

ADEGUAMENTO DELL'IDROVIA FERRARESE AL TRAFFICO CON IMBARCAZIONI DELLA  
V CLASSE EUROPEA NEL TRATTO COMPRESO TRA CONTRAPO' E MIGLIARINO  
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEI LAVORI DI RIFACIMENTO DEL PONTE STRADALE  
"PONTE MADONNA" A MIGLIARINO COMUNE DI FISCAGLIA (FE)

## PROGETTO ESECUTIVO

RUP:

Dott. Claudio Miccoli  
REGIONE EMILIA-ROMAGNA

PROGETTAZIONE:



Via Antonio Ravalli, 1 - 44124 Gaibanella (FE)  
Tel. 0532 718536 - 0532 713575  
Fax. 0532 1916455  
www.hitechproject.it  
info@hitechproject.it

IL PROGETTISTA:  
Ing. Lorenzo Travagli  
(Albo Ingegneri Ferrara nr. 1313)

Titolo:

# R7

## Relazione Geologica



Codice elaborato:

Disegno	Lav	Foglio	Scala
PUB 18 01A	ES	R7	-

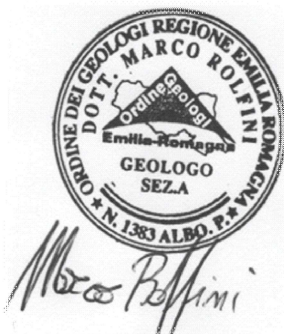
Rev	Descrizione	Data	Disegnato	Approvato
02	Revisione integrazione per validazione progetto	26/06/2019	MC	LT
00	Consegna esecutiva	17/05/2019	MC	LT

**Titolo** **Relazione geologica e sismica  
relativa alla nuova progettazione, del ponte localizzato  
lungo via Nigrisoli, nel comune di Fiscaglia (FE)**

**Data** **25/06/2019**

**Committente** **L.I.FE.  
Laboratori Ingegneria Ferrara, via A. Ascari 6, 44019  
Gualdo di Voghiera (FE)**

**Ditta** **SONGEO S.r.l.,  
via A. Ascari 6, 44019 Gualdo di Voghiera (FE)**



	<b>Responsabili</b>	<b>Data</b>	<b>Revisione</b>
<b>Elaborazione</b>	Dott. Geol. Marco Rolfini		
<b>Verifica</b>	Dott. Geol. Marco Rolfini	15/06/2019	01

Via Ascari, 6  
 44019 GUALDO DI VOGHIERA  
 (FE)  
 TEL.: 0532 815683  
 FAX: 0532 776455  
 e-mail: [info@songeo.it](mailto:info@songeo.it)

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	3
2.	DESCRIZIONE DEL SITO IN ESAME .....	5
2.1	Localizzazione del sito .....	5
2.2	Inquadramento urbanistico.....	5
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO REGIONALE.....	7
3.1	Inquadramento geolitologico locale.....	9
4.	CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA .....	10
4.1	Pericolosità sismica di base .....	13
5.	PROGRAMMA DI INDAGINE .....	16
5.1	Prove penetrometriche.....	16
5.2	Sondaggi geognostici.....	17
6.	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	20
6.1	Modellazione Stratigrafica.....	20
6.2	Falda freatica .....	21
6.3	Modellazione Geotecnica.....	21
7	MODELLAZIONE SISMICA .....	25
7.2	Pericolosità sismica locale e valutazione dell'accelerazione massima del sito .....	30
7.3	Amplificazione effetti sismici - Verifica del potenziale di liquefazione .....	32
7.5	Amplificazione effetti sismici – Cedimenti post sisma.....	39
8.	CONCLUSIONI.....	41

## ALLEGATI

- All. n. 1:**     Certificati di prova (SCPTU – SONDAGGI GEOGNOSTICI);
- All. n. 2:**     Certificati Laboratorio terre;
- All. n. 3:**     Schede elaborazione prove penetrometriche;
- All. n. 4:**     Schede elaborazione parametri liquefazione;

## 1. INTRODUZIONE

Su incarico della committente L.I.FE. Laboratori Ingegneria Ferrara, avente sede in via A. Ascari 6, nel comune di Gualdo di Voghiera (FE), è stato eseguito lo studio geologico e sismico, dei terreni localizzati nel territorio comunale di Fiscaglia in via Nigrisoli, all'altezza del ponte Madonna, per il quale è prevista la ricostruzione "ex novo".

Il presente elaborato è indirizzato a fornire i parametri necessari alla modellazione geologica del sottosuolo, nonché ad assegnare la Classe Sismogenetica del sito indispensabile al fine della definizione delle caratteristiche di risposta elastica dei terreni fondali.

Il presente studio è stato redatto sviluppando i seguenti punti:

- ✓ raccolta ed analisi di dati bibliografici presenti nella letteratura tecnica;
- ✓ elaborazione dei dati, ottenuti da indagini geognostiche realizzate in situ;
- ✓ modellazione geologica e geotecnica del sito;
- ✓ definizione del modello sismico del sito;
- ✓ valutazione della pericolosità sismica locale;
- ✓ stima della suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

Il modello geologico del sito è stato orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e più in generale, di pericolosità geologica del territorio.



### Quadro normativo di riferimento

- DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 gennaio 2019, n 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. 14.09.2005 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. Cons. sup. LL.PP. N. 617 del 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle NT di cui al D.M 14.01.08".
- Ordinanza PCM n. 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Ordinanza PCM n. 3274 del 20.03.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- L.R. 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico".
- D.G.R. Emilia Romagna N. 112 del 02.05.2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.
- D.G.R. Emilia Romagna N. 121 del 01/02/2010 "Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici ...."
- Ordinanza N. 70 del 13.11.2012 "Programma di microzonazione sismica nei comuni colpiti dai terremoti del 20 e 29 maggio 2012 in cui sono stati osservati effetti di intensità macrosismica  $I_{MCS} \geq 6$ ".
- Ordinanza n. 35 del 20 marzo 2013 "Modalità di applicazione dell'art. 3 comma 10 della legge 122 di conversione del d.l. 74/2012 e cartografia indicativa delle aree in cui è stato raggiunto e superato uno scuotimento del 70% dell'accelerazione spettrale elastica".
- Ordinanza n. 112 del 30 settembre 2013 "Modifica dell'Ordinanza 35/2013 "Modalità di applicazione dell'art. 3 comma 10 della legge 122 di conversione del d.l. 74/2012".
- A.G.I. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini Giugno 1977.
- A.G.I. "Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici"
- Linee Guida NTC08 redatto da Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi, Luglio 2010.
- D.G.R. Emilia-Romagna N. 630 del 29/04/2019, Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017).
- D.G.R. Emilia-Romagna N. 1164 del 23/07/18, Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna.

## 2. DESCRIZIONE DEL SITO IN ESAME

### 2.1 Localizzazione del sito

L'area di interesse è localizzata nel settore meridionale del territorio comunale di Fiscaglia, nelle immediate adiacenze dell'abitato di Migliarino, lungo via Nigrisoli in corrispondenza di ponte Madonna, il quale consente l'attraversamento del canale navigabile proveniente dal territorio comunale di Ostellato.

L'area sede di intervento è identificata geograficamente dalle seguenti coordinate, riferite ad un punto centrale (WGS 84):

Latitudine: 44° 45' 53" N

Longitudine: 11° 57' 16" E

Nell'immagine seguente si riporta identificazione del sito su immagine orto fotografica.



Figura 2.1: ortofoto zona con identificazione sito di indagine.

### 2.2 Inquadramento urbanistico

Sulla base degli strumenti urbanistici vigenti, in particolare il Piano di Stralcio Comunale in forma associata (P.S.C), dell'ex comune di Migliarino, il quale resta temporaneamente in vigore, in quanto compatibile, ai sensi dell'articolo 14, comma 3, della legge regionale n. 24 del 1996, il sito è localizzato in territorio rurale e attraversa l'idrovia e sorge nelle immediate adiacenze di

ambiti specializzati per attività produttive di rilievo comunale, da sviluppare come aree produttive ecologicamente attrezzate (APEA).

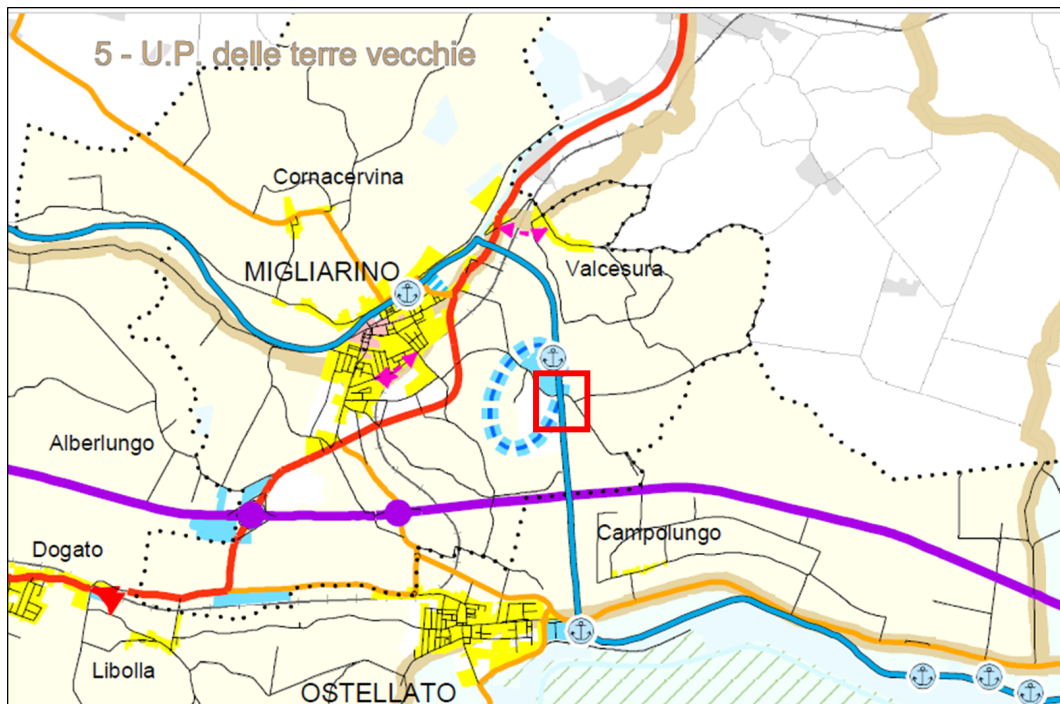


Figura 2.2: stralcio Tav 1 PSC in forma associata – Schema di assetto strutturale del territorio: unità di paesaggio, infrastrutture, ambiti specializzati per attività produttive, il quadrato rosso rosso identifica l'area di interesse.

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO REGIONALE

L'area oggetto di studio a scala regionale si trova nella Pianura Padana, una depressione tettonica formatasi fra le Alpi e gli Appennini quando tali catene montuose si sollevarono ed emersero dal mare in seguito a fenomeni orogenetici, e successivamente colmata da depositi di materiali sciolti di origine marina e fluvio-deltizia.

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 è stato identificato a partire dal Trias come avanfossa delle catene montuose delle Alpi e degli Appennini 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.

Nei territori di interesse causa dell'alternarsi di periodi freddi e caldi, nel corso degli ultimi 10.000 anni si è assistito ad una continua variazione della linea di costa con continue regressioni e progressioni marine e correlati fenomeni di rotte, esondazioni, formazione di aree paludose, accrescimento degli apparati deltizi, rielaborazione dei depositi alluvionali e formazione di dune costiere. A tali movimenti orizzontali si somma la continua subsidenza della superficie topografica la quale ha creato ulteriore spazio per la deposizione di altro materiale trasportato dai fiumi o rielaborato dal mare.

L'avvicendamento di questi diversi processi e la pluralità degli ambienti deposizionali che si sono succeduti nello spazio e nel tempo, hanno determinato un'estrema complessità e variabilità litologica dei sedimenti quaternari nel territorio ferrarese.

Nel sottosuolo si rinvengono alternanze di strati sabbiosi, talora ghiaiosi, permeabili con strati limoso – argillosi poco permeabili o impermeabili variamente ondulati. Tali depositi presentano spessori variabili con massimi e minimi distribuiti secondo l'andamento delle aree rilevate e depresse che ammantavano e coltavano durante la deposizione.

Il tetto del substrato roccioso, identificante il margine settentrionale sepolto della catena Appenninica, si incontra a partire dal piano campagna, a profondità variabili fra poco meno di 200 m e più di 2000 m. Esso appartiene alle formazioni di età Pre-Pliocenica ed è caratterizzato, dal punto di vista tettonico, da una fitta serie di anticlinali, faglie inverse e ricoprimenti con assi allungati secondo la direzione WNW-ESE.

Nel territorio di indagine i litotipi più recenti sono rappresentati da accumuli detritici disordinati e caotici, in quello che era un golfo marino in subsidenza. Le rocce più antiche costituiscono una parte sepolta dell'Appennino; in particolare, l'area oggetto di studio insiste su una serie di pieghe anticlinali associate a faglie. Infatti, è noto attraverso le prospezioni del sottosuolo per

ricerche di idrocarburi che l'arco delle pieghe ferraresi – romagnole, ora sepolte dalla coltre alluvionale, sono l'elemento strutturale più esterno dell'Appennino settentrionale

Lungo gli allineamenti tettonici, lo spessore dei depositi quaternari subisce una notevole riduzione, sino a poche decine di metri (80/90 m).

In termini generali ed in modo schematico possiamo individuare tre zone principali:

- "Zona delle pieghe pedeappenniniche", dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali, con asse a vergenza appenninica, spesso fagliate e sovrascorse sul fianco Nord;
- "Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia", dove i depositi quaternari raggiungono il loro massimo spessore per tutta la pianura Padana;
- "Zona della Dorsale Ferrarese", alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie dove, talora, lo spessore del Quaternario si riduce a poche decine di metri.

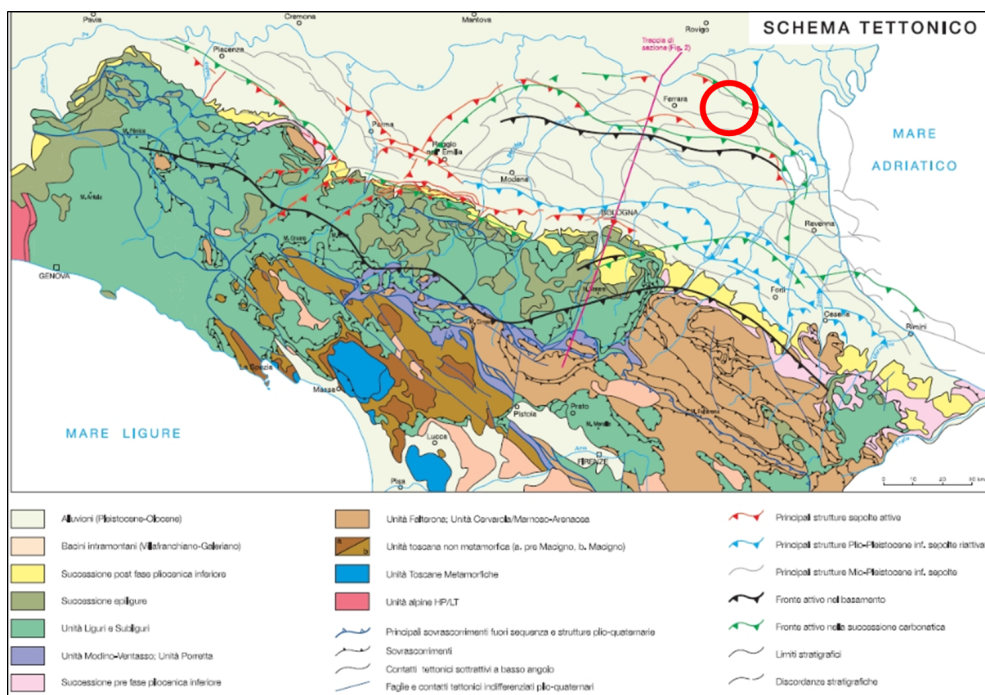


Figura 3.1: Schema tettonico dell'Appennino settentrionale (da Boccaletti et alii 2004), il cerchiato rosso identifica l'area di indagine.

Questo andamento ad archi di pieghe del fronte sepolto dell'Appennino, di messa in posto sempre più recente, man mano si procede verso le aree più esterne e da correlarsi con il movimento di rotazione della catena in senso antiorario, che genera raccorciamenti crostali di crescente intensità spostandosi dai settori occidentali a quelli orientali.

Il territorio in esame dal punto di vista litostratigrafico è caratterizzato da depositi di origine alluvionale, ascrivibili al contesto deposizionale di "Argine, canale e rotta fluviale", tale



definizione paleogeografica deriva dalle caratteristiche tessiturali dei sedimenti meno profondi di origine Olocenica. Tali sedimenti sono la conseguenza della fase di accumulo detritico di tipo prevalentemente fluviale, contraddistinti da granulometrie eterogenee e da spessori notevolmente variabili sia verticalmente che arealmente.

Dal punto di vista geomorfologico nell'area Ferrarese sono riscontrabili diverse morfologie relitte attribuibili ad antichi apparati fluviali presenti nella zona la cui espressione odierna è rappresentata da paleoalvei, ovvero letti e argini fluviali non più attivi, conoidi di deiezione (ventagli di rotta) strutture legate alla rottura degli argini in occasione di eventi di piena e le "paleovalli", ovvero le aree interfluviali depresse dove la sedimentazione era legata alla decantazione delle acque che invadevano tali aree durante le esondazioni dei corsi d'acqua.

### **3.1 Inquadramento geolitologico locale**

Nella pianura del territorio comunale di Fiscaglia, in superficie affiorano sedimenti olocenici di piana alluvionale che si spingono in profondità per diversi metri. Seguono, all'aumentare della profondità, depositi più antichi di origine marina, lagunare e fluviopalustre e infine la roccia.

La deposizione di tipo fluviale di epoca olocenica, avvenuta in modo non uniforme, ha avuto come conseguenza diretta un'estrema eterogeneità granulometrica, dei sedimenti presenti entro i primi 20-30 m di profondità, sia in senso verticale che laterale, per cui l'assetto stratigrafico della zona risulta piuttosto complesso.

La litologia affiorante è il risultato di una dinamica fluvio-alluvionale recente, costituita in massima parte da miscele ternarie di sabbia-limo-argilla con distribuzione non omogenea ma legata principalmente all'evoluzione del reticolo idrografico. Nel dettaglio il sito oggetto di studio insiste principalmente su depositi del Po di Volano e dei suoi canali distributori, di probabile età medievale antica. I terreni sabbiosi, costituenti alti topografici, sono localizzati in corrispondenza di antichi alvei fluviali o dei loro cono di esondazione, mentre quelli più fini (limi e argille) si ritrovano nelle piane alluvionali caratterizzate da zone topograficamente depresse.

La stratigrafia superficiale del sito oggetto di indagine è costituita da depositi a tessitura fine come argille e limi più o meno argillosi talora di natura organica/torbosa tipici degli ambienti deposizionali a bassa energia che caratterizzano le aree interfluviali della pianura ferrarese.

#### 4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dalle recenti normative nazionali ovvero dall'OPCM n. 3274/2003 che è entrata in vigore dal 25 ottobre 2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 settembre 2005) e dalla successiva OPCM n. 3519/2006. La riclassificazione sismica del territorio nazionale prevede che tutto il territorio sia classificato sismico sulla base della **Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale** riportata in Fig. 4.1 espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi ( $V_{s,0} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

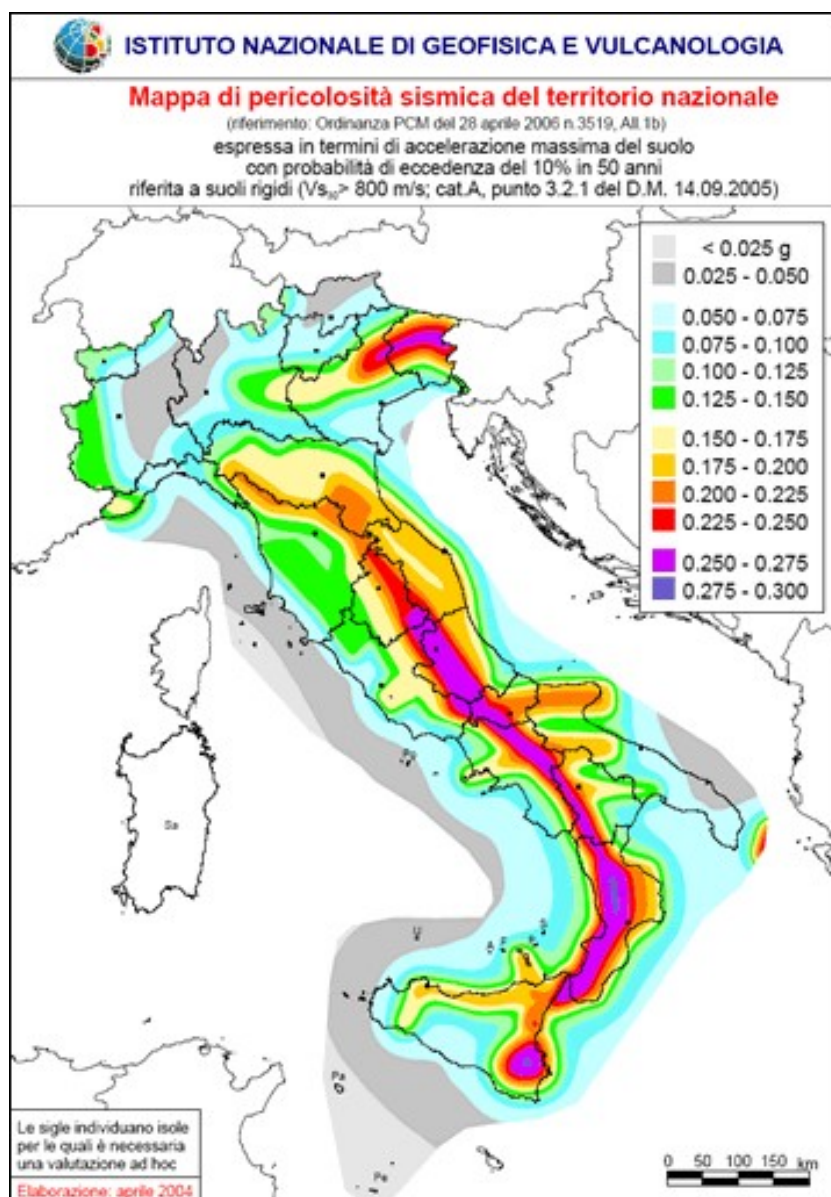


Figura 4.1: mappa di pericolosità sismica – OPCM 3519/06

In relazione alla pericolosità sismica di Fig. 4.1, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità (Tabella 4.1 e Figura 4.2), in funzione a quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo  $a_{g475}$ , ossia quella riferita al 50esimo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% riferiti a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s30} > 800$  m/s.

Zona 1	$a_{g475} \geq 0.25g$
Zona 2	$0.25 < a_{g475} \leq 0.15g$
Zona 3	$0.15 < a_{g475} \leq 0.05g$
Zona 4	$a_{g475} < 0.05g$

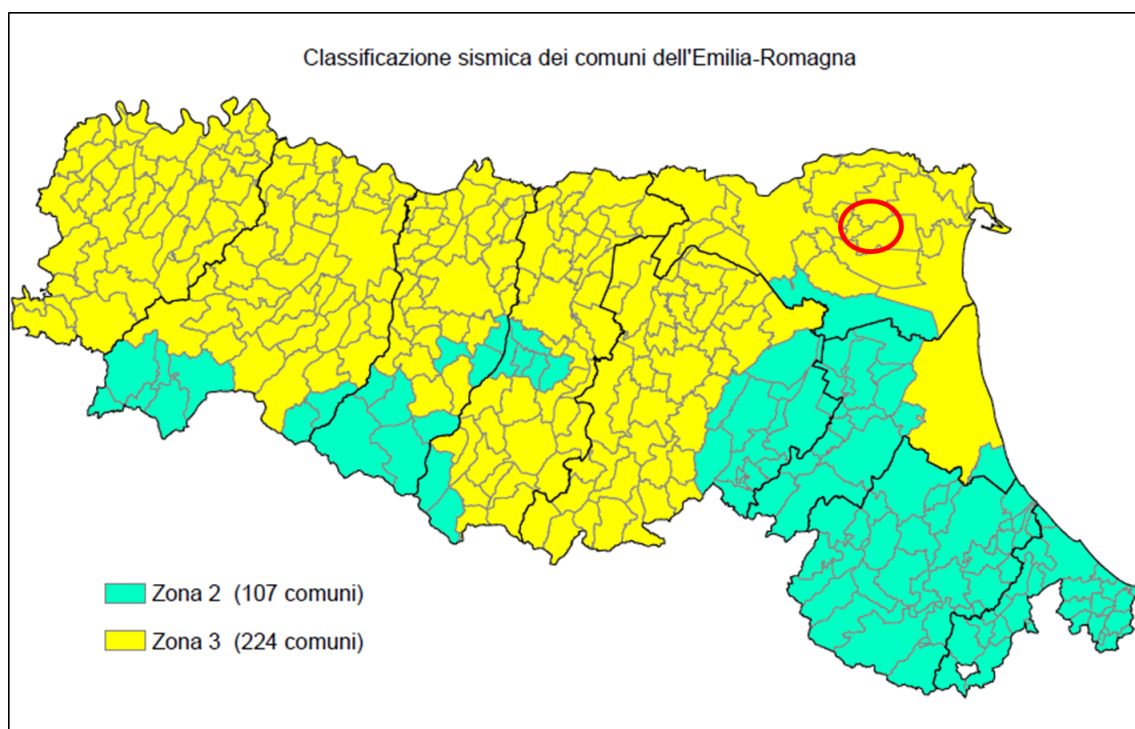


Figura 4.2: Classificazione sismica Emilia - Romagna

La regione Emilia-Romagna recepisce l'OPCM n. 3274/2003 attraverso la DGR N. 1435 del 2003, recentemente aggiornata dalla DGR N. 1164 del 23/07/2018, la quale tra le modifiche introdotte porta ad includere tutti i comuni della regione all'interno di due sole Zone sismiche: la 2 e la 3. Il territorio comunale di Fiscaglia, sulla base della normativa nazionale e regionale sopra menzionata è stato classificato in Zona sismica 3 (sismicità bassa).

L'appartenenza ad una delle quattro zone viene stabilita rispetto alla distribuzione sul territorio dei valori di  $a_{g475}$  con una tolleranza  $0.025g$ . Come si evince dalla tabella a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido ( $a_g$ ). Tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla



progettazione. Infatti, le Norme Tecniche per le costruzioni, hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona e quindi territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018 e la relativa Circolare del 21/01/2019, n. 7, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune), rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

In Fig 4.3 è riportato uno stralcio della "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale" riferita al dettaglio di interesse, redatta a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nel 2004 e recepita dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

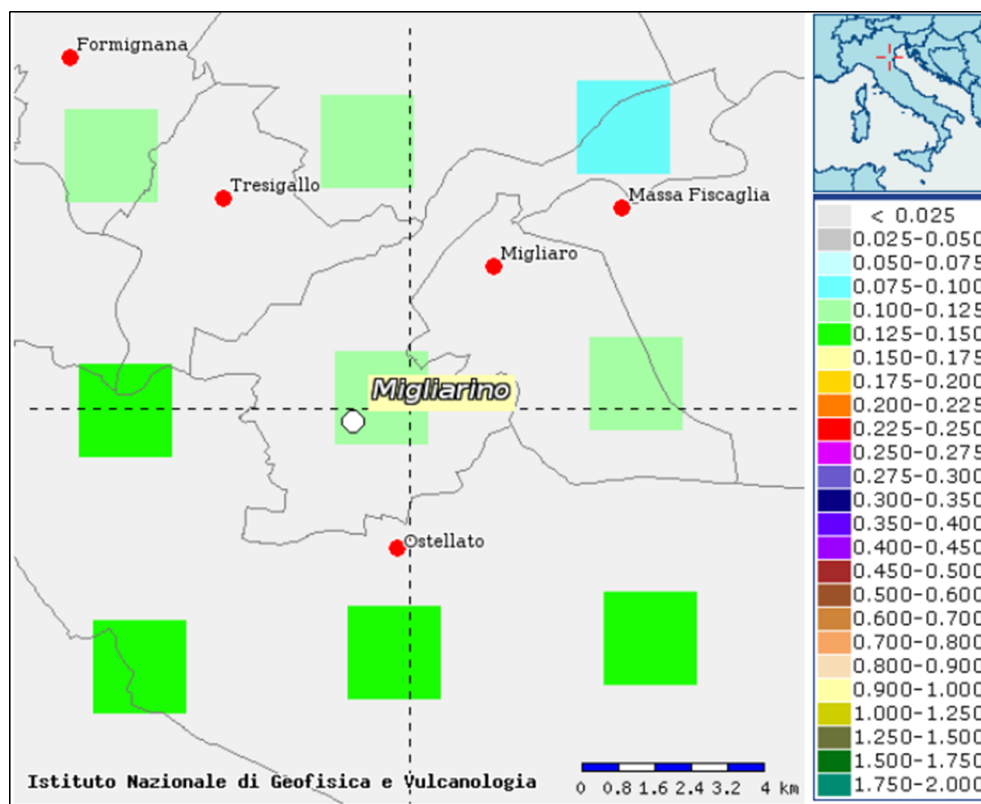


Figura 4.3: Mappa interattiva di pericolosità sismica (da progetto DCP – NGV - S1)

Come si può osservare il territorio comunale di Fiscaglia, risulta quasi completamente compreso tra la fascia variabile da  $0,100 \div 0,125$  g, solamente la porzione nord orientale è compresa tra la fascia variabile da  $0,075 \div 0,100$  g, mentre il confine sud occidentale si trova al limite della fascia di accelerazione (max.) di picco orizzontale variabile da  $0,125 \div 0,150$  g.

Attraverso le modalità indicate nell'Allegato A4 della D.G.R. dell'Emilia-Romagna N. 630/2019, per il sito in esame è stato stimato un valore di accelerazione massima orizzontale (al bedrock), espressa in funzione dell'accelerazione di gravità g, con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente al periodo di ritorno di 475 anni ( $a_{refg}$ ) pari a 0,122 g.

Nel dettaglio il valore di  $a_{refg}$  relativo al sito analizzato è stato ottenuto interpolando i valori di  $a_{refg}$  più prossimi, definiti dai punti di una maglia avente passo di  $0,05^\circ$  elaborata dall' I.N.G.V. e fornita dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna (Figura 4.4).

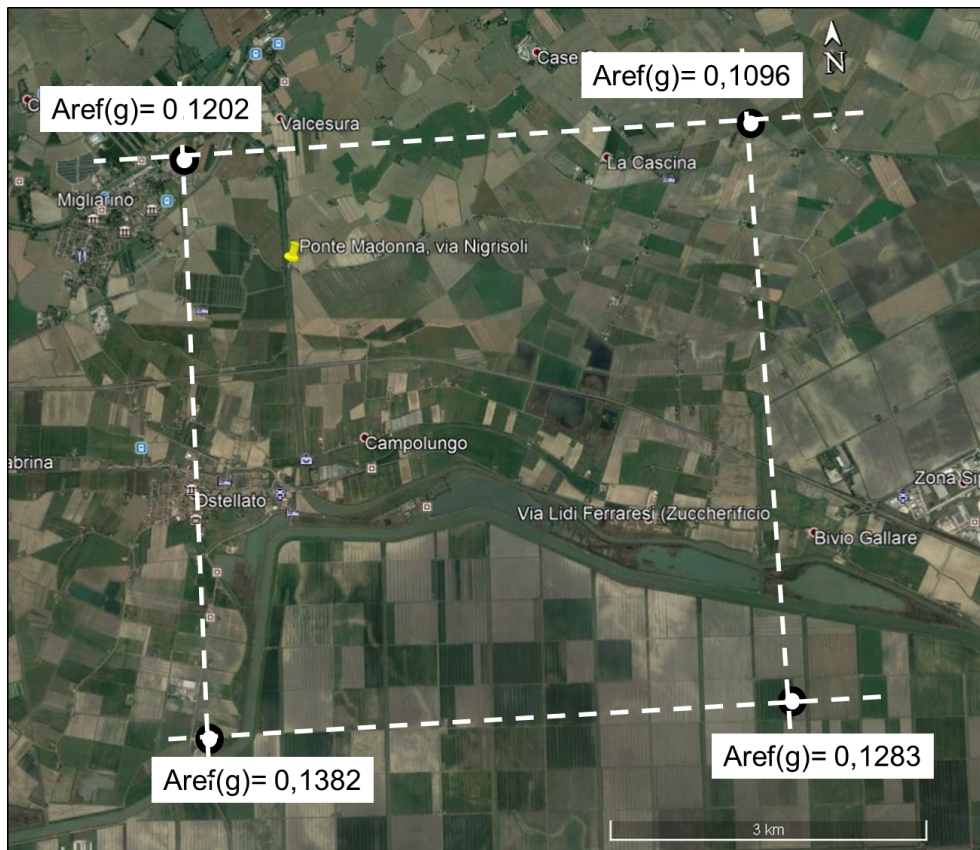


Figura 4.4: Mappa griglia elaborata da INGV per la regione Emilia Romagna (da S.G.S.S. E.R.)

#### 4.1 Pericolosità sismica di base

La stima della pericolosità sismica di un territorio dipende principalmente dalle sue caratteristiche geologico strutturali con i relativi cinatismi e aspetto imprescindibile, dalla conoscenza della sua storia sismica intesa come catalogazione dettagliata di tutti gli eventi

sismici avvenuti in passato. La pericolosità sismica a livello nazionale è stata definita attraverso lo studio e l'evoluzione delle conoscenze relative alle diverse strutture tettoniche presenti sul territorio italiano responsabili della sismicità, definite come "zone" o "sorgenti sismogenetiche". L'ultima zonazione sismogenetica del territorio nazionale è stata prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ed è definita dalla sigla "ZS9" (Meletti & Valenzise 2004), tale studio rappresenta il più recente riferimento per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. Nel dettaglio tale zonazione è stata elaborata sulla base delle più recenti informazioni inerenti ai terremoti ed in particolare alle banche dati relative alle sorgenti sismogenetiche italiane, rappresentate ad esempio dal catalogo CPTI e dal DISS.

L'area di studio in riferimento alla suddetta zonazione rientra nella "zona sismogenetica 912", la quale è caratterizzata da un andamento parallelo rispetto all'asse della catena appenninica e deve la sua sismicità ai meccanismi strutturali compressivi che interessano il fronte sepolto più avanzato della catena appenninica. La magnitudo momento massima attribuita a tale zona è pari a 6,14 (Mw). La sismicità locale è generata dall'attività delle faglie compressive che costituiscono il sistema delle "Pieghe Ferraresi" (Pieri e Groppi, 1981), il quale è formato da due dorsali principali (sepolte) che si sviluppano con un arco vergente verso nord in un'area compresa tra Reggio Emilia, la costa adriatica e i territori a ridosso della sinistra idrografica del Po ferrarese (Bigi et al., 1990).

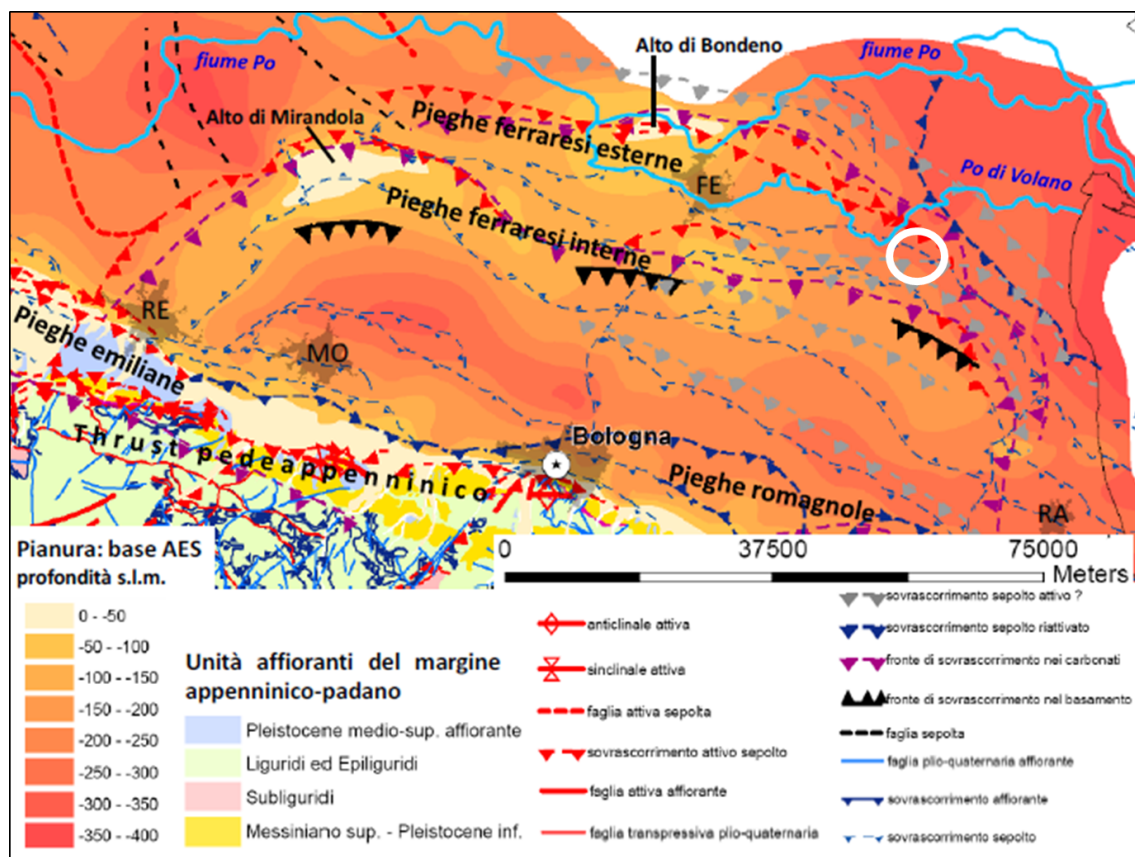


Figura 4.5: schema tettonico dell'area interessata dalla sequenza sismica di maggio-giugno 2012 (da Martelli, 2011).



All'interno della "Zona912" sono presenti diverse zone sismogeniche, la Figura 4.6 riporta in dettaglio la distribuzione delle sorgenti (ITIS) e zone (ITCS) sismogeniche prossime all'area di studio (database D.I.S.S. Version 3.2.1).

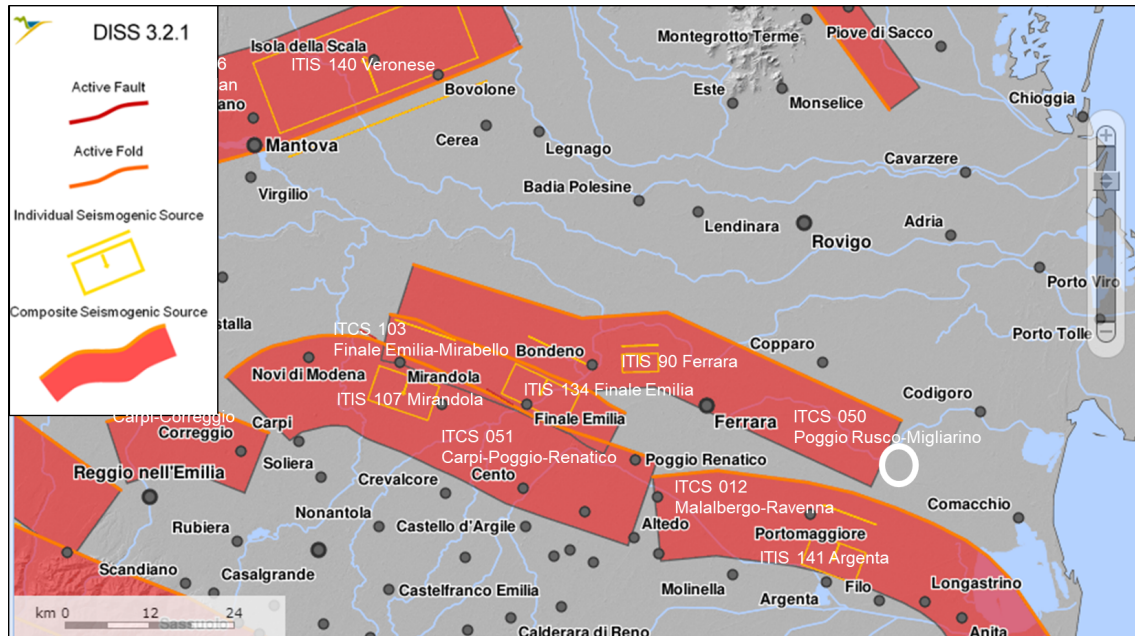


Figura 4.6: Distribuzione sorgenti sismogeniche individuali e composite contenute nel database D.I.S.S. (V<sub>s</sub> 3.2.1), il cerchietto bianco identifica l'area di indagine.

La "storia sismica" più recente, più prossima all'area di studio, risale all'anno 2012 tra il 20 ed il 29 maggio, quando una vasta porzione di Pianura padana compresa tra le Province di Modena, Ferrara, Bologna, Reggio Emilia e Mantova è stata interessata da una sequenza sismica caratterizzata da forti scosse di cui sette con magnitudo locale ( $M_L$ ) maggiore di 5.0, tra cui le principali avvenute rispettivamente il 20 maggio con epicentro tra Mirandola e Finale Emilia ed una magnitudo locale ( $M_L$ ) pari a 5.9 ed il 29 maggio con epicentro compreso tra Mirandola e Medolla e magnitudo locale ( $M_L$ ) pari a 5.8.

I maggiori effetti locali osservati sono stati l'amplificazione del moto sismico e fenomeni di liquefazione, diffusi soprattutto in corrispondenza di rami abbandonati dei fiumi appenninici (Reno, Panaro e Secchia) e subordinatamente del Po.

## 5. PROGRAMMA DI INDAGINE

Date le caratteristiche dell'area e in accordo con la committenza è stato sviluppato un programma di indagine finalizzato alla modellizzazione geologco-sismica sito specifica, articolato come di seguito indicato:

- ✓ esecuzione di due prove penetrometriche statiche con piezocono sismico tipo S.C.P.T.U., spinte rispettivamente sino alle profondità di 36,80 m da p.c. (SCPTU 1) e 43,40 m (SCPTU 2), quest'ultima eseguita in prossimità del coronamento del rilevato (sponda occidentale) dove risulta impostata la struttura del ponte attuale, previa esecuzione di un preforo.
- ✓ esecuzione di quattro sondaggi geognostici, eseguiti a carotaggio continuo S1, S2, S3 e S4, i sondaggi S1 e S2 sono stati spinti sino alla profondità di 25,0 m da pc (eseguiti in prossimità del coronamento del rilevato, rispettivamente sulla sponda occidentale e orientale, mentre S3 e S4 (eseguiti lungo le rampe di accesso al ponte) sono stati spinti sino alla profondità di 5,0 m da pc. Tali terebrazioni sono state eseguite con la duplice finalità, di identificare la successione stratigrafica in dettaglio e consentire il prelievo di campioni di terreno indisturbati e disturbati, per eseguire determinazioni geotecniche di laboratorio.

### 5.1 Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite utilizzando un penetrometro Pagani TG 73/200, dotato di spinta da 200 kN, montato su autocarro. La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm, area di 10 cmq per la misura della pressione di Rottura (qc), manicotto di attrito con superficie di 150 cmq per la misurazione delle resistenze di attrito laterale (fs) con velocità di penetrazione pari a 2 cm/sec.

La punta possiede sensori elettrici e trasduttori di pressione in grado di acquisire in continuo (una lettura ogni cm di approfondimento) la resistenza alla penetrazione (qc -fs) e l'andamento delle pressioni interstiziali dei pori nell'area intorno alla punta (U2). Questo permette di interpretare le proprietà del terreno in funzione dei parametri misurati, mediante note correlazioni empiriche di riferimento.

Il piezocono utilizzato, oltre all'acquisizione dei parametri di resistenza alla punta (qc), laterale (fs) e carico idraulico istantaneo (U2), permette di misurare direttamente la velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio (Vs), attraverso l'ausilio di due accelerometri di cui è dotato.

Le modalità operative con le quali la prova viene eseguita, consistono nell'infissione attraverso un dispositivo di spinta di una batteria di aste (aste con il cavo di trasmissione dati all'interno),

alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono. Durante l'avanzamento della prova l'infissione viene fermata a step regolari di 100 cm per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite accelerometri e sismografo. Il sistema di energizzazione del terreno (sorgente delle onde di taglio) è costituito da due masse metalliche compatte poggianti su traversina in legno, caricata con gli stabilizzatori a pistone del penetrometro ad una distanza di 50 cm dalla verticale di prova. Una delle piastre metalliche viene colpita con una mazza da 10 kg di peso, ad ogni metro di profondità, con le aste svincolate dal penetrometro stesso.

Tramite i due accelerometri presenti nella punta è possibile rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche di taglio per percorrere il tratto da piano campagna sino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo). Attraverso il rapporto distanza/tempo di percorrenza, è possibile determinare direttamente e con grande precisione le velocità delle onde di taglio S, in modo da ottenere il profilo delle velocità  $V_{seq}/V_{s30}$ , come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008/2018. Il certificato di prova viene riportato in allegato (Allegato 1), mentre nella figura sottostante si riporta ubicazione dei punti di indagine su orto foto.



Figura 5.1: ortofoto con ubicazione prove SCPTU (da Google).

## 5.2 Sondaggi geognostici

Il carotaggio dei litotipi è stato eseguito a rotazione verticale, impiegando una sonda idraulica di perforazione CMV MK 420F/TR 600 montata su cingoli.

L'impianto di perforazione idraulico presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

- ✓ velocità di rotazione da 52 a 329 rpm;

- ✓ coppia torcente di 649 Kgm;
- ✓ corsa continua per 330 cm per aste da 3 metri;
- ✓ argano idraulico con tiro da 1000 kg;
- ✓ pompa da fango con portata massima di 120 l/min a 20 bar;
- ✓ pompa a pistoncini con portata massima di 15 l/min a 150 bar;
- ✓ motore DEUTZ turbo diesel da 60 hp;

Nei sondaggi a carotaggio continuo, il campionamento dei materiali sciolti è stato eseguito attraverso un carotiere semplice, munito di corona tagliente al widia avente diametro esterno pari a 101mm e lunghezza 1500/3000 mm. Durante l'esecuzione del carotaggio, al termine di ogni manovra di avanzamento è stata eseguita la posa del rivestimento metallico provvisorio di diametro esterno 127 mm. Tale procedura è stata reiterata sino al raggiungimento della quota di fondo foro, in modo da sostenere le pareti del sondaggio durante tutte le fasi del campionamento e consentire il prelievo di campioni indisturbati. I campioni successivamente al prelievo, sono stati sigillati con paraffina alle estremità, contraddistinti con le informazioni di identificazione e successivamente consegnati al laboratorio terre. Nella figura sottostante si riporta ubicazione dei punti di indagine su orto foto.



Figura 5.2: ortofoto con ubicazione sondaggi geognostici (da Google).



Le carote di terreno una volta estratte dal carotiere, sono state sistemate in apposite cassette catalogatrici di plastica costituite da 5 scomparti di un metro cadauno, a rappresentare la stratigrafia dei terreni attraversati.

Sulle carote sono state eseguite le seguenti caratterizzazioni di campagna:

- ✓ classificazione granulometrica rapida dei litotipi con l'ausilio di archetto a filo armonico utilizzando, per la descrizione, la terminologia della *Classificazione Unificata "USCS"* e quella delle *"Norme AGI 1977"*;
- ✓ misure ove possibile, di resistenza a compressione semplice con penetrometro portatile tipo *Control* e misure di resistenza al taglio con Torvane portatile;

La descrizione litostratigrafica dei terreni attraversati è stata restituita graficamente sui certificati riportati in allegato (Allegato 1), i quali sono completi delle indicazioni relative al prelievo di campioni indisturbati e non. Inoltre, riportano il dettaglio relativo alle caratterizzazioni geotecniche di cantiere, la località di esecuzione del sondaggio, la sigla e la data di realizzazione.

Durante le indagini nelle diverse verticali di sondaggio, a quote preventivamente concordate con lo studio di progettazione, sono stati prelevati n° 6 campioni di tipo indisturbato, attraverso l'ausilio di un campionatore a pistone tipo "Osterberg" (OSH). Sono stati inoltre prelevati n° 6 campioni rimaneggiati (C).

Di seguito si riporta il dettaglio relativo ai punti ed alle quote di prelievo:

- ✓ S1 ⇒ OSH1 7,50 ÷ 8,10; OSH2 15,00 ÷ 15,60; OSH3 24,50 ÷ 25,10; C1 3,00 ÷ 3,50; C2 22,00 ÷ 22,40 m da piano campagna;
- ✓ S2 ⇒ OSH1 4,40 ÷ 5,00; OSH2 12,00 ÷ 12,60; OSH3 19,50 ÷ 20,10; C1 15,50 ÷ 16,00; C2 21,20 ÷ 21,50 m da piano campagna;
- ✓ S3 ⇒ C1 3,00 ÷ 4,00 m da piano campagna;
- ✓ S4 ⇒ C1 2,00 ÷ 3,00 m da piano campagna.

Tutti i campioni indisturbati prelevati (OSH) sono stati tutti sottoposti alle seguenti determinazioni di laboratorio di base: peso di volume ( $\gamma$ ), contenuto d'acqua ( $w$ ), granulometria e limiti di Atterberg. I campioni S1 OSH 1, OSH 2 e S2 OSH 1 sono stati inoltre sottoposti prova di consolidazione edometrica, i campioni S1 OSH2 e OSH 3 sono stati sottoposti a prova di taglio diretto, mentre i campioni S2 OSH 2 e S2 OSH 3 sono stati sottoposti a prova triassiale non consolidata e non drenata (UU). I campioni rimaneggiati (C), sono stati tutti sottoposti ad analisi granulometriche, solamente S3 C1 e S4 C1 integrati da prova di consolidazione edometrica (i certificati di prova sono riportati nell'allegato 2).



## 6. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 6.1 Modellazione Stratigrafica

La modellazione stratigrafica è stata eseguita, mediante parametrizzazione fisico – meccanica dei valori di resistenza, misurati durante l'esecuzione delle prove penetrometriche attraverso il metodo di P.K. Robertson (1990), in modo congiunto alle evidenze stratigrafiche emerse dall'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo.

La prova SCPTU 1 ha raggiunto una profondità di 36,80 m da pc, la verticale di prova ha attraversato una successione molto dinamica, caratterizzata da una discreta variabilità verticale delle tessiture. Nel dettaglio entro i primi 6 m di profondità sono presenti terreni a tessitura fine, come argille probabilmente organiche più o meno limose, localmente intercalate da livelli centimetrici di terreni organici (probabilmente torbosi), caratterizzati dall'aver scarsi valori di resistenza all'avanzamento della punta ( $Q_c$ ), compresi tra 0,5 ÷ 2 MPa circa. Oltre tale limite, sino a 22 m di profondità, è presente un potente deposito a tessitura granulare costituito da sabbie e sabbie limose interrotto solamente da due setti argilloso limosi di potenza sub metrica, localizzati rispettivamente a 14 e 19 m di profondità circa. Tale deposito risulta caratterizzato dall'aver valori di resistenza ( $Q_c$ ), compresi tra 3 ÷ 10 MPa circa. La verticale di prova tra 22 ÷ 36 m, ha attraversato alternanze ritmiche, di terreni a tessitura fine costituiti da argille, argille limose e granulare costituiti da sabbie, sabbie limose. Gli strati a tessitura fine attraversati presentano potenze metriche comprese tra 3 ÷ 4 m e valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 1 ÷ 3 MPa circa, gli strati a tessitura granulare sono caratterizzati da spessori leggermente inferiori compresi tra 1,5 ÷ 2 m circa e contraddistinti da valori di resistenza compresi in media tra 6 ÷ 15 Mpa circa.

La prova SCPTU 2 eseguita al coronamento del rilevato su cui è impostata la spalla del ponte attuale, ha raggiunto una profondità di 43,45 m dal piano del rilevato. Trascurando il preforo di 90 cm, necessario per la corretta e sicura infissione del piezocono, la verticale di prova entro i primi 20 metri di profondità, ha attraversato prevalentemente terreni a tessitura fine, costituiti da argille e argille limose, localmente di probabile natura organica e talora intercalate a livelli centimetrici di terreni organici (torbosi). Tali depositi presentano valori di resistenza alla punta compresi tra 0,5 ÷ 3 Mpa circa, occorre precisare come i terreni attraversati entro i primi 4/5 m di profondità siano ascrivibili al rilevato, pertanto rappresentativi dei terreni con il quale è stato messo in opera, i quali risultano caratterizzati dall'aver valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 1 ÷ 3 Mpa circa. Gli unici depositi a tessitura granulare entro tale intervallo di profondità sono localizzati alle quote di confinamento comprese tra 9,20 ÷ 10,00 e tra 14,10 ÷ 16,00 m, costituiti da sabbie e sabbie limose, presentano valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 3 ÷ 9 Mpa circa.

I principali depositi a tessitura granulare individuati oltre i 20 m di profondità, sono localizzati alle quote comprese tra 20,0 ÷ 27,0 (quest'ultimo caratterizzato dalla potenza maggiore), 29,40

÷ 32,55 e tra 35,40 ÷ 36,80 m da pc, tali strati sabbiosi e sabbioso limosi presentano valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 6 ÷ 16 MPa. Gli strati profondi a tessitura fine costituiti da argille e argille limose sono stati attraversati negli intervalli di profondità compresi tra 27,00 ÷ 27,40, 32,55 ÷ 35,40 e tra 36,80 ÷ 41,40 metri, tali strati sono caratterizzati da resistenze alla punta comprese tra 1,5 ÷ 2,5 MPa circa. Tale prova eseguita nelle adiacenze del sondaggio S1, mostra discreti riscontri stratigrafici con quest'ultimo.

## 6.2 Falda freatica

La conoscenza della profondità della prima falda (normalmente indicata come "Falda freatica"), soprattutto nel massimo livello misurabile durante l'arco dell'anno è un parametro molto importante ai fini della progettazione e dell'analisi dello stato di conservazione delle strutture fondali.

Al termine dell'esecuzione delle prove è stata verificata la profondità della superficie freatica nei fori di sondaggio, occorre precisare che tali valori andranno valutati in relazione alla reale quota topografica di ciascuna prova (m s.l.m.), i valori rilevati vengono riportati nella tabella di seguito riportata:

Prova	Soggiacenza da piano campagna (m)
SCPTU 1	0,70
SCPTU 2	5,70
S1	6,90
S2	7,20
S3	Non rilevata
S4	4,80

## 6.3 Modellazione Geotecnica

È stata effettuata per ciascuna prova eseguita, una stima dei principali parametri geotecnici; le tabelle riportate nelle pagine seguenti, riportano l'andamento dei principali parametri geotecnici, discretizzati in litologie pseudo omogenee. Occorre precisare che la caratterizzazione degli strati omogenei superficiali, può risultare falsata dallo stato di essiccazione dei sedimenti (frazione coesiva) e dal grado di rimaneggiamento antropico subito nel tempo, pertanto la stima dei parametri attribuibili ai sedimenti attraversati nei primi due metri di profondità circa è da considerarsi non sempre, del tutto attendibile.

## SCPTU 1

Profondità dello strato (m da p.c.)	Litologia	$\gamma$ (Kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ sat (Kn/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma_v \cdot$ (Kpa)	Cu (Kpa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
p.c - 5,00	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici limoso sabbiosi	18,2	19,0	44,8	27,1	49,9	/	/
5,00 - 6,60	Argille, argille limose, intercalate a livelli centimetrici di terreni organici	17,1	17,9	103,2	53,2	24,3	/	/
6,60 - 14,05	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	193,2	98,8	/	33,9	50,5
14,05 - 14,60	Argille, argille limose	19,4	20,2	274,9	141,2	98,5	/	/
14,60 - 19,10	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	328,5	170,1	/	33,0	52,0
19,10 - 20,00	Argille, argille limose	19,7	20,5	385,5	200,6	117,5	/	/
20,00 - 21,90	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	414,5	215,9	/	32,1	49,5
21,90 - 25,30	Argille, argille limose	18,4	19,2	466,0	241,5	45,2	/	/
25,30 - 27,00	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	515,9	266,3	/	32,6	55,3
27,00 - 29,80	Argille, argille limose	19,4	20,2	561,6	289,9	91,6	/	/
29,80 - 31,20	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	604,1	311,8	/	31,8	52,2
31,20 - 35,20	Argille, argille limose	19,2	20,0	657,9	339,2	78,7	/	/
35,20 - 36,81	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	714,1	367,9	/	31,8	54,6

I sedimenti coesivi attraversati presentano diverso comportamento geotecnico, la prova ha messo in evidenza la presenza di alcuni strati argillosi e argilloso limosi con scarsi valori di coesione non drenata,  $Cu^* < 70$  Kpa, pertanto soggetti a potenziali cedimenti di riconsolidazione in caso di sisma.

Gli strati sabbioso limosi identificati dalla prova, presentano stati di addensamento abbastanza omogenei tra loro, con valori di densità relativa  $Dr^*$  prossimi o di poco inferiori al 60% (\* correlazioni Dr: Baldi 1978 - Schmertmann 1976; Cu: Lunne, Robertson and Powell 1977).

## SCPTU 2

Profondità dello strato (m da p.c.)	Litologia	$\gamma$ (Kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ sat (Kn/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma_v \cdot$ (Kpa)	Cu (Kpa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
p.c - 0,90	Preforo	/	/	/	/	/	/	/
0,90 - 4,20	Alternanze centimetriche di limi argillosi, argille limose, localmente presenti intercalazioni centimetriche limoso sabbiose	19,5	20,3	34,6	34,6	112,4	/	/
4,20 - 6,50	Argille, argille limose	18,1	18,9	87,2	87,2	48,5	/	/
6,50 - 7,80	Limi argillosi, localmente sabbiosi	19,1	19,9	120,2	106,0	88,7	/	/
7,80 - 9,20	Argille, argille limose	18,4	19,2	145,5	118,0	56,3	/	/
9,20 - 10,00	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	166,4	128,1	/	30,4	33,1
10,00 - 14,10	Argille, argille limose	17,9	18,7	210,7	148,4	38,9	/	/
14,10 - 16,00	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	265,6	173,9	/	28,9	27,7
16,00 - 20,00	Argille, argille limose, localmente intercalate a livelli centimetrici di terreni organici	18,0	18,7	320,0	199,4	38,0	/	/
20,00 - 27,00	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	430,7	256,2	/	31,2	46,3
27,00 - 29,40	Argille, argille limose	18,5	19,3	527,7	307,1	51,9	/	/
29,40 - 32,55	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	583,2	335,3	/	29,6	40,5
32,55 - 35,40	Argille limose, limi argillosi	19,4	20,2	644,1	366,8	95,1	/	/
35,40 - 36,80	Sabbie limose, limi sabbiosi	18,6	21,6	685,9	387,7	/	27,3	28,7
36,80 - 41,50	Argille, argille limose	19,2	20,0	754,4	417,4	77,8	/	/
41,50 - 43,45	Sabbie, sabbie limose	18,6	21,6	811,6	450,9	/	29,6	44,2

I sedimenti coesivi attraversati presentano diverso comportamento geotecnico, la prova ha messo in evidenza la presenza di alcuni strati argillosi e argilloso limosi con scarsi valori di coesione non drenata,  $Cu^* \ll 70$  Kpa, pertanto soggetti a potenziali cedimenti di riconsolidazione in caso di sisma, occorre precisare come i valori di Cu stimati per lo strato compreso tra 0,90 ÷ 4,20 m siano ascrivibili alle terre che costituiscono il rilevato.

Gli strati sabbioso limosi identificati dalla prova, presentano stati di addensamento abbastanza omogenei tra loro, con valori di densità relativa  $Dr^*$  inferiori al 60%, in tal senso le performance peggiori sono state riscontrate negli strati sabbioso limosi localizzati negli intervalli di profondità compresi tra 14,10 ÷ 16,00 e tra 35,40 ÷ 36,80 m (\* correlazioni Dr: Baldi 1978 - Schmertmann 1976; Cu: Lunne, Robertson and Powell 1977). Per il dettaglio relativo a diagrammi di

---

resistenza, valutazioni litologiche e tabelle parametri geotecnici, si rimanda alle schede in allegato (Allegato 3).

Durante le indagini nelle diverse verticali di sondaggio, a quote preventivamente concordate con lo studio di progettazione, sono stati prelevati n° 6 campioni di tipo indisturbato, i quali sono stati sottoposti a Prova triassiale – non consolidata isostropicamente e non drenata (UU), prova di taglio diretto e prova di consolidazione edometrica, oltre a: peso di volume ( $\gamma$ ), contenuto d'acqua ( $w$ ), granulometria e limiti di Atterberg. Tali determinazioni hanno permesso di integrare i parametri geotecnici, sia in termini di tensioni efficaci che totali e implementare la modellazione geotecnica elaborata sulla base dei parametri di resistenza misurati nel corso delle prove penetrometriche. Per il dettaglio relativo ad ogni singola prova si rimanda ai certificati laboratorio terre, riportati in calce alla relazione (Allegato 2).

## 7 MODELLAZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Per fare ciò risulta indispensabile definire le caratteristiche geolitologiche e geotecniche dei sottosuoli di fondazione.

La pericolosità sismica è definita nel paragrafo 3.2 del Decreto 17 gennaio 2018 (Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni") in termini di "accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al paragrafo 3.2.2) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ ".

I dati di input necessari alla definizione degli spettri elastici e di progetto del sito in esame sono:

- |  |                                  |
|--|----------------------------------|
| 1. coordinate geografiche del sito       | 2. vita nominale della struttura |
| 3. classe d'uso e periodo di riferimento | 4. topografia                    |

1. Coordinate geografiche del sito (ED 50):

Latitudine 44,765559

Longitudine 11,954684

2. La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata

TIPI DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE $V_N$ (in anni)
Opere provvisorie, opere provvisionali e strutture in fase costruttiva.	$\leq 10$
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute e di importanza normale	$\geq 50$
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\leq 100$

3. Le strutture sono poi distinte in classi d'uso a seconda del tipo di affollamento che si prevede ci sarà all'interno della struttura oggetto di analisi.

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica

Per ciascun tipo di classe d'uso è associato un coefficiente d'uso  $C_u$  utile al calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$ . Le azioni sismiche vengono difatti valutate in relazione ad un periodo di riferimento che si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso secondo la formula di seguito riportata:

$$V_R = V_N \times C_u$$

nella quale i valori di  $C_u$  sono riportati di seguito:

<b>CLASSE D'USO.</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_u</math></b>	0.7	1	1.5	2

Nello specifico si osserva che, considerando vita nominale ( $V_N$ ) pari a 50 anni ed una classe d'uso II (coefficiente  $C_u$  pari a 1), il periodo di riferimento ( $V_R$ ) è dato da:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

4. La normativa prende inoltre in considerazione le condizioni topografiche sito specifiche, affermando la necessità di predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse, mentre per configurazioni superficiali semplici può essere adottata la seguente classificazione.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza di cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza di cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 7.1 Definizione della categoria di sottosuolo

Il capitolo 3.2.2 del Decreto 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, attraverso l’approccio semplificato definisce le categorie di sottosuolo in relazione ai valori della velocità sismica equivalente  $V_{s,eq}$  (m/s), relativa alla propagazione delle onde di taglio. Nello specifico trattandosi di depositi con profondità del substrato H superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio, è definita dal parametro  $V_{S30}$ , il quale prende in considerazione i primi 30 m di profondità (H=30) al di sotto del piano di posa delle fondazioni o testa dei pali.

Nell’ambito della campagna geognostica, sono state eseguite due prove penetrometriche con piezocono sismico, SCPTU 1 ha permesso di stimare la velocità  $V_s$  sino alla profondità di 36,50 m da piano campagna, mentre la prova SCPTU 2 ha permesso di stimare tali velocità di propagazione sino alla profondità di 43,50 m dal piano del rilevato.

Dall’analisi dei profili di velocità ottenuti con la prova sismica SCPTU 1, è stato possibile ricostruire il modello sismico della zona esaminata con intervallo metrico, partendo dalla quota di 1,5 m da piano campagna.

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio  $V_s$  misurate con la prova sismica, attraverso le quali è stata quindi determinata la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità, definita dalla seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

dove:

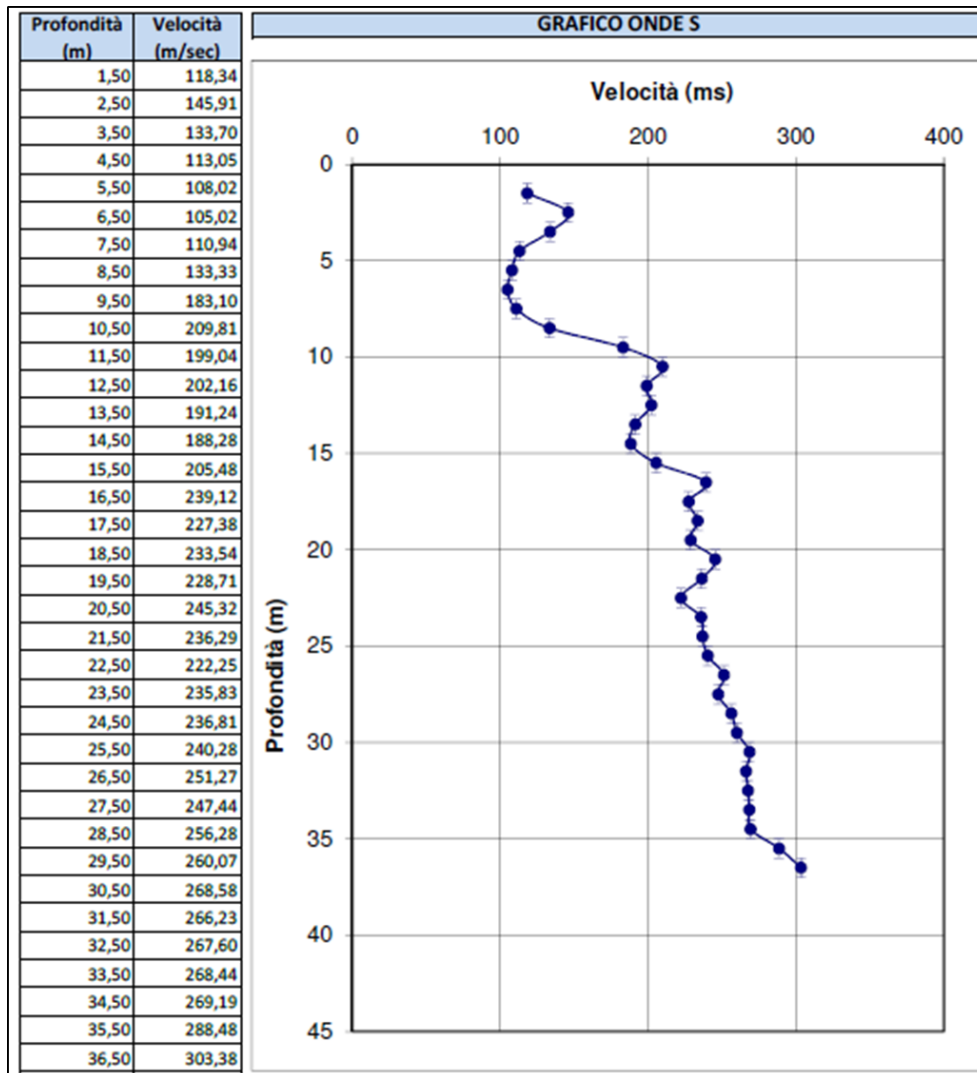
$h_i$  è lo spessore (in metri) dell’i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità

$V_i$  è la velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato

N è il numero di strati di terreni compresi nei primi 30 m di profondità.



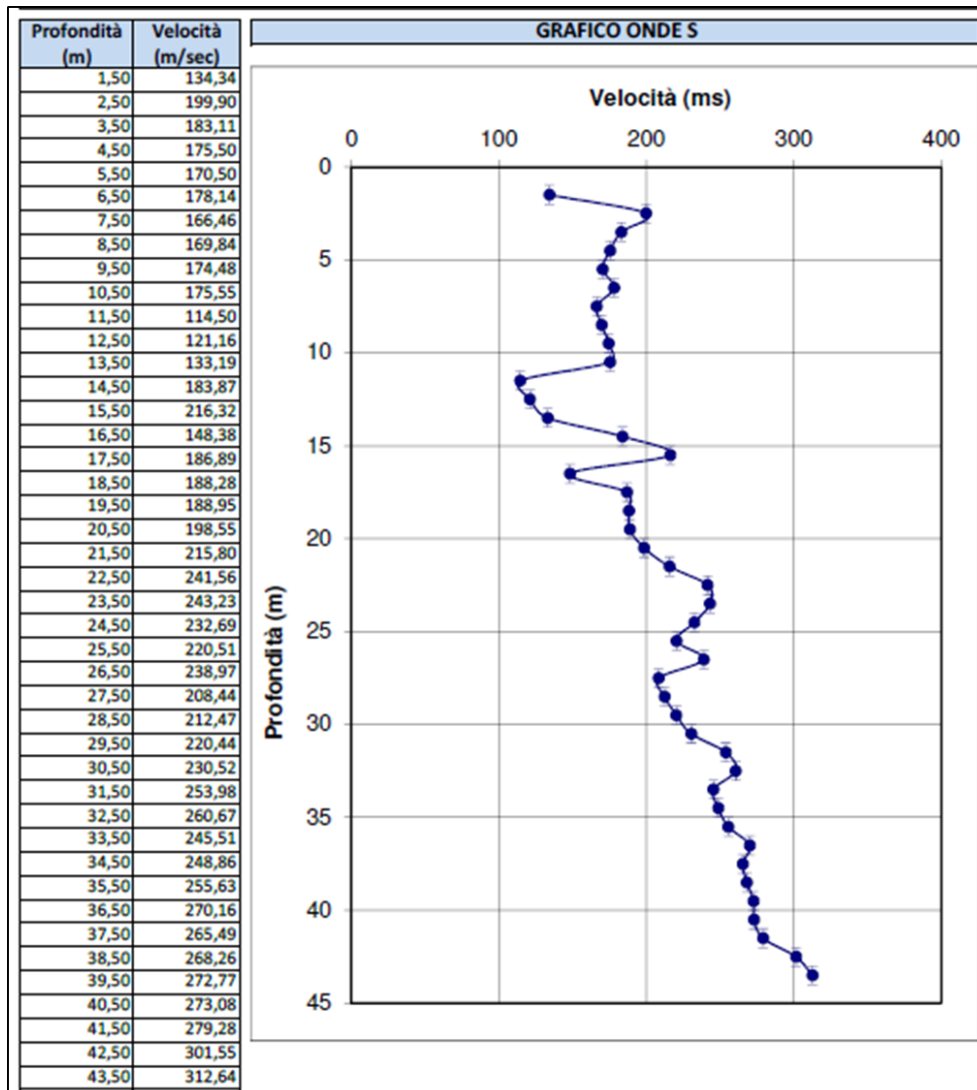
SCPTU 1



Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s,eq}$  pari a **193,15 m/s**

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s,30}$  pari a **186,38 m/s**

SCPTU 2



Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s,eq}$  pari a **205,53 m/s**

Dai calcoli si ottiene una velocità equivalente  $V_{s,30}$  pari a **186,76 m/s**

In riferimento alla tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato, il sito esaminato presenta un sottosuolo di **tipo C** ovvero: *“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  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , 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 180/360 m/s
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , 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
E	<i>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.</i>

Tabella 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2018

## 7.2 Pericolosità sismica locale e valutazione dell'accelerazione massima del sito

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La valutazione della pericolosità sismica locale è stata definita utilizzando la procedura indicata nel Decreto 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018) e circolare n. 7 CSLP del 21 gennaio 2019, in tal senso la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ( $V_s > 800$  m/s), viene definita mediante un approccio “sito dipendente”.

La normativa stabilisce il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si valutano in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A ( $a_{ag}$ ) e del corrispondente spettro di risposta elastico.

Per accelerazione massima attesa si intende il picco del segnale che ha una certa probabilità PVR di essere superato in un periodo di riferimento VR. Il periodo di riferimento VR viene determinato come prodotto della vita nominale della costruzione VN e del coefficiente d'uso CU. La vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore del coefficiente d'uso dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda “l'importanza della struttura”. La coppia PVR, VR che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni si può sintetizzare nel periodo di ritorno TR. Per definire lo spettro elastico in accelerazione oltre ad  $a_g$ , sono necessari altri due parametri:  $F_0$  il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima e  $T_c^*$  il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Considerando i seguenti valori: Vita nominale  $VN \geq 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari Rif. Tab. 2.4.I – Decreto 17 gennaio 2018), Classe d'uso II (Rif. Paragrafo 2.4.II -

Decreto 17 gennaio 2018) e Coefficiente d'uso CU pari a 1 (Rif. Tab. 2.4.III - Decreto 17 gennaio 2018) il periodo di riferimento VR è pari a 50 anni. L'area in oggetto è identificata dalle coordinate (ED 50):

Latitudine: 44,765559 [°]

Longitudine: 11,954684 [°]

Le forme spettrali previste dalla normativa, definite dai parametri  $a_g$ ,  $F_0$ , e  $T_c^*$  riferiti ai periodi di ritorno TR e Stato Limite Ultimo, calcolati con il programma "Geostru PS", sono riportati nella tabella sottostante.

STATO LIMITE	TR [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0,036	2,538	0,253
SLD	50	0,044	2,518	0,279
SLV	475	0,122	2,596	0,278
SLC	975	0,163	2,575	0,282

L'accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  si ricava dal valore dell'accelerazione orizzontale massima del sito  $a_g$  su suolo rigido con la seguente relazione:

$$a_{max} = a_g \cdot SS \cdot ST$$

dove:

SS: coefficiente di amplificazione stratigrafica indicato nella Tab. 3.2.IV del Decreto 17 gennaio 2018, relativo a ciascuna classe di sottosuolo.

ST: coefficiente di amplificazione topografica riportato nella Tab. 3.2.V del Decreto 17 gennaio 2018.

Le accelerazioni orizzontali massime del sito riferite agli SLO, SLD, SLV e SLC considerando un suolo tipo C ( $S_s = 1,5 \div 1,45$ ) ed essendo la morfologia dell'area pianeggiante ( $ST=1$ ), risultano le seguenti:

STATO LIMITE		$a_{max}$ [g]
Stati limite di esercizio	SLO	0,054
	SLD	0,066
Stati limite ultimi	SLV	0,183
	SLC	0,236

Di seguito si riportano i coefficienti sismici sito specifici:

Stato limite	$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]	$K_h$ [-]	$K_v$ [sec]
SLO	0,528	0,200	0,011	0,005
SLD	0,648	0,200	0,013	0,007
SLV	1,801	0,240	0,044	0,022
SLC	2,324	0,240	0,028	0,028

### 7.3 Amplificazione effetti sismici - Verifica del potenziale di liquefazione

L'analisi dei fenomeni di liquefazione dei sedimenti, sottoposti a sollecitazioni cicliche indotte da terremoti, è di fondamentale importanza per gli aspetti di progettazione geotecnica antisismica. In particolare, occorre valutare nel modo più adeguato possibile, le effettive condizioni di suscettibilità, di innesco e il rischio sito specifico di tale fenomeno.

Il termine "liquefazione" indica diversi fenomeni fisici quali: mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione, osservati durante terremoti significativi, generalmente di  $M > 5.5$  che interessano depositi incoerenti e saturi. Durante un evento sismico in tali sedimenti, le condizioni "non drenate", possono indurre un incremento ed accumulo delle pressioni interstiziali, le quali possono portare una drastica caduta della resistenza al taglio con una conseguente riduzione di capacità portante del terreno. La differenza fra i diversi fenomeni dipende dalle tensioni di taglio mobilitate per l'equilibrio in condizioni statiche e dalla resistenza al taglio residua dopo il terremoto.

Durante fenomeni di sollecitazione transitoria ripetuta (terremoti), possono anche verificarsi effetti di "riordino" dei sedimenti che portano a perdite di resistenza con il possibile sviluppo di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi (limi e argille a comportamento non drenato,) questo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004 e 2008).

L'innesco di fenomeni di liquefazione nei sedimenti è governato da diversi fattori, alcuni dipendenti dalla tipologia di input sismico, quali: l'energia liberata intesa come magnitudo e accelerazione e le caratteristiche dell'impulso sismico intese come forma e durata dello scuotimento. Mentre altri fattori sono dipendenti dalle caratteristiche tessiturali e meccaniche dei sedimenti (granulometria, indice di plasticità, coesione, densità relativa) e dalla presenza di acque sotterranee alla quota di confinamento dello strato liquefacibile.

Qualora i depositi indagati risultassero suscettibili di liquefazione con effetti conseguenti tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii e/o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili a tale fenomeno.

La probabilità che nei terreni sabbiosi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni (Paragrafo 7.11.3.4.2 – Decreto 17 gennaio 2018\* "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"; "Linee guida per la microzonazione sismica, Dipartimento della protezione civile e Conferenza delle Province Autonome 2008"):

- ❖ Eventi sismici attesi con magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- ❖ Accelerazioni massime attese al piano campagna  $PGA$  minori di 0.1g;
- ❖ Profondità media stagionale della falda ( $Z_w$ ) superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

- ❖  $FC \leq 5\%$  e resistenza:  $(N_1)_{60} > 25$  (30\*) KPa oppure  $q_{c1N} > 160$  (180\*) KPa oppure  $V_{SI} > 220$  m/s;
- ❖ Terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
  - frazione di fine  $FC > 20\%$  e indice di plasticità  $PI > 10\%$ ;
  - frazione di fine  $FC \geq 35\%$  e resistenza:  $(N_1)_{60} > 20$  KPa oppure  $q_{c1N} > 95$  KPa oppure  $V_{SI} > 200$  m/s;
- ❖ Curva di distribuzione granulometrica (GDC) esterna per oltre il 50% al fuso indicato dalla figura 7.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e dalla figura 7.3 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

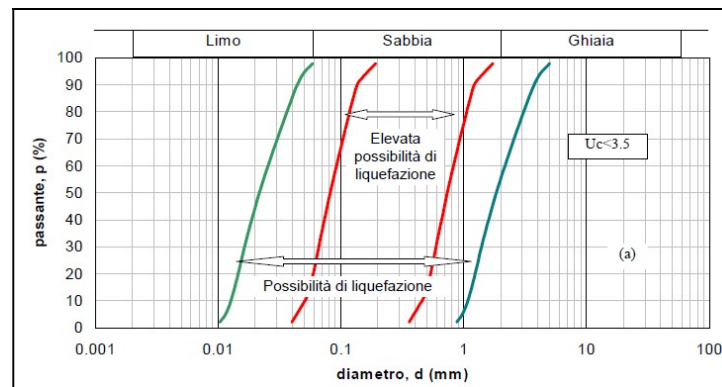


Figura 7.2: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione ( $U_c < 3.5$ )

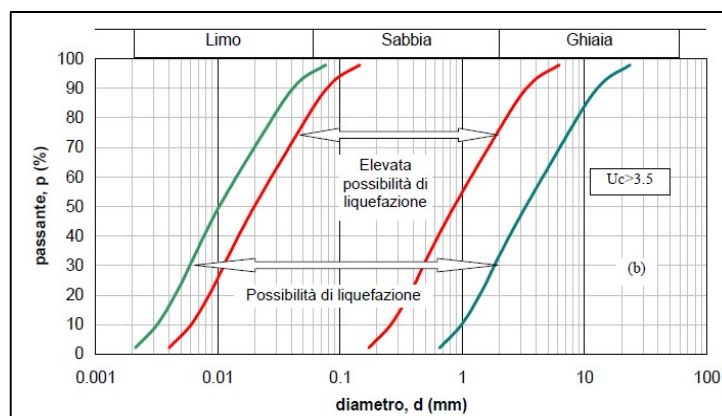


Figura 7.3: Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione ( $U_c > 3.5$ )

I parametri ottenuti dalle prove SCPTU sono stati utilizzati per la stima del rischio di liquefazione, procedendo secondo le seguenti fasi:

- ✓ analisi delle condizioni di suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti attraverso la carta di classificazione dei suoli di P.K. Robertson (1990; 2009).
- ✓ stima del Fattore di Sicurezza ( $F_s$ ) nei confronti della liquefazione lungo tutta la verticale di prova, attraverso il metodo semplificato proposto da Boulanger e Idriss (2014) quest'ultimo raccomandato anche dalla Del. Reg. 630/2019 (Regione Emilia-Romagna).

- ✓ analisi del rischio di liquefazione sito specifica attraverso la stima dell'Indice del Potenziale di Liquefazione (IL) mediante il metodo proposto da Sonmez (2003).

L'analisi delle condizioni di suscettibilità alla liquefazione e il calcolo del coefficiente di sicurezza  $F_s$  sono stati determinati mediante calcolo automatico attraverso il software "Cliq", sviluppato da GeoLogismiki Geotechnical Engineers.

Si rammenta che tali procedure considerano anche la possibilità di "cyclic softening" nei sedimenti fini poco coesivi. Gli esiti della modellazione tengono in considerazione il contenuto in materiali fini ( $F_c$ ) che introduce significative correzioni alla resistenza penetrometrica normalizzata. Il contenuto in materiali fini è stato stimato sulla base del metodo di Boulanger e Idriss (2008/2014) in funzione dell'Indice di comportamento  $I_c$  ricavato dalla classificazione dei terreni di P.K. Robertson (1990) [1].

Il grado di sicurezza nei confronti della liquefazione ad una generica profondità ( $z$ ), è stato valutato in termini di coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ), definito come il rapporto tra la resistenza al taglio ciclica alla liquefazione in un determinato intervallo di profondità (CRR) e la corrispondente tensione di taglio ciclica indotta dal sisma (CSR), entrambi normalizzati rispetto allo stato tensionale.

Il **coefficiente di sicurezza  $F_s$** , indica con  $F_s < 1,0$  la possibilità che avvenga liquefazione,  $F_s$  compreso fra 1,0 e 1,2 una ridotta possibilità che avvenga liquefazione, mentre  $F_s > 1,2$  esclude la possibilità di fenomeni di liquefazione. Nel dettaglio il valore del coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ) è stato stimato lungo la verticale di prova per strati minimi di 1 cm.

L'**indice del Potenziale liquefazione (IL)** viene calcolato con il metodo di Sonmez (2003), il calcolo è definito da:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Con:

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left( 1 - \frac{z}{z_{crit}} \right)$$

$F(z)$  è una funzione del fattore di sicurezza:

$F(z) = 0$	per	$F_L \geq 1.2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per	$1.2 > F_L \geq 0.95$
$F(z) = 1 - F_L$	per	$F_L \leq 0.95$

Si indica con  $z_{crit}$  la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 15/20 m (Iwasaki, 1982; Özocak e Sert, 2010).



Dai valori risultanti di IL si può stimare il rischio di liquefazione così come segue:

- IL = 0 Non liquefacibile ( $FL \geq 1.2$ )
- $0 < IL \leq 2$  Potenziale liquefazione basso
- $2 < IL \leq 5$  Potenziale liquefazione moderato
- $5 < IL \leq 15$  Potenziale liquefazione alto
- $15 < IL$  Potenziale liquefazione molto alto

Nel calcolo del  $F_s$  a liquefazione sono state considerate le seguenti condizioni di input:

- ✓ Utilizzo di suolo tipo C, sulla base delle prove penetrometriche eseguite con piezocono sismico SCPTU 1 e SCPTU 2, la quali hanno misurato rispettivamente un valore di  $V_{s30}$  pari a 186,38 e 186,76 m/s.
- ✓ Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS), riferita al periodo di ritorno di 475 anni (SLV): 1,5.
- ✓ Coefficiente amplificazione topografica (ST): 1.
- ✓ Si è utilizzata un'accelerazione sismica massima pari a: 0.183 g data dal prodotto del valore di 0,122 ( $a_{refg}$ ) stimato per il sito in oggetto, per il valore di amplificazione stratigrafica (SS) di 1,5.
- ✓ Sulla base del contesto idrogeologico locale e dall'analisi delle prove eseguite, si sono utilizzate le seguenti profondità della falda, cautelative a favore di sicurezza, 0,70 m SCPTU 1, 4,00 m SCPTU 2.
- ✓ Sulla base della pericolosità sismica di base, si è considerata una magnitudo di input pari  $M_w = 6,14$  come da zonizzazione macrosismica "ZS9", Zona 912. Il coefficiente correttivo MSF utilizzato è quello di riferimento per i metodi di calcolo utilizzati pari a 1,43.

**[1]** i metodi di calcolo utilizzati per la seguente modellazione sono tutti di lunga sperimentazione ed ampiamente diffusi in campo ingegneristico:

**Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014).** "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCDC/GM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California;

**Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008).** "Soil liquefaction during earthquakes." MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.

**procedura NCEER5 (1996; 1998; 2001)**

(Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H. - Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils; **Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998.**

*Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August;*

**procedura di P. K. Robertson (2009)**

(P.K. Robertson - Performance based earthquake design using the CPT - Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, 2009);

**G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman**

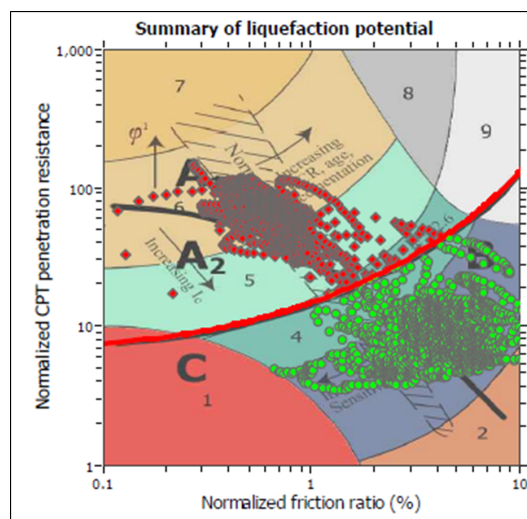
*Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, 2001);*



La modellazione effettuata, prende in considerazione tutti gli strati potenzialmente liquefacibili in cui non vi è certezza della composizione esclusivamente argillosa, ovvero tutti gli strati che mostrano un Indice di Classificazione (o di comportamento)  $I_c$  inferiore a 2,6. Oltre tale limite il terreno risulta coesivo, quindi la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione ciclica è praticamente nulla, al contrario tali terreni risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza post sisma (cyclic softening).

Di seguito si riportano gli esiti della stima del potenziale di liquefazione per la prova eseguita.

#### SCPTU 1



Plottaggio parametri SCPTU 1 sulla Carta della classificazione di P.K. Robertson (1990; 2009).

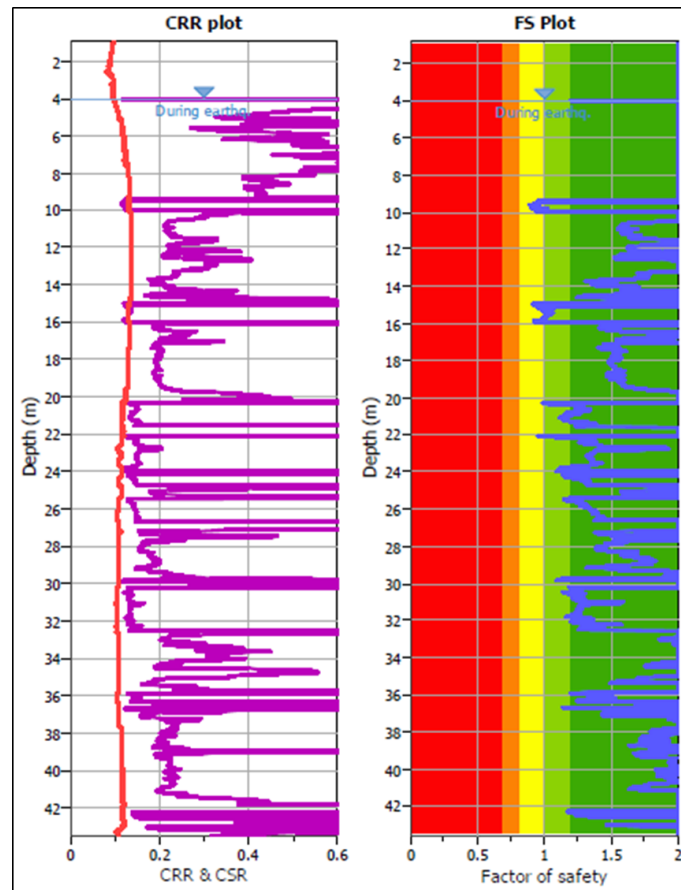
Il diagramma sopra riportato rappresenta la carta della classificazione di P.K. Robertson (1990;2009), su cui sono stati plottati i parametri misurati dalla prova penetrometrica. Le zone A1 e A2 identificano sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona A2 risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza in caso di sisma. Le zone B e C ( $I_c > 2,6$ ) identificano sedimenti coesivi (argillosi, argilloso limosi) entrambi sensibili al “cyclic softening” (Boulanger e Idriss 2004; 2008), in particolare i sedimenti che ricadono nella zona C risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza post sisma.

Come si evince dal grafico, la verticale di indagine ha riscontrato sedimenti attribuibili a tre delle quattro classi, nel dettaglio si nota come la percentuale maggiore di sedimenti rientri nelle zone A1 e B.

Di seguito si riporta il grafico che mostra l’andamento del Fattore di Sicurezza ( $F_s$ ) e del rapporto di resistenza ciclica (CRR) in relazione al rapporto di tensione ciclica (CSR), lungo la verticale di indagine, tale modellazione è stata implementata attraverso il metodo semplificato di Boulanger e Idriss (2014).



Come si evince dalla carta di classificazione di P.K. Robertson, la verticale di indagine ha riscontrato sedimenti attribuibili a tutte e quattro le classi, nel dettaglio si nota come la percentuale maggiore di sedimenti rientri principalmente nella zona B e subordinatamente nelle zone A1 e A2.



L'analisi del grafico mette in evidenza come le principali criticità siano localizzate negli intervalli di profondità compresi tra 9 ÷ 10 e tra 15 ÷ 16 m con valori di Fs inferiori all'unità. L'indice del Potenziale di Liquefazione (IL) è pari a: 0,5 pertanto il rischio che avvenga liquefazione secondo il metodo di Sonmez (2003) è da considerarsi basso.

Sulla base delle risultanze emerse dalle simulazioni e dal contesto stratigrafico che caratterizza l'area oggetto di intervento, il rischio relativo all'innesco di fenomeni di liquefazione per terremoti di magnitudo "usuale", considerando una Classe d'uso II e lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, è da considerarsi variabile da basso a alto.

## 7.5 Amplificazione effetti sismici – Cedimenti post sisma

Gli effetti indotti dal sisma liberano forze dinamiche temporanee, le quali possono causare effetti di “riordino” dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi indotti da fenomeni di riconsolidazione che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi.

I fenomeni di riconsolidazione e densificazione volumetrica sono dovuti principalmente alla dissipazione delle pressioni interstiziali che si accumulano durante il terremoto, al manifestarsi di deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche. La deformazione volumetrica (e verticale) post liquefazione  $\xi_v$  è stata calcolata con il metodo di Idriss e Boulanger (2008) in accordo con il metodo di Zhang et. Al. (2002) per i sedimenti saturi sabbiosi. Tale procedimento si basa sui risultati empirici di Ishihara e Yoshimine (1992) ottenuti da analisi di laboratorio su campioni di sabbia e successivamente aggiornati da Zhang (2002), il quale li ha correlati alla resistenza alla punta normalizzata in modo da definire l’entità delle deformazioni volumetriche post – liquefazione sulla base delle resistenze alla punta  $(q_{c1N})_{cs}$  per differenti fattori di sicurezza, (Fs) [per eventuali approfondimenti si rimanda alla letteratura tecnica di riferimento]. Per la stima dei cedimenti post sisma si è proceduto al calcolo automatico attraverso il software “Cliq” Geologismiki Geotechnical Engineers.

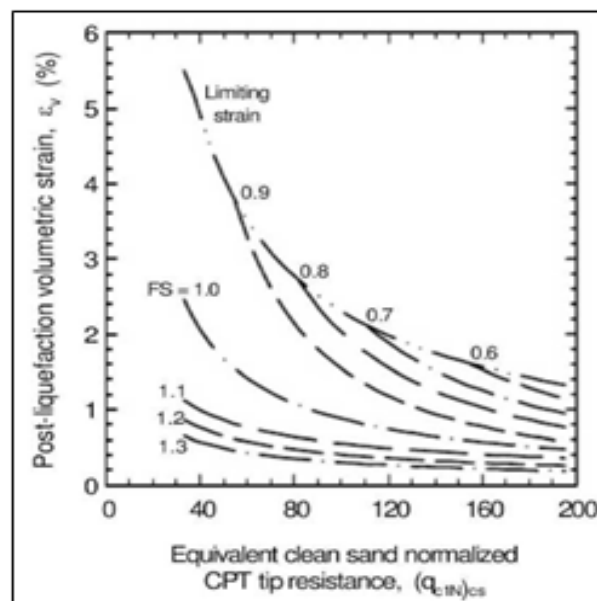
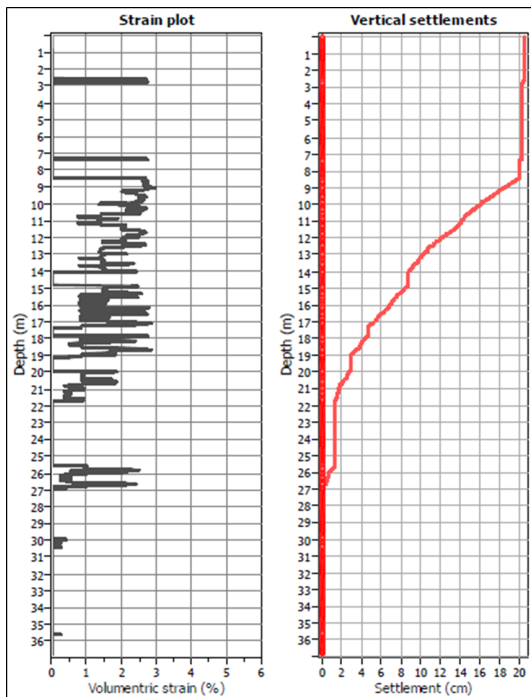


Figura 7.4: Diagrammi di correlazione tra deformazioni volumetriche post-liquefazione e resistenze CPT per differenti fattori di sicurezza (da Zhang et Al.2002)

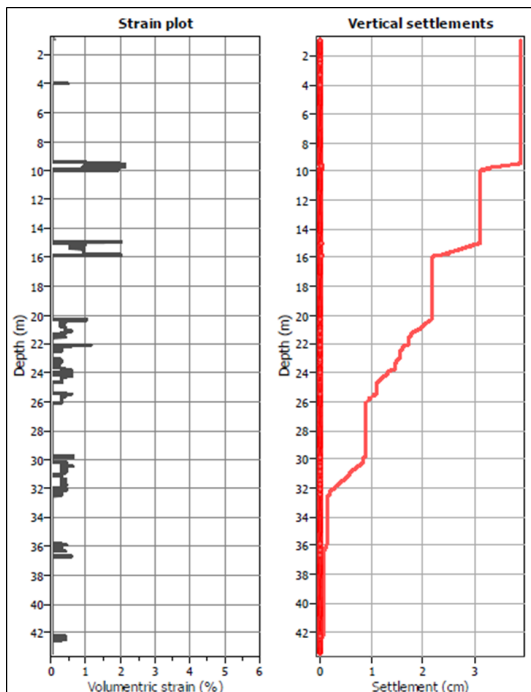
Di seguito si riporta lo sviluppo dei potenziali cedimenti post sisma e le relative deformazioni volumetriche, lungo le due verticali di indagine.

## SCPTU 1



La stima del cedimento post sisma per la prova SCPTU 1 ha dato come esito un valore prossimo a 20,5 cm circa, tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente nell'intervallo di profondità compreso tra 9 ÷ 22 m circa.

## SCPTU 2



La stima del cedimento post sisma per la prova SCPTU 2 ha dato come esito un valore prossimo a 3,9 cm circa, tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente nell'intervallo di profondità compreso tra 10 ÷ 32 m circa. Generalmente cedimenti di tale entità hanno ripercussioni scarse o nulle sia in superficie sia alla quota di appoggio delle fondazioni dirette.

## 8. CONCLUSIONI

Sulla base dello studio geologico condotto e dalle risultanze ottenute nel corso dell'indagine geognostica eseguita direttamente sul lotto indagato, si può stabilire quanto segue:

### ❖ Vincoli urbanistici e territoriali

Sulla base degli strumenti urbanistici vigenti, in particolare il Piano di Stralcio Comunale in forma associata (P.S.C), dell'ex comune di Migliarino, il quale resta temporaneamente in vigore, in quanto compatibile, ai sensi dell'articolo 14, comma 3, della legge regionale n. 24 del 1996, il sito è localizzato in territorio rurale e attraversa l'idrovia e sorge nelle immediate adiacenze di ambiti specializzati per attività produttive di rilievo comunale, da sviluppare come aree produttive ecologicamente attrezzate (APEA).

### ❖ Successione stratigrafica

La prova SCPTU 1 ha raggiunto una profondità di 36,80 m da pc, la verticale di prova ha attraversato una successione molto dinamica, caratterizzata da una discreta variabilità verticale delle tessiture. Nel dettaglio entro i primi 6 m di profondità sono presenti terreni a tessitura fine, come argille probabilmente organiche più o meno limose, localmente intercalate da livelli centimetrici di terreni organici (probabilmente torbosi), caratterizzati dall'aver scarsi valori di resistenza all'avanzamento della punta ( $Q_c$ ), compresi tra 0,5 ÷ 2 MPa circa. Oltre tale limite, sino a 22 m di profondità, è presente un potente deposito a tessitura granulare costituito da sabbie e sabbie limose interrotto solamente da due setti argilloso limosi di potenza sub metrica, localizzati rispettivamente a 14 e 19 m di profondità circa. Tale deposito risulta caratterizzato dall'aver valori di resistenza ( $Q_c$ ), compresi tra 3 ÷ 10 MPa circa. La verticale di prova tra 22 ÷ 36 m, ha attraversato alternanze ritmiche, di terreni a tessitura fine costituiti da argille, argille limose e granulare costituiti da sabbie, sabbie limose. Gli strati a tessitura fine attraversati presentano potenze metriche comprese tra 3 ÷ 4 m e valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 1 ÷ 3 MPa circa, gli strati a tessitura granulare sono caratterizzati da spessori leggermente inferiori compresi tra 1,5 ÷ 2 m circa e contraddistinti da valori di resistenza compresi in media tra 6 ÷ 15 Mpa circa. La prova SCPTU 2 eseguita al coronamento del rilevato su cui è impostata la spalla del ponte attuale, ha raggiunto una profondità di 43,45 m dal piano del rilevato. Trascurando il preforo di 90 cm, necessario per la corretta e sicura infissione del piezocono, la verticale di prova entro i primi 20 metri di profondità, ha attraversato prevalentemente terreni a tessitura fine, costituiti da argille e argille limose, localmente di probabile natura organica e talora intercalate a livelli centimetrici di



terreni organici (torbosi). Tali depositi presentano valori di resistenza alla punta compresi tra 0,5 ÷ 3 Mpa circa, occorre precisare come i terreni attraversati entro i primi 4/5 m di profondità siano ascrivibili al rilevato, pertanto rappresentativi dei terreni con il quale è stato messo in opera, i quali risultano caratterizzati dall'aver valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 1 ÷ 3 Mpa circa. Gli unici depositi a tessitura granulare entro tale intervallo di profondità sono localizzati alle quote di confinamento comprese tra 9,20 ÷ 10,00 e tra 14,10 ÷ 16,00 m, costituiti da sabbie e sabbie limose presentano valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 3 ÷ 9 Mpa circa. I principali depositi a tessitura granulare individuati oltre i 20 m di profondità, sono localizzati alle quote comprese tra 20,0 ÷ 27,0 (quest'ultimo caratterizzato dalla potenza maggiore), 29,40 ÷ 32,55 e tra 35,40 ÷ 36,80 m da pc, tali strati sabbiosi e sabbioso limosi presentano valori di resistenza ( $Q_c$ ) compresi tra 6 ÷ 16 MPa. Gli strati profondi a tessitura fine costituiti da argille e argille limose sono stati attraversati negli intervalli di profondità compresi tra 27,00 ÷ 27,40, 32,55 ÷ 35,40 e tra 36,80 ÷ 41,40 metri, tali strati sono caratterizzati da resistenze alla punta comprese tra 1,5 ÷ 2,5 MPa circa. Tale prova eseguita nelle adiacenze del sondaggio S1, mostra evidenti riscontri stratigrafici con quest'ultimo.

#### ❖ Falda Freatica

Al termine dell'esecuzione delle prove è stata verificata la profondità della superficie freatica nei fori di sondaggio, con soggiacenze comprese tra 5,70 ÷ 6,90 m dal piano del rilevato (S1; S2; SCPTU 2). Occorre precisare che tali valori andranno valutati in relazione alla reale quota topografica di ciascuna prova (m s.l.m.).

#### ❖ Classificazione sismica

Per la natura dei terreni individuata, la collocazione geografica del sito ed a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

- Zona: 3 (da OPCM 3519/06 e DGR Emilia-Romagna N. 1164 del 23/07/2018);
- Accelerazione massima di picco al suolo  $A_{ref}(g)$  pari a 0,122 (da D.G.R. Emilia-Romagna n.2193 del 2015 e valutazioni sito specifiche);
- F.A. P.G.A. (SS) pari a 1,5 (NTC 2018 - valutazioni sito specifiche.);
- Categoria suolo tipo C con  $V_{s30}$  pari a 186,38 m/s SCPTU 1 e 186,76 m/s SCPTU 2.

#### ❖ Effetti di sito

Sulla base delle risultanze emerse dalle simulazioni e dal contesto stratigrafico che caratterizza l'area oggetto di intervento, il rischio relativo all'innesco di fenomeni di liquefazione per terremoti di magnitudo "usuale", considerando una Classe d'uso II e lo

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, è da considerarsi variabile da basso a alto.

Lagosanto (FE), 25 giugno 2019

*dott. geol. Marco Rolfini*

