614	Lat: 44,7564	Lon: 10,8866	Distanza: 4509,186
Sito 3	ID: 15392	Lat: 44,8064	Lon: 10,8843	Distanza: 5814,362
Sito 4	ID: 15391	Lat: 44,8049	Lon: 10,8139	Distanza: 4212,133

**Operatività (SLO):**  
 Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]  
 ag: 0,043 g  
 Fo: 2,507  
 Tc\*: 0,249 [s]

**Danno (SLD):**  
 Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 50 [anni]  
 ag: 0,055 g  
 Fo: 2,503  
 Tc\*: 0,265 [s]

**Salvaguardia della vita (SLV):**  
 Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 475 [anni]  
 ag: 0,154 g  
 Fo: 2,570  
 Tc\*: 0,271 [s]

**Prevenzione dal collasso (SLC):**  
 Probabilità di superamento: 5 %  
 Tr: 975 [anni]  
 ag: 0,206 g  
 Fo: 2,528  
 Tc\*: 0,277 [s]

### Coefficienti Sismici

**SLO:**  
 Ss: 1,500  
 Cc: 1,660  
 St: 1,000  
 Kh: 0,013  
 Kv: 0,006  
 Amax: 0,635  
 Beta: 0,200

**SLD:**  
 Ss: 1,500  
 Cc: 1,630  
 St: 1,000  
 Kh: 0,016  
 Kv: 0,008  
 Amax: 0,802  
 Beta: 0,200

SLV:

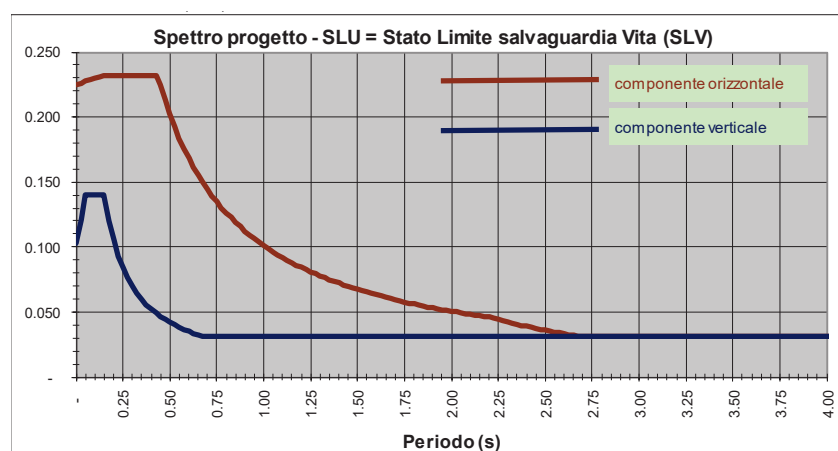
Ss: 1,460  
Cc: 1,620  
St: 1,000  
Kh: 0,054  
Kv: 0,027  
Amax: 2,204  
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,390  
Cc: 1,600  
St: 1,000  
Kh: 0,080  
Kv: 0,040  
Amax: 2,803  
Beta: 0,280

Dove Kh e Kv sono i coefficienti sismici, orizzontale e verticale, per il sito in esame, calcolati, nei diversi stati limite, mediante il coefficiente di riduzione sismica Beta (funzione della categoria di suolo). Noti i parametri di pericolosità sismica si possono calcolare gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame.

$$a_{max} = 0.154g \times 1.46 = 0.225g$$



## 5.6 Valutazione dei possibili effetti di sito - MS comunale

Sulla base delle indagini eseguite e delle indicazioni dello studio di MS comunale, l'area in esame si trova compresa nella Zona 2 (argille e argille limose) benchè le caratteristiche litologiche emerse dalle prove penetrometriche eseguite in questa sede e quelle eseguite in passato nella stessa proprietà, indicano la presenza prevalente di Peliti fino ad almeno 20 metri di profondità (Zona 4). Il sito non ricade in aree soggette a fenomeni di liquefazioni, data l'assenza di strati granulari consistenti sotto falda.



## Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

2001	Zona 1-Alternanze di strati di argille e argille limose con strati di limi, limi sabbiosi e sabbie limose (sedimenti di provenienza appenninca)
2002	Zona 2- Argille e argille limose (con radi strati sabbiosi) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso
2003	Zona 3-Argille e limi prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino ad almeno 25-40 m di profondità, sovrastanti depositi sabbiosi
2004	Zona 4-Peliti prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino almeno 20-30 m di profondità
2005	Zona 5-Argille e limi fino 5-10 m di profondità. Sabbie prevalenti tra 5-20 m di profondità
2006	Zona 6-Alternanze tra strati metrici/plurimetrici sabbiosi e strati metrici/plurimetrici pelitici

## Zone suscettibili di instabilità



Liquefazioni

Per ragioni essenzialmente cautelative, è stata comunque effettuata una verifica a liquefazione in ottemperanza a NTC 2018, adottando la procedura di Robertson a mezzo software di calcolo "GEOLOGISMIKI - CLIQ".

La procedura di Robertson definisce la suscettività alla liquefazione in rapporto ai valori di  $q_c$  e  $f_s$  della prova penetrometrica ed alla sollecitazione tangenziale ciclica delle onde sismiche.

La procedura si applica a strati con un contenuto in frazione fine (argilla: frazione passante al setaccio 0.005 mm) inferiore al 20%.

La superficie della falda acquifera è considerata, in via cautelativa, alla profondità di 1.0 m da p. campagna.

Come da paragrafi 5.4 e 5.5 si assumono, in via cautelativa, i seguenti valori di magnitudo del sisma atteso e accelerazione massima attesa in superficie:

$$M_w = 6.14$$
$$a_{max} = 0.154g \times 1.46 = 0.225g$$

Le classi di pericolosità alla liquefazione sono valutate dai vari autori in funzione dell'indice di liquefazione.

In particolare la normativa vigente consiglia:

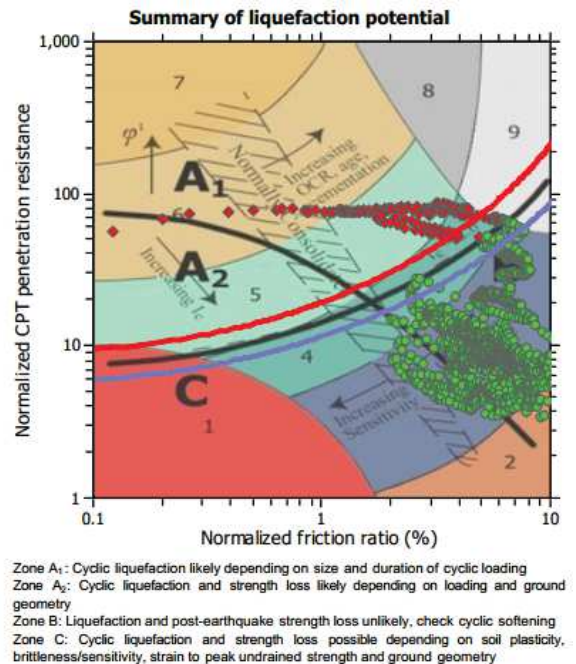
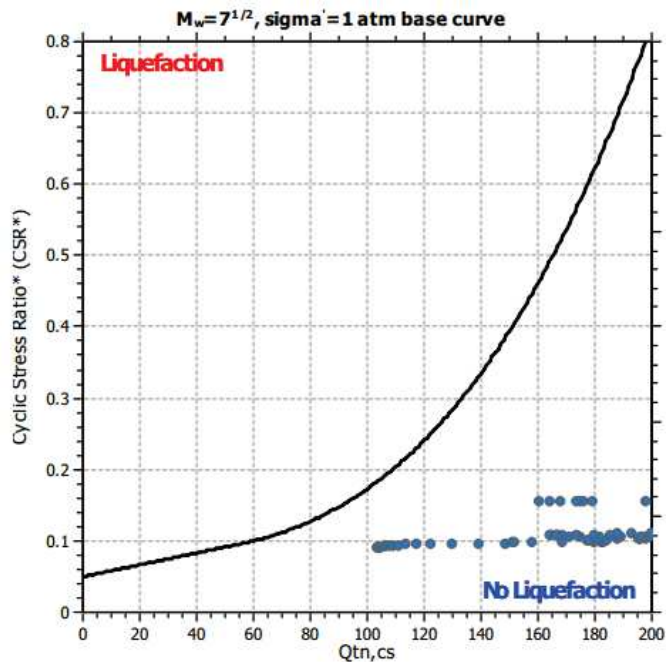
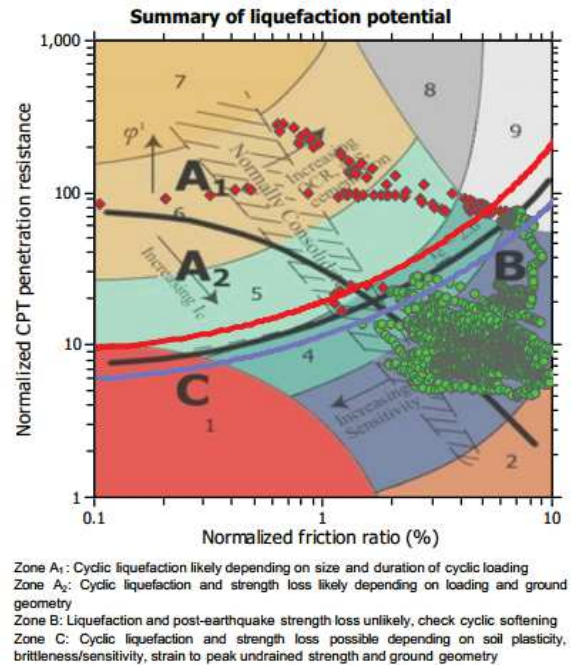
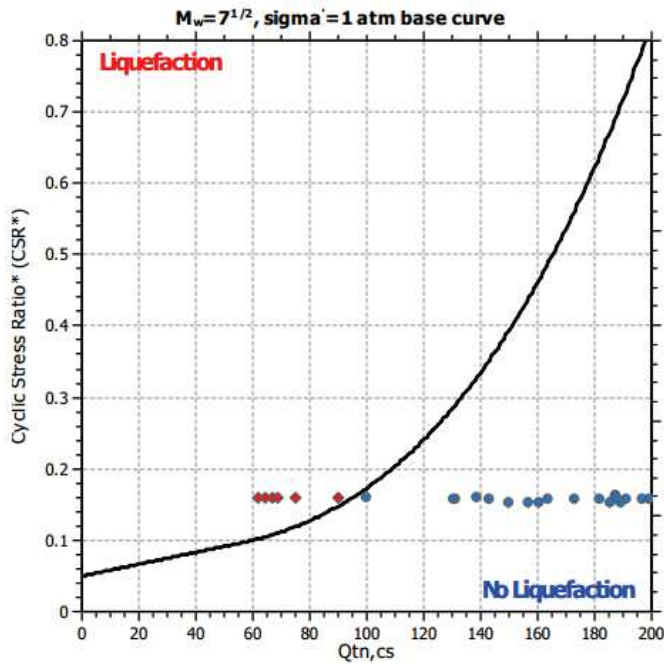
Sonmez, 2003

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	Nulla
0 < LPI 2	Bassa
2 < LPI 5	Moderata
5 < LPI 15	Alta
LPI > 15	Molto alta

Nel caso in esame l'indice di liquefazione LPI del terreno risulta , in buona sostanza, nullo:

$$LPI (CPTU1) = 0.07$$
$$LPI (CPTU2) = 0.00$$

Di seguito si riportano i grafici. I tabulati di calcolo sono in Allegato 4.



## 6 FONDAZIONI

### 6.1 Stima del carico limite del terreno in condizioni sismiche (SLU-SLV)

La determinazione della resistenza di progetto  $R_d$  (approccio 2) viene eseguita in condizioni sismiche con riferimento ad una fondazione superficiale nastriforme.

In prima approssimazione si assumono le ipotesi sotto riportate; come detto sopra, sarà cura del Progettista valutare la reale entità dei carichi strutturali in gioco e sulla base di questi riverificare le fondazioni agli stati limite ultimi considerati:

- carichi verticali, centrati ed uniformemente distribuiti sul piano di posa delle fondazioni;
- superficie del piano di posa delle fondazioni orizzontale;
- profondità di incasso  $D$  (piano di posa delle fondazioni) = 2 m dal piano campagna attuale;

- larghezza  $B = 1 \text{ m}$ ;
- lunghezza  $L = 10 \text{ m}$ ;

I parametri geotecnici del terreno da considerare sono calcolati come media pesata dei parametri geotecnici caratteristici (Cap. 4) rispetto alla potenza dei singoli strati nella sezione verticale di terreno compresa tra la profondità  $D$  del piano di posa della fondazione e  $D + 0.5 B \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$  con  $B =$  larghezza della fondazione. Il parametro geotecnico così ottenuto deve poi essere ridotto secondo gli opportuni coefficienti stabiliti in NTC 2018 (approccio 2:  $M1 = 1$ ):

- peso di volume di progetto  $\gamma_d = 17 \text{ kN / m}^3$
- coesione non drenata di progetto  $c_{u_d} = 42 \text{ kN/m}^2$
- falda freatica in via cautelativa a  $1.0 \text{ m}$  di profondità da p.c.;

I coefficienti sismici assunti sono:

- coefficiente d'inerzia del terreno  $K_{hk} = 0.054$ ;
- coefficiente d'inerzia della struttura  $K_{hi} = 0.23$ ;

Per quanto attiene la resistenza del terreno di sottofondazione, a titolo indicativo, sulla base delle prove eseguite, si è stimata una portanza in termini di tensioni ammissibili, pari a un valore grosso modo di **0.95 Kg/cmq**.

Tale valore dovrà essere comunque opportunamente verificato in fase esecutiva, ai sensi delle norme vigenti (D.M. NTC 2018), una volta noti i carichi agenti.

## 7 CONCLUSIONI

Per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni di sottofondazione si è fatto riferimento sia alle prove penetrometriche statiche con punta meccanica eseguite nel 1992, in occasione di precedenti interventi edilizi all'interno dell'area in esame, che alle prove penetrometriche statiche con punta elettrica eseguite in occasione del presente progetto.

Tutte le prove penetrometriche hanno evidenziato una dominante sequenza di terreni fini limo-argillosi e argilloso-limosi, all'interno della quale si ritrovano intercalazioni di frazione organica, mostrando una sostanziale omogeneità su tutta l'area e per tutto lo spessore indagato.

La situazione geotecnica rilevata si riflette necessariamente sulla scelta del tipo di fondazioni adottabili, che sarà strettamente collegata alle caratteristiche tipologiche del fabbricato in progetto e quindi in rapporto alla stabilità globale opera-terreno.

Sulla base delle caratteristiche geomeccaniche del primo sottosuolo, evidenziate dalle indagini geognostiche eseguite nell'area e considerando la tipologia di fabbricato previsto, si ritiene idonea l'adozione di fondazioni superficiali, che pertanto possono essere realizzate in media a  $1 \text{ m}$  di profondità, garantendo una maggior distribuzione dei carichi applicati, non escludendo comunque altre tipologie, in caso di interventi di un certo impegno.

Nel caso di adozione di una platea di fondazione, con possibilità di piano di imposta più superficiale, si ritiene comunque necessario, per gli aspetti geotecnici, in fase esecutiva di cantiere un approfondimento dello studio qui eseguito al fine di valutare lo spessore dello strato di terreno vegetale superficiale che maggiormente risente delle variazioni stagionali di umidità e temperatura e individuare la profondità di posa che meglio consente la generale stabilità dell'opera.

Per quanto attiene la resistenza del terreno di sottofondazione, a titolo indicativo, sulla base delle prove eseguite, si è stimata una portanza in termini di tensioni ammissibili, pari a un valore indicativo di  $0.95 \text{ Kg/cmq}$ .