




**Impianto agrivoltaico di produzione di energia elettrica  
da fonte solare fotovoltaica e relative opere connesse  
della potenza di 24,98076 MWp, denominato  
“PORTOMAGGIORE”**

**Regione Emilia-Romagna  
Comune di Portomaggiore (FE), Località Pomona**

**PROGETTO DEFINITIVO  
RELAZIONE GEOTECNICA**



|   |      |                       |  |   |                     |
|---|------|-----------------------|--|---|---------------------|
|   |      |                       |  |   |                     |
| 09/2024   | 00   | Prima emissione       | Dallari P. L.  | Francavilla G.<br>Marabeti L.<br>D'Amico G. | Boni Castagnetti F. |
| Data  | Rev. | Descrizione Emissione | Preparato  | Verificato                                  | Approvato           |
| Logo Committente e Denominazione Commerciale<br><br>Iren Green Generation<br>Tech s.r.l. |      |                       | ID Documento Committente<br><br>CoD084_FV_00029_BCR              |   |                     |
| Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale<br><br>deve-loop S.r.l. unipersonale        |      |                       | ID Documento Appaltatore<br><br>FV_IR_03.Portomaggiore_PD.ELA.29 |   |                     |

|   |  |                     |
|---|--|---------------------|
|  | ID Documento Committente<br><b>CoD084_FV_00029_BCR</b> | Pagina<br>2 / 30    |
|   |  | Numero<br>Revisione |
|   |  | 00                  |

## Sommario

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 1     | Premessa.....   | 3  |
| 2     | Inquadramento generale del sito .....                                     | 4  |
| 2.1   | Modellazione geologica del sito.....                                      | 4  |
| 2.2   | Elementi geologici e geomorfologici .....                                 | 6  |
| 2.3   | Inquadramento sismico.....  | 6  |
| 3     | Indagini geognostiche .....   | 7  |
| 3.1   | Indagini geotecniche.....   | 7  |
| 3.1.1 | Prove penetrometriche CPTU .....  | 7  |
| 3.1.2 | Laboratorio geotecnico .....  | 11 |
| 3.3   | Indagini geofisiche .....   | 14 |
| 3.3.1 | Indagine sismica HVSr .....   | 14 |
| 3.3.2 | Indagine sismica MASW .....   | 15 |
| 3.3.3 | Tomografia elettrica ERT 2D .....   | 15 |
| 3.3.4 | Resistività termica.....  | 20 |
| 4     | Caratterizzazione sismica del sito .....                                  | 22 |
| 4.1   | Pericolosità sismica di base.....   | 22 |
| 4.2   | Categoria di sottosuolo.....  | 24 |
| 4.3   | Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato ..... | 25 |
| 5     | Modellazione geologica e geotecnica del sito.....                         | 26 |
| 5.1   | Modello geotecnico del sottosuolo.....                                    | 26 |
| 5.2   | Stabilità nei confronti della liquefazione.....                           | 26 |
| 6     | Considerazioni conclusive .....   | 29 |

## 1 Premessa

Il presente documento riporta lo studio geologico, geotecnico e sismico a corredo del progetto definitivo inerente alla realizzazione di un impianto “agrivoltaico” denominato "**Portomaggiore**". L'impianto è progettato per produrre energia elettrica in collegamento alla rete di distribuzione. La **potenza di picco** dell'impianto prevista è pari a **24.980,76 MWp**, il collegamento alla rete verrà realizzato tramite un cavidotto AT 36 kV, connesso ad una nuova Stazione Elettrica RTN 380/132/36 kV.

L'impianto fotovoltaico verrà realizzato a terra, nel Comune di **Portomaggiore** in provincia di Ferrara, in un terreno avente l'area netta d'intervento di circa **34,7 ettari**. Il cavidotto, di lunghezza totale di 2,8 km circa, correrà in parte su strada pubblica e in parte su strada privata, nel territorio del Comune di Portomaggiore (FE), collegando l'impianto ad una nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN a 380/132/36 kV.



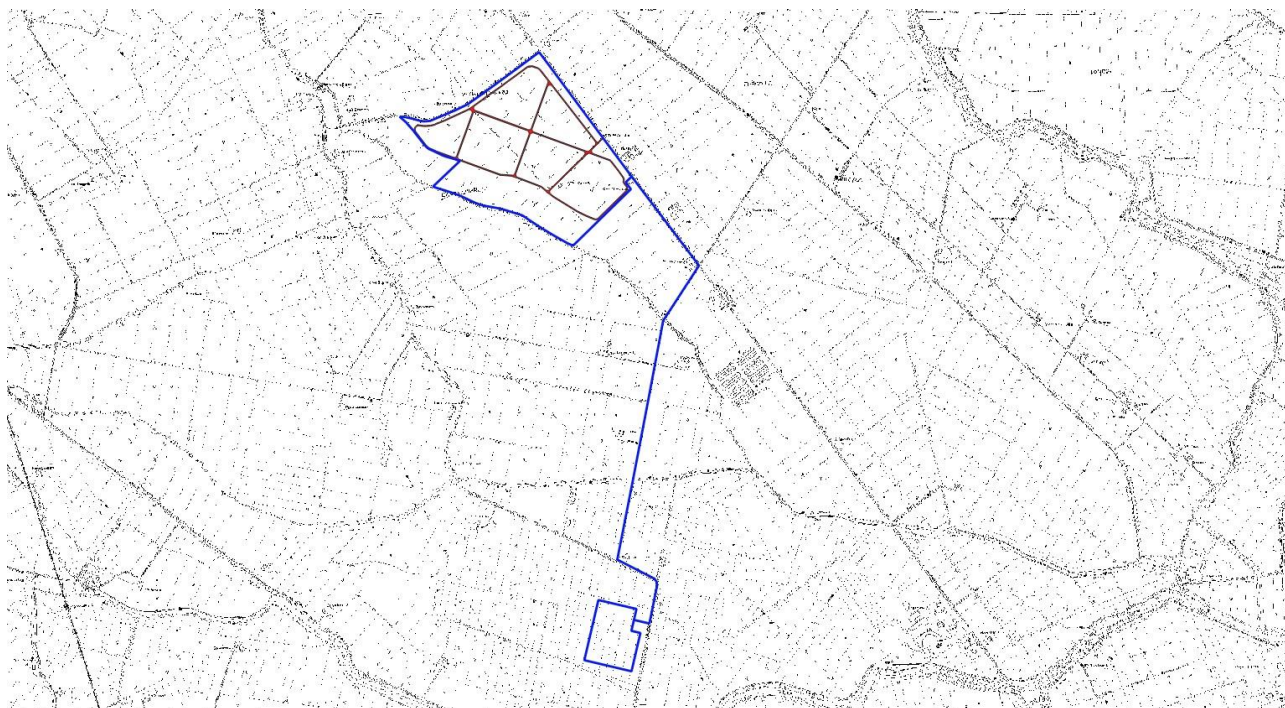
*Figura 1: Inquadramento dell'area di intervento*

## 2 Inquadramento generale del sito

### 2.1 Modellazione geologica del sito

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, nel Comune di Portomaggiore (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

| SITO IN ESAME                  |             |
|--------------------------------|-------------|
| COORDINATE GEOGRAFICHE – ED 50 |             |
| LATITUDINE                     | LONGITUDINE |
| 44.674198                      | 11.850327   |





*Figura 2: Ubicazione del sito in studio*

Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda dalla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare la “Carta topografica”, alla scala 1: 7.500 (tav. n. 1) e la “Ripresa satellitare” alla scala 1: 7.500 (tav. n. 2).

## 2.2 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della carta delle coperture, si evidenzia come l'area in studio sia caratterizzata da limo argilloso con torba di piana deltizia.

In particolare l'area in studio è caratterizzata dall'Unità di Modena AES8a, ovvero depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Potenza massima di alcuni metri (<10 m). Post-VI secolo d.C.

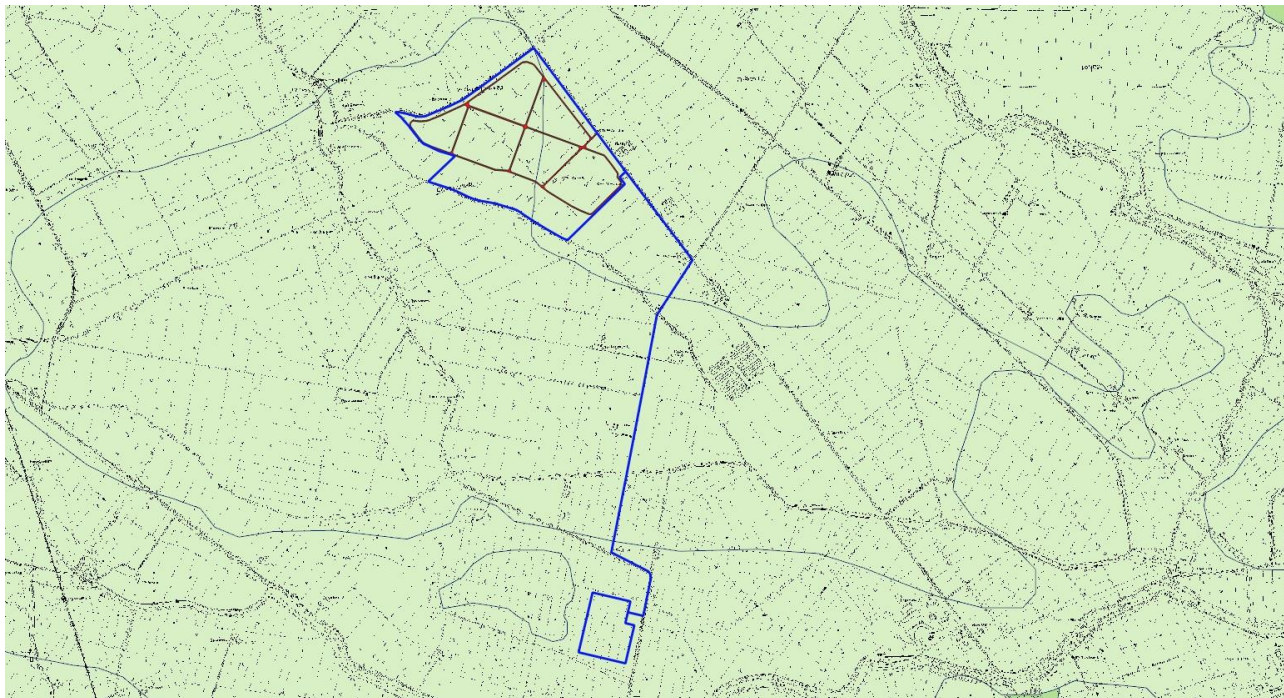


Figura 3: Inquadramento geologico.

## 2.3 Inquadramento sismico

Dalla consultazione della cartografia relativa allo studio di Microzonazione Sismica del Comune di Portomaggiore (FE), ed in particolare la "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica", si nota come l'area ricada al di fuori dell'area cartografata, pertanto al fine di derivare la pericolosità sismica locale, è stato utilizzato l'approccio semplificato (categorie di sottosuolo) come esplicitato da normativa tecnica NTC2018 e successivamente illustrato § 4.3.

### 3 Indagini geognostiche

#### 3.1 Indagini geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, in data 27/08/24, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geotecniche:

- n. 4 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU
- n. 5 prelievi di campioni di terreno

I risultati sono riportati nell'allegato n. 1.

##### 3.1.1 Prove penetrometriche CPTU

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTE/U), consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica standard, connessa all'estremità inferiore di una batteria di aste cave, che viene infissa a pressione e velocità costante nel terreno tramite un dispositivo di spinta idraulico che agisce alla sommità delle aste.

La punta elettrica è strumentata con sensori elettrici e un sistema di trasmissione dei dati in superficie via cavo, che permette l'acquisizione e la registrazione dei dati quasi in continuo, ogni centimetro. I dati misurati durante la prova sono la resistenza totale alla penetrazione  $Q_t$ , la resistenza alla penetrazione della punta  $Q_c$  e la resistenza laterale del manicotto  $F_s$ ; è possibile inoltre monitorare, durante l'esecuzione della prova, alcuni parametri di controllo quali l'inclinazione rispetto alla verticalità e la velocità di penetrazione del cono.

Una punta elettrica particolare, detta "piezocono", è dotata anche di un dispositivo di misura della pressione, attraverso il quale viene misurata la pressione dell'acqua nei pori del terreno  $u$  (CPTU). La pressione che viene misurata è la pressione  $u = u_0 + \Delta u$ , dove  $u_0$  è la pressione dovuta al livello idrostatico e  $\Delta u$  quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno.

Il piezocono da Noi utilizzato è un Pagani, con sistema di acquisizione TGAS07 ed è dotato di un dispositivo di misura della pressione costituito da un cilindro metallico saturato con grasso, situato poco al di sopra della punta conica.

I dati acquisiti sono stati elaborati con software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software.

Di seguito si riportano le stratigrafie delle verticali eseguite.

| <i>Verticale d'indagine</i> | <i>Data esecuzione</i> | <i>Profondità</i>       | <i>Quota falda freatica</i> |
|-----------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| <i>CPTU 1</i>               | <i>27/08/24</i>        | <i>-20.00 m da p.c.</i> | <i>-2.70 m da p.c.</i>      |
| <i>CPTU 2</i>               | <i>27/08/24</i>        | <i>-20.00 m da p.c.</i> | <i>-2.90 m da p.c.</i>      |
| <i>CPTU 3</i>               | <i>27/08/24</i>        | <i>-20.00 m da p.c.</i> | <i>-2.70 m da p.c.</i>      |
| <i>CPTU 4</i>               | <i>27/08/24</i>        | <i>-20.00 m da p.c.</i> | <i>-2.80 m da p.c.</i>      |

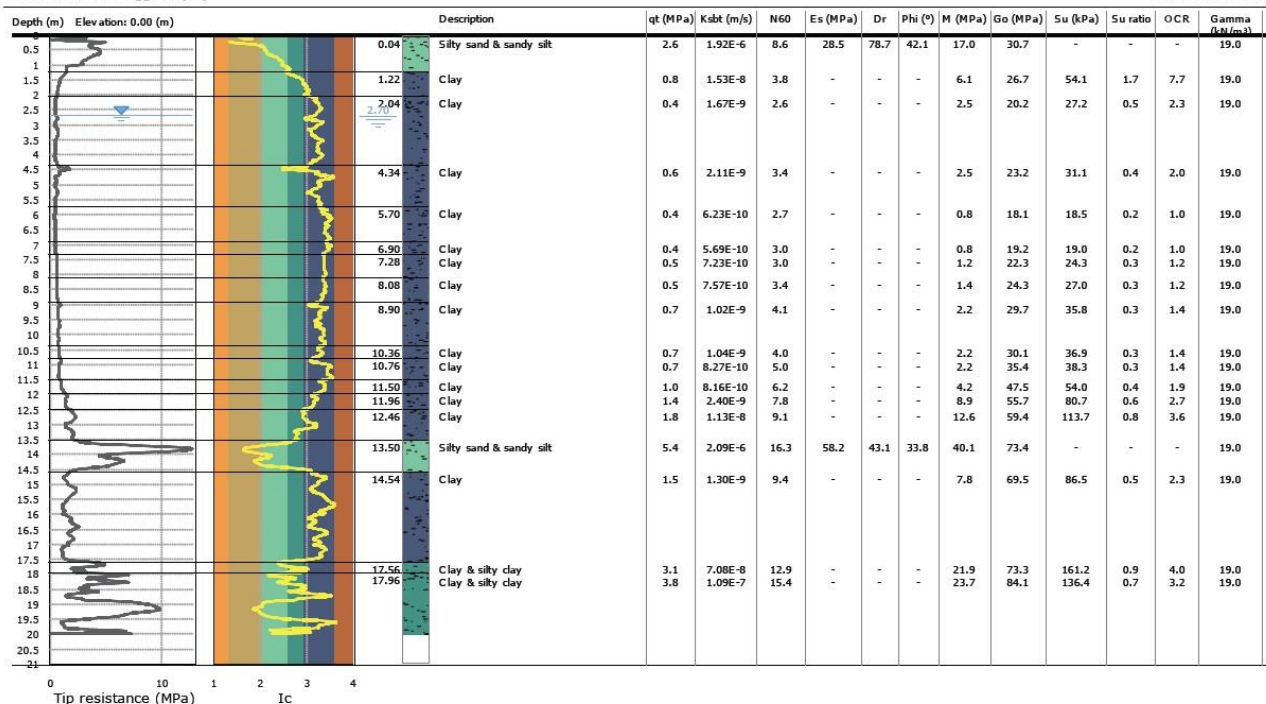
## CPTU 1

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Portomaggiore (FE)

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 0° lon 0°



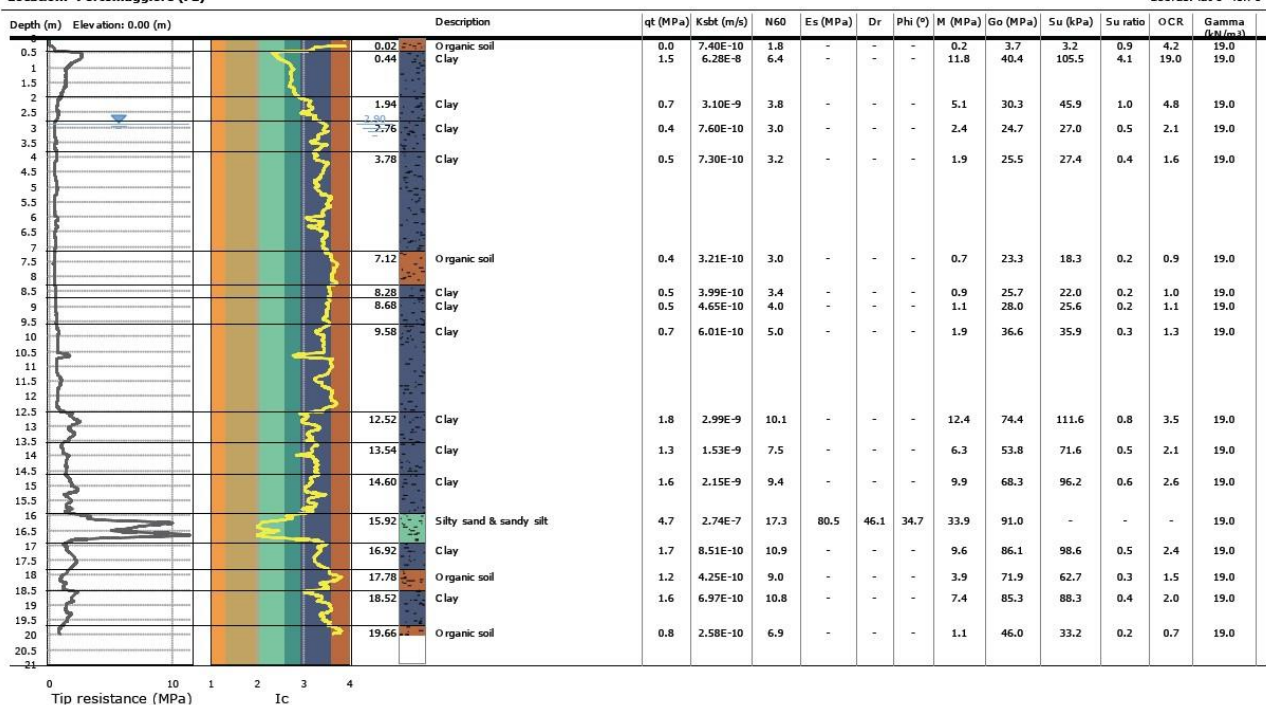
## CPTU 2

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Portomaggiore (FE)

Surface Elevation: 0.00 m

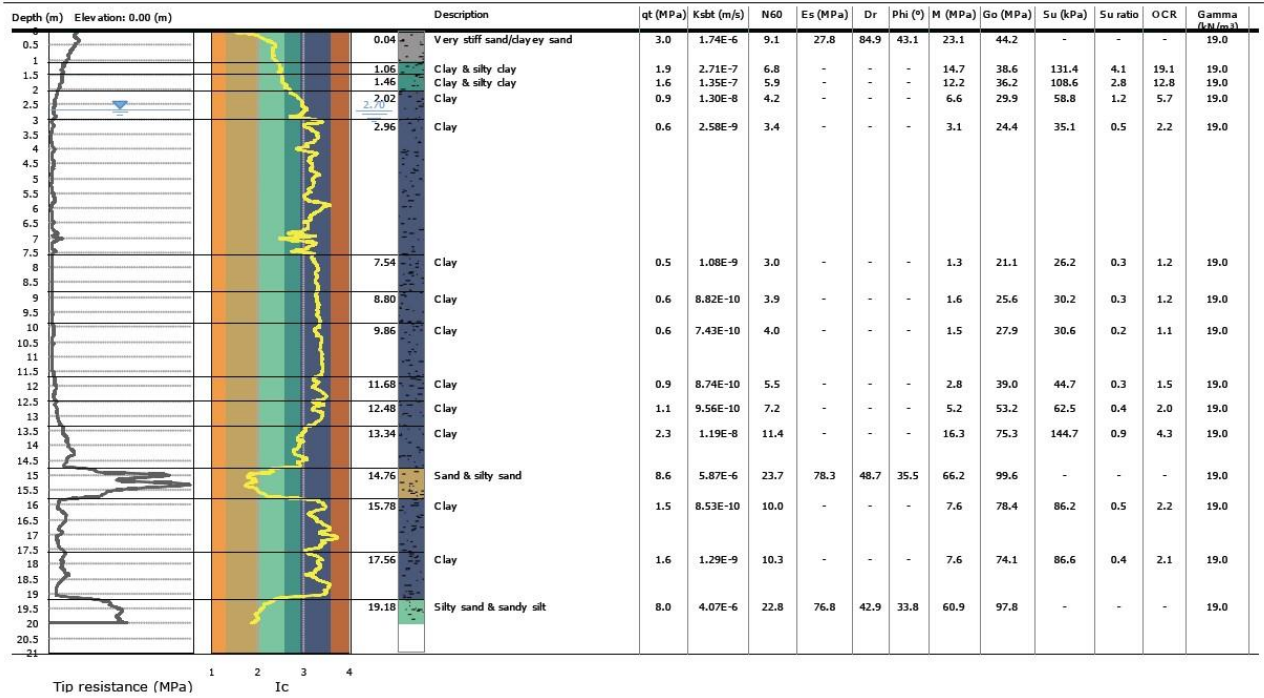
Coords: lat 0° lon 0°



### CPTU 3

Project: Studio del terreno di fondazione  
Location: Portomaggiore (FE)

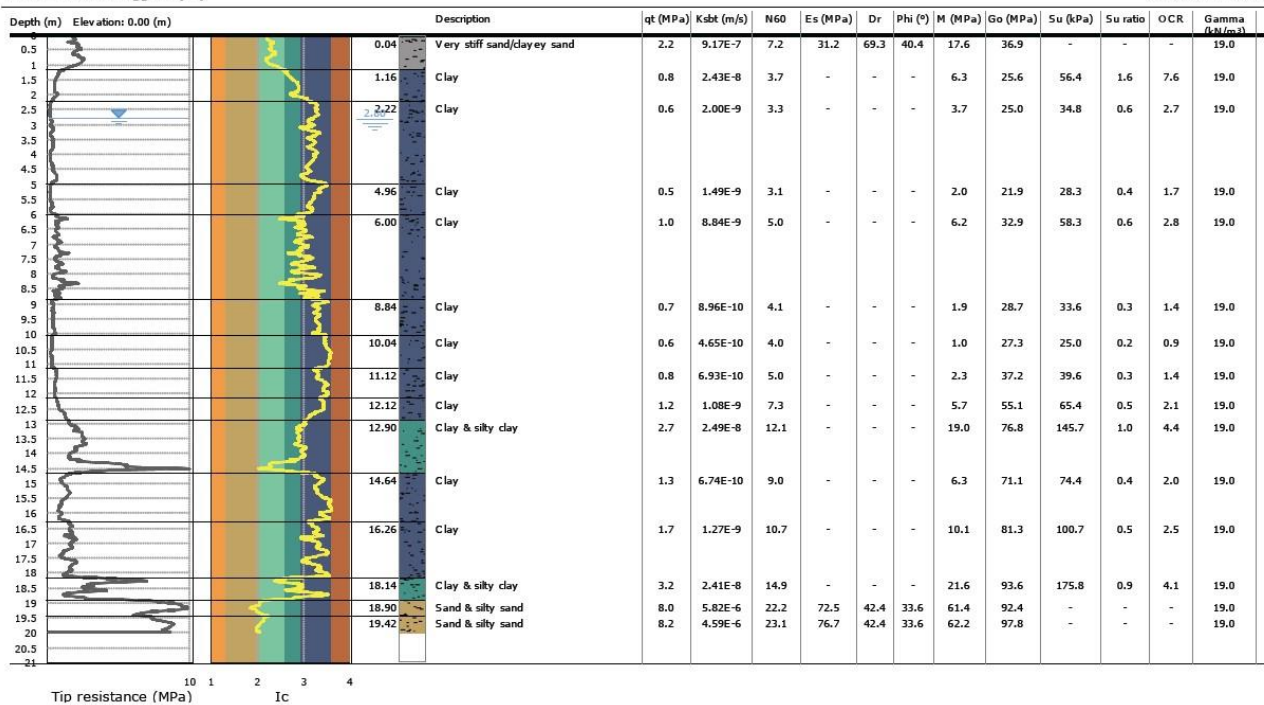
Surface Elevation: 0.00 m  
Coords: lat 0° lon 0°

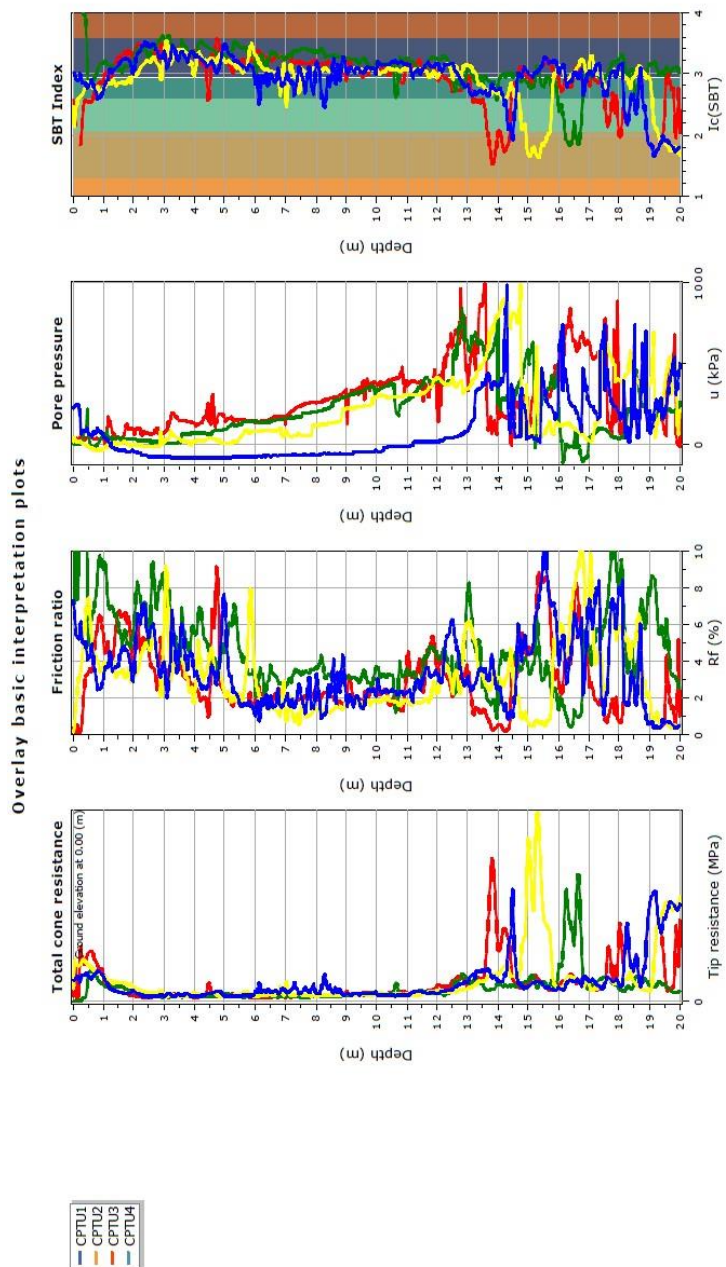


### CPTU 4

Project: Studio del terreno di fondazione  
Location: Portomaggiore (FE)

Surface Elevation: 0.00 m  
Coords: lat 0° lon 0°





### 3.1.2 Laboratorio geotecnico

Al fine di caratterizzare l'area in studio, sono stati prelevati i seguenti campioni indisturbati caratteristici del terreno:

- n. 5 campioni di terreno prelevati all'interno degli scavi eseguiti per le misure di resistività termica

Sui campioni prelevati sono state eseguite le seguenti analisi di laboratorio di geotecnica:

- n. 5 determinazioni Analisi granulometriche
- n. 5 limiti di consistenza di Atterberg
- n. 5 prove di taglio diretto CD

#### Limiti di consistenza di Atterberg (ASTM D 4318)

I limiti di Atterberg definiscono i contenuti di acqua dei campioni determinati in laboratorio, con procedure standardizzate che rappresentano adeguatamente i passaggi critici di comportamento del terreno al variare del contenuto d'acqua. Il campione passa dallo stato solido a semisolido a quello plastico e infine a quello liquido. A queste variazioni continue di stato possiamo abbinare una variazione della risposta deformazionale del terreno. Il contenuto d'acqua che separa il passaggio dal semisolido al plastico è detto limite plastico  $W_P$ , quello dallo stato plastico al liquido è detto limite liquido  $W_L$ .

La differenza tra il limite liquido  $W_L$  e il limite plastico  $W_P$  è detto indice di plasticità  $I_P$  e indica il campo di contenuto d'acqua nel quale il terreno è allo stato plastico.

| CAMPIONE | QUOTA          | $W_L$ (%) | $W_P$ (%) | $I_P$ (%) |
|----------|----------------|-----------|-----------|-----------|
| Scavo 2  | -1.0 m da p.c. | 60.2      | 25.3      | 34.9      |
| Scavo 3  | -1.0 m da p.c. | 72.1      | 28.4      | 43.7      |
| Scavo 4  | -1.0 m da p.c. | 66.8      | 29.1      | 37.7      |
| Scavo 5  | -1.0 m da p.c. | 62.8      | 33.4      | 29.4      |
| Scavo 6  | -1.0 m da p.c. | 63.2      | 30.2      | 33.0      |

#### Analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione (ASTM D 422)

La seguente tipologia di indagine permette di determinare la distribuzione delle dimensioni delle particelle che compongono un campione di terreno e di stabilire le percentuali in peso delle varie frazioni che rientrano entro limiti prefissati (frazioni granulometriche).

I metodi utilizzati per ottenere le varie frazioni granulometriche sono principalmente due: la setacciatura e l'aerometria. L'analisi granulometrica mediante setacci con caratteristiche standardizzate è limitata alla frazione grossolana di un terreno, cioè alla percentuale trattenuta dal setaccio di luce 0.075 mm; lo strumento consiste in una serie di setacci incolonnati uno sopra l'altro, in modo tale che la luce delle maglie diminuisca dall'alto verso il basso. Per il materiale passante al setaccio inferiore, ovvero quello con luce più piccola (0.075 mm), si ricorre all'analisi

per sedimentazione o aerometria. Quest'ultima tecnica viene effettuata se la parte di terreno con diametro inferiore a 0.075 mm è presente in percentuale superiore al 10%. La prova si basa sulla legge di Stokes, che permette di calcolare la velocità di sedimentazione di una particella sferica di cui si conosca il peso specifico, in un fluido di densità, viscosità e temperatura note. Il campione da analizzare viene prima di tutto trattato con acqua ossigenata, per eliminare il materiale organico, e con acido cloridrico, per disciogliere il carbonato di calcio; dopodiché viene inserito in una soluzione di acqua bidistillata ed esametafosfato di sodio al fine di evitare il processo di flocculazione, che accelererebbe la sedimentazione rendendo così inadeguata l'applicazione della Legge di Stokes. Dopo aver agitato il tutto, si può dare inizio alla prova. Ad intervalli di tempo stabiliti in base alla temperatura della soluzione, si prelevano dei campioni di terreno ad una certa profondità e, dopo averli essiccati, per ognuno di essi si calcola il peso: alla fine di un intervallo di tempo "t", le particelle con velocità di sedimentazione maggiore di "h/t" si troveranno a profondità maggiori di "h", mentre quelle con velocità minore di "h/t", dopo il tempo "t" si troveranno ad una profondità minore di "h", di conseguenza, queste ultime, alla profondità "h" avranno ancora la loro concentrazione originale. Prelevato il primo campione, si lascia trascorrere un periodo di tempo "t2", dopodiché si preleva il secondo campione, sempre alla profondità "h": quest'ultimo campione conterrà un residuo minore del precedente di una quantità uguale al peso del materiale con velocità di sedimentazione intermedia alle due scelte ("h/t" e "h/t2"). I risultati sono stati diagrammati in scala semilogaritmica, riportando in ascissa il diametro delle particelle e in ordinata le percentuali in peso delle particelle.

| campione | QUOTA da p.c. | -1.0 m da p.c. |            |            |
|----------|---------------|----------------|------------|------------|
| Scavo 2  | ARGILLA (%)   | LIMO (%)       | SABBIA (%) | GHIAIA (%) |
|          | 57.5 %        | 40.2%          | 2.3 %      | 0.0 %      |
| campione | QUOTA da p.c. | -1.0 m da p.c. |            |            |
| Scavo 3  | ARGILLA (%)   | LIMO (%)       | SABBIA (%) | GHIAIA (%) |
|          | 68.5 %        | 30.3%          | 1.2 %      | 0.0 %      |
| campione | QUOTA da p.c. | -1.0 m da p.c. |            |            |
| Scavo 4  | ARGILLA (%)   | LIMO (%)       | SABBIA (%) | GHIAIA (%) |
|          | 69.3 %        | 30.2%          | 0.5 %      | 0.0 %      |
| campione | QUOTA da p.c. | -1.0 m da p.c. |            |            |
| Scavo 5  | ARGILLA (%)   | LIMO (%)       | SABBIA (%) | GHIAIA (%) |
|          | 58.4 %        | 40.9%          | 0.7 %      | 0.0 %      |
| campione | QUOTA da p.c. | -1.0 m da p.c. |            |            |
| Scavo 6  | ARGILLA (%)   | LIMO (%)       | SABBIA (%) | GHIAIA (%) |
|          | 79.2 %        | 19.5%          | 1.3 %      | 0.0 %      |

## Prova di taglio diretto (ASTM D 3080)

Al fine di calcolare angolo di attrito interno e coesione efficace del sottosuolo indagato, i campioni di terreno indisturbati e i campioni semi-disturbati sono stati sottoposti ad una prova di resistenza al taglio in scatola di Casagrande.

In particolare per ogni campione è stata effettuata una prova consolidata-drenata (prova lenta CD): si tratta di una prova in cui una consolidazione sostanzialmente completa alla pressione di confinamento è seguita da uno sforzo assiale (di taglio) addizionale, applicato in modo tale che anche un suolo saturo a bassa permeabilità possa adattarsi completamente (interamente consolidato) alle sollecitazioni dovute agli sforzi addizionali, assiali e di taglio. Dal campione di terreno prelevato sono stati ottenuti 3 provini, successivamente consolidati con carichi assiali diversi riportati sui certificati posti in allegato.

Dopo che ogni provino ha raggiunto il consolidamento costante sotto lo sforzo assiale prestabilito, viene trasferito sull'apparecchiatura per le prove di taglio. Il provino è posto all'interno di due telai orizzontali, che possono scorrere uno rispetto all'altro, e le sollecitazioni applicate sono costituite dal carico assiale  $N$  e dalla forza di taglio  $T$ . Per queste prove è stata impostata nell'apparecchiatura una velocità di avanzamento  $v = 0.003$  mm/min. Nel corso della prova vengono misurati gli spostamenti tra i due telai orizzontali; questi permettono di calcolare solo la deformazione media del provino che, essendo all'interno di un telaio rigido, presenta uno stato di deformazione non uniforme. Di solito i risultati delle prove vengono utilizzati per determinare i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci, noti la resistenza al taglio disponibile e la tensione efficace normale al piano di scorrimento. È però importante tenere presente il fatto che l'apparecchiatura non consente di controllare le condizioni di drenaggio né di misurare la pressione interstiziale, di conseguenza la prova deve essere condotta in maniera tale da garantire "a priori" le condizioni di drenaggio, per questo è importante adottare una velocità di avanzamento adeguata alla tipologia di terreno da analizzare. I risultati delle prove sono stati rappresentati in un diagramma avente in ordinate lo sforzo di taglio alla rottura ed in ascisse la tensione normale alla superficie di scorrimento. Una volta tracciata la retta che congiunge i tre punti all'interno del diagramma, si possono ricavare l'angolo d'attrito, che corrisponde alla pendenza della stessa retta rispetto all'orizzontale, e la coesione, che corrisponde al valore dell'intersezione della suddetta retta con l'asse delle ordinate.

| Campione | Quota          | Coesione efficace (kPa) | Angolo di attrito efficace (°) |
|----------|----------------|-------------------------|--------------------------------|
| Scavo 2  | -1.0 m da p.c. | 7.0                     | 19.7                           |
| Scavo 3  | -1.0 m da p.c. | 9.5                     | 20.5                           |
| Scavo 4  | -1.0 m da p.c. | 7.5                     | 19.2                           |
| Scavo 5  | -1.0 m da p.c. | 6.7                     | 20.5                           |
| Scavo 6  | -1.0 m da p.c. | 7.4                     | 19.3                           |

### 3.3 Indagini geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, in data 02/07/2024, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- n. 5 indagini sismiche HVSR
- n. 3 indagine sismica MASW
- n. 3 tomografie elettriche ERT
- n. 10 misure di resistività termica

#### 3.3.1 Indagine sismica HVSR

Le misure sismiche passive a stazione singola sono state eseguite mediante un tromografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti.

Lo scopo dell'indagine è la misura della frequenza di risonanza del terreno, la quale è legata alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  nel terreno dalla formula:

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

dove  $h$  è lo spessore dello strato.

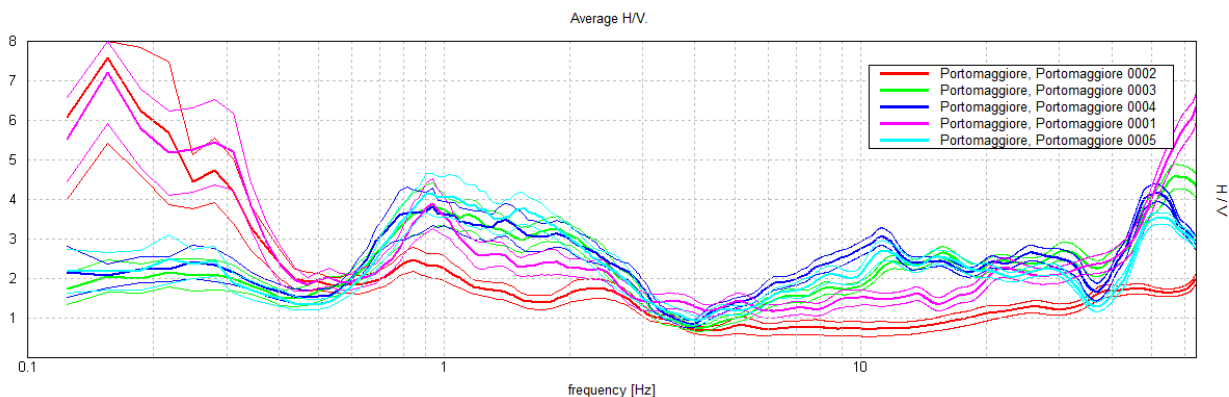



Figura 4: Curve HVSR registrate in sito.

|   |  |                     |
|---|--|---------------------|
|  | ID Documento Committente<br><b>CoD084_FV_00029_BCR</b> | Pagina<br>15 / 30   |
|   |  | Numero<br>Revisione |
|   |  | 00                  |

### 3.3.2 Indagine sismica MASW

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di “picking” del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la “curva di dispersione”, dalla cui inversione è stato calcolato il modello sismo-stratigrafico espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo Geode Geometrics 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh,  $V(\text{fase})/\text{freq.}$ , può essere convertito nel profilo Vs/profondità. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

### 3.3.3 Tomografia elettrica ERT 2D

La prospezione geoelettrica è un'indagine indiretta finalizzata alla definizione della resistività elettrica nel sottosuolo. È una tecnica attiva che consiste nell'immissione di corrente continua nel terreno per mezzo di due elettrodi in acciaio, detti “elettrodi di corrente” (C1-C2), e nella conseguente misurazione della differenza di potenziale (d.d.p.), mediante altri due elettrodi detti “elettrodi di tensione” (P1-P2). In superficie si determina la resistività apparente  $p_a$  che è calcolata dalle misure di intensità di corrente  $I$  immessa nel terreno e dalla differenza di potenziale  $\Delta V$  misurata attraverso gli elettrodi di potenziale. La relazione generale, Legge di Ohm, è:  $p_a = k \Delta V / I$  dove  $k$  è il cosiddetto fattore geometrico dipendente dalla configurazione elettrodica utilizzata, cioè dalle distanze e posizioni reciproche dei 4 elettrodi (quadripolo). Al variare del dispositivo elettrodico utilizzato, si ottiene una diversa risoluzione delle discontinuità presenti nel sottosuolo, come pure varia la profondità di investigazione a parità di lunghezza del profilo. La geoelettrica effettuata con misure multiple lungo uno stesso profilo è denominata tomografia geoelettrica (ERT) o geoelectrical profiling.

La campagna geognostica è stata espletata mediante uno strumento prodotto dalla IRIS Instruments (Francia) modello SYSCAL Pro Switch a 64 elettrodi con tomografia elettrica multi-elettrodo.

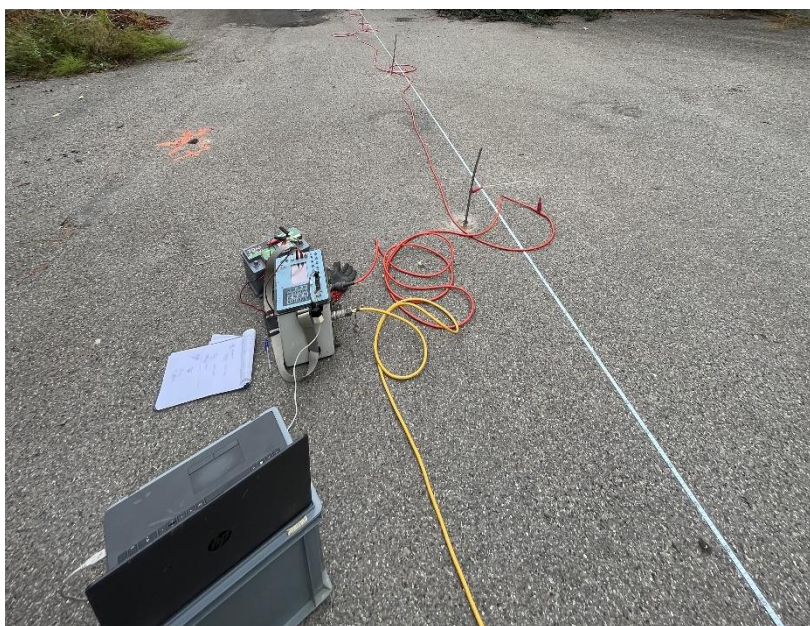


Figura 5: Strumentazione geoelettrica.

#### SYSCAL Pro SPECIFICATIONS

##### TRANSMITTER

- Max voltage: 800V in switch mode
- Max voltage: 1 000V in manual mode
- Max current: 2.5A, typ. accuracy 0.2%
- Max power : 250W with internal DC/DC converter and 12V external battery; 1200W with external AC/DC and Motor Gene.
- Option 25mA max for readings on samples
- Pulse duration: 0.2s, 0.5s, 1s, 2s, 4s, 8s
- Internal 12V, 7Ah battery, plug for ext. batt.

##### RECEIVER

- Automatic ranging, 10 input channels
- Input impedance: 100 Mohm
- Max voltage channel 1: 15V
- Max voltage sum of channel 2 to 10: 15V
- Protection up to 1 000V
- Typ accuracy: 0.2%, resolution: 1 microV
- Digital rejection better than 120 db at power lines 50 and 60 Hz
- Stacking process, SP linear drift correction
- Reading of current, voltage, standard dev., 20 IP windows (preset or selectable),

Figura 6: Specifiche tecniche della strumentazione geoelettrica.

La campagna geognostica è stata espletata mediante l'esecuzione di profili elettrici superficiali con dispositivo multi-array. Si tratta di una metodologia che rappresenta l'evoluzione delle misure geoelettriche classiche, intesa ed applicata in modo tale da ottenere risoluzioni spaziali elevate. Il sistema permette di ricostruire la distribuzione spaziale, in 2 dimensioni, della resistività reale nel sottosuolo, con una risoluzione che è pari circa alla metà della distanza tra gli elettrodi. La profondità di investigazione raggiunta dal dispositivo elettrodico in fase di esecuzione dell'indagine tomografica dipende dalla profondità di penetrazione della corrente nel sottosuolo ed è legata anche al tipo di configurazione elettrodica utilizzata. Tale profondità viene indicativamente considerata pari a circa 1/5 della lunghezza dello stendimento tomografico eseguito.

Tutti gli elettrodi, contemporaneamente infissi nel terreno mediante mazzetta, in questo caso distanziati tra loro di **2.00 m** sono collegati, mediante un apposito cavo multiconduttore, allo strumento di acquisizione. La corrente viene applicata ad una coppia di elettrodi e il potenziale misurato su tutte le altre coppie disponibili utilizzando una geometria del quadripolo che dipende dalla configurazione prescelta. Si passa poi ad una seconda coppia di trasmissione e così via fino a raggiungere il numero massimo di misure indipendenti sui poli e dipoli disponibili.

Per i profili tomografici scelti è stata effettuata un'acquisizione con la configurazione elettrodica di tipo Wenner acquisendo il dato di resistività elettrica.

Nella configurazione Wenner gli elettrodi di potenziale M-N sono al centro di quelli corrente, la spaziatura “a” tra M-N è uguale a quella fra le coppie A-M e N-B.

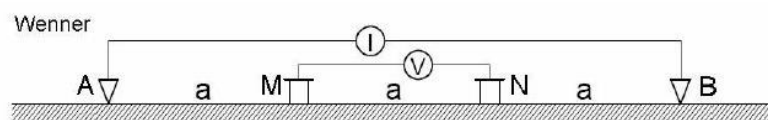


Figura 6: Configurazione Wenner.

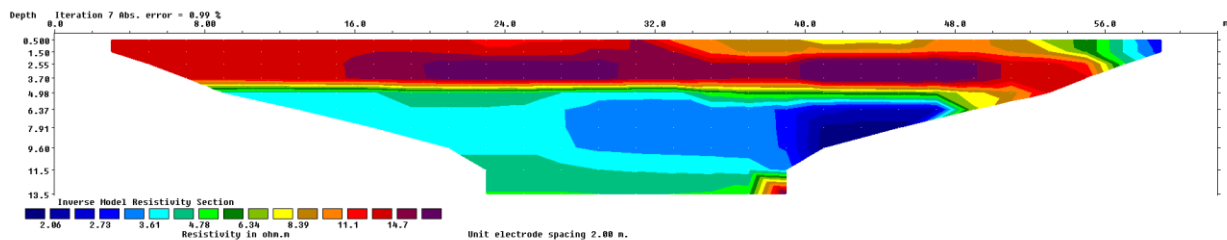
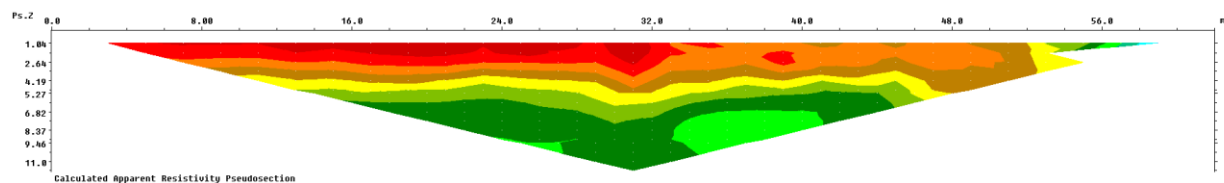
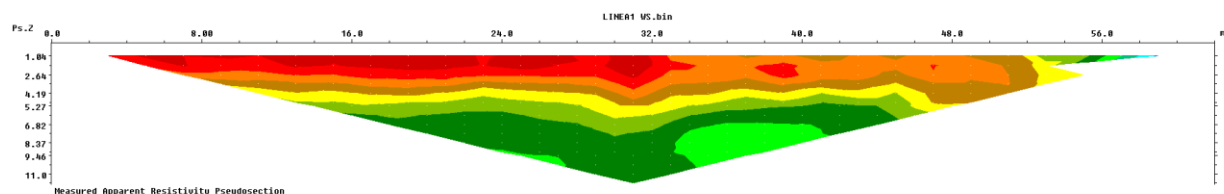
Nel caso di un suolo omogeneo ed isotropo i valori di resistività ricavati corrispondono alla resistività vera del terreno. Nella realtà, però, questo non avviene a causa dell'eterogeneità della natura del terreno e il valore di resistività misurato è detto "apparente". Esso dipende da diversi fattori quali, ad esempio, la forma e la posizione dei mezzi rispetto alla quaterna degli elettrodi di misura. E' necessario, quindi, ricondurre la resistività apparente a valori "reali" del terreno attraverso la risoluzione del cosiddetto "problema inverso". Il problema inverso consiste nel ricostruire la distribuzione sconosciuta della resistività elettrica reale nel sottosuolo che ha dato origine ai dati di resistività apparente osservati in fase di acquisizione dei dati. Successivamente, quindi, ad una prima fase di verifica della coerenza dei dati acquisiti in cui è possibile evidenziare ed eliminare anomalie locali determinate da valori troppo alti o troppo bassi rispetto ai valori limitrofi, mediante un apposito algoritmo di inversione si ricostruisce la distribuzione della resistività reale del sottosuolo.

Per lo specifico caso di studio sono stati utilizzati il software di inversione 2D di dati di geoelettrica bidimensionale Res2dinvX64 ver.4.00. Per i profili geoelettrici 2D eseguiti è stato derivato il profilo di resistività reale ( $\Omega \cdot m$ ).

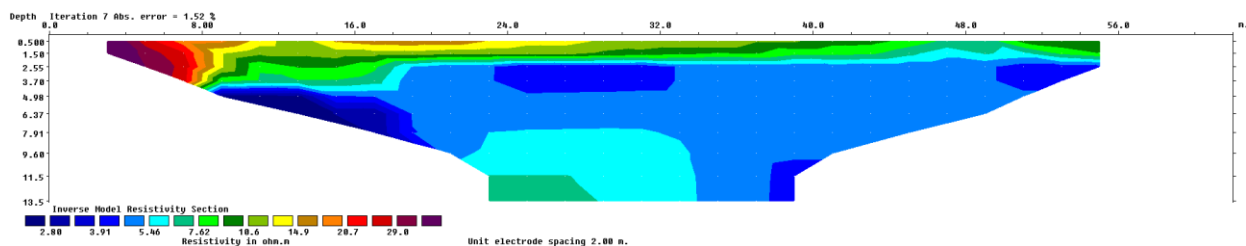
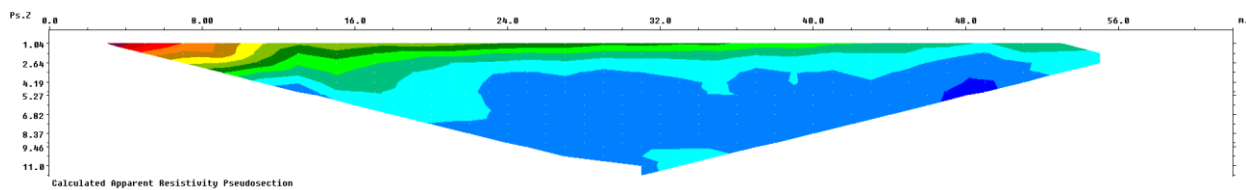
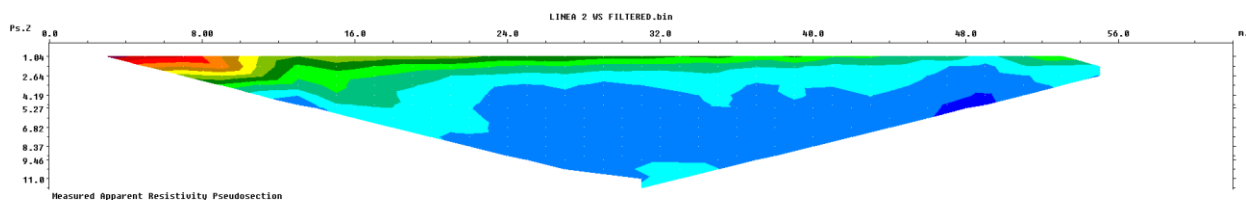
I principali risultati che si ottengono sulla base di profili geoelettrici tomografici, sono mappe costituite da gradienti di resistività. La resistività elettrica ( $\Omega \cdot m$ ), definita anche come resistenza elettrica specifica, rappresenta l'attitudine di un materiale a opporre resistenza al passaggio di una corrente elettrica. La resistività dei terreni è funzione della porosità, permeabilità, contenuto ionico dei fluidi di ritenzione e mineralizzazione argillosa.

Di seguito si riportano le sezioni rappresentative dei valori di resistività elettrica.

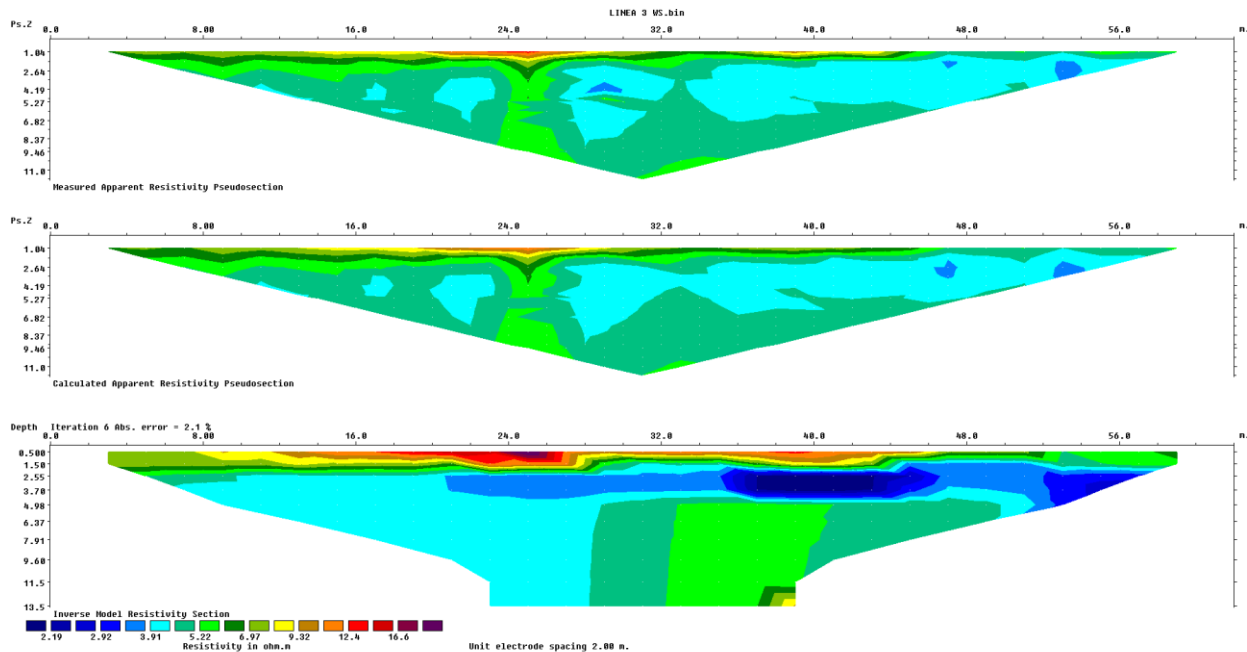
## LINEA 1



## LINEA 2



## LINEA 3



Dalle misure eseguite in sito si nota un primo livello di terreno agrario argilloso-limoso areato fino alla quota di circa 2 metri da p.c. seguito da uno strato argilloso meno consistente. Le misure eseguite indicano un terreno piuttosto omogeneo nelle tre sezioni analizzate.

### 3.3.4 Resistività termica

La resistività termica rappresenta la resistenza offerta dal materiale allo smaltimento del calore prodotto da una qualsiasi fonte di energia; esso è un valore che dipende dalle caratteristiche fisiche di un terreno ed in particolare dal grado di addensamento (indice dei vuoti) e dal grado di saturazione.



Figura 5: Strumento A5000-T per la misura della resistività termica

L'attrezzatura consiste in una sonda di prova (NSSP) denominata TP09 (17 cm di lunghezza), montata alla sommità di un'asta d'acciaio (120 cm di lunghezza) termicamente isolata da essa; l'asta d'acciaio è collegata con un cavo (3 m di lunghezza) a un raccogliatore di dati analogico con tastiera e schermo per la visualizzazione dei dati numerici e dei grafici. La sonda TP09 contiene sia l'elemento per la misura della temperatura sia un dispositivo (resistenza elettrica) con il quale la zona di prova viene uniformemente riscaldata.

Il principio di funzionamento è basato sul riscaldamento della zona di prova, misurato dalla sonda, mediante una sorgente di corrente continua.

La prova viene eseguita infiggendo la sonda TP09 nel terreno alla profondità stabilita mediante una pressione esercitata dall'operatore; in terreni ad elevata consistenza può essere necessario eseguire un foro preliminare nel quale alloggiare la sonda.

Si può calcolare la conducibilità termica scegliendo due istanti consecutivi ben distanziati di temperature al tempo  $t_1$  e  $t_2$  (avendo la sonda TP09 un diametro di 6 mm è necessario un intervallo di tempo  $t_1$  e  $t_2$  maggiore di 100 secondi, generalmente 150 secondi). Considerando  $DT$  la differenza di temperatura tra  $t_1$  e  $t_2$  si ottiene:

$$\lambda = \frac{Q}{4\pi(T_2 - T_1)} \times \ln\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Con

$T$  = temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ),

$Q$  = fonte di calore ( $\text{W/m}$ ),

$\lambda$  = conducibilità termica ( $\text{W/mK}$ ),

$t$  = tempo (sec)

$B$  = costante

La resistività termica è data da:

$$\rho = \frac{1}{\lambda}$$

(unità di misura mK/W)

| Prova | Tipologia di terreno | Profondità prova (m da p.c.) | Conducibilità termica (W/Mk) | Resistività termica (mk/W) |
|-------|----------------------|------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| 1     | Argilla              | -1.0                         | 1.175                        | 0.851                      |
| 2     | Argilla              | -1.0                         | 1.175                        | 0.851                      |
| 3     | Argilla              | -1.0                         | 0.166                        | 6.039                      |
| 4     | Argilla              | -1.0                         | 0.129                        | 7.728                      |
| 5     | Argilla              | -1.0                         | 1.060                        | 0.943                      |
| 6     | Argilla              | -1.0                         | 7.618                        | 0.131                      |
| 7     | Argilla              | -1.0                         | 1.661                        | 0.602                      |
| 8     | Argilla              | -1.0                         | 2.066                        | 0.484                      |
| 9     | Argilla              | -1.0                         | 4.924                        | 0.203                      |
| 10    | Argilla              | -1.0                         | 4.642                        | 0.215                      |

## 4 Caratterizzazione sismica del sito

### 4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il Comune di Portomaggiore (FE) risulta appartenente alla classe di sismicità 3.

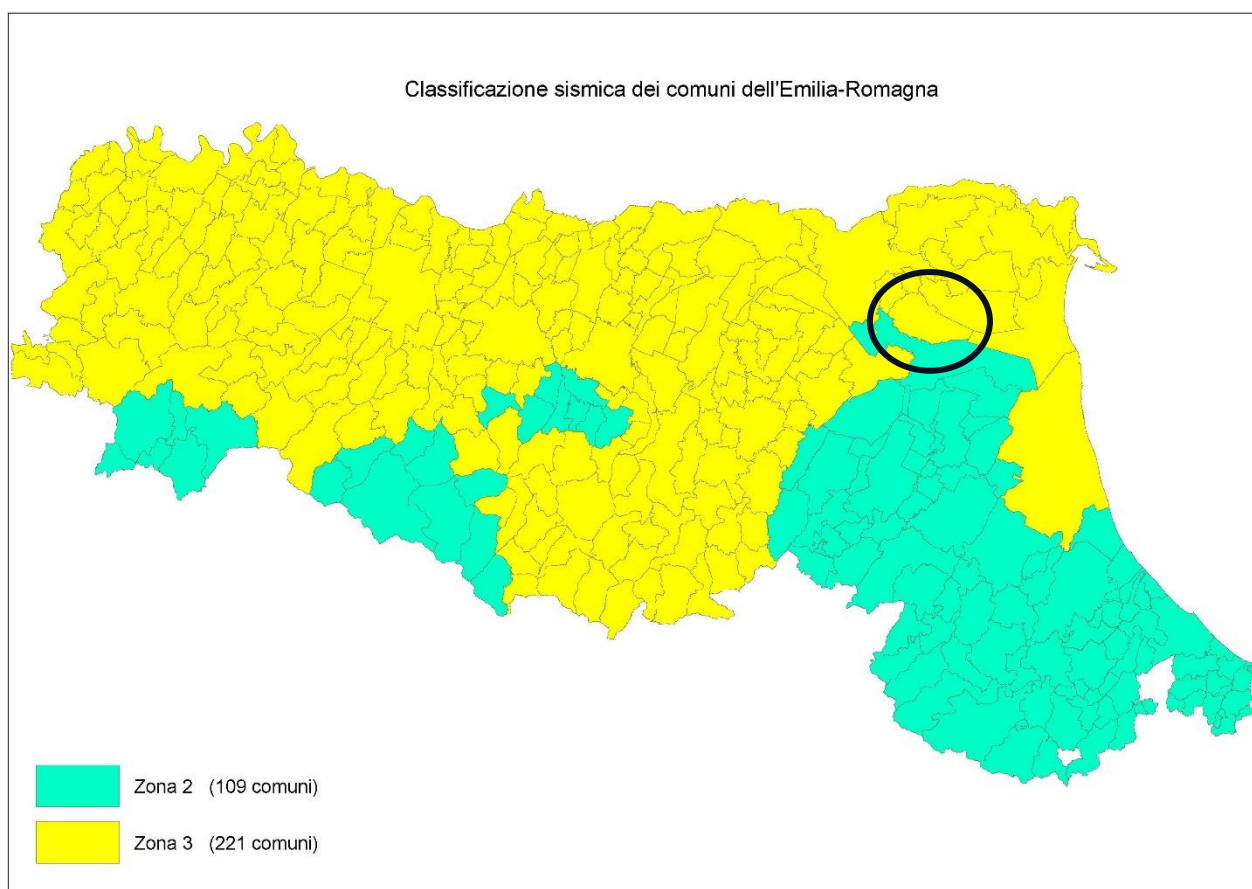


Figura 4: Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna; DGR 146/23.

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera. Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento TR stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione  $a_g$  rappresenta uno dei parametri principali che definisce la pericolosità sismica di

base, insieme ai parametri  $F_0$  e  $T_c^*$  dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto.

### Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

**CU = 2**

| Stato Limite                                 | Tr [anni] | $a_g$ [g] | $F_0$ | $T_c^*$ [s] |
|--|-----------|-----------|-------|-------------|
| Operatività (SLO)                            | 60        | 0.058     | 2.483 | 0.278       |
| Danno (SLD)                                  | 101       | 0.075     | 2.537 | 0.271       |
| Salvaguardia vita (SLV)                      | 949       | 0.201     | 2.535 | 0.279       |
| Prevenzione collasso (SLC)                   | 1950      | 0.266     | 2.464 | 0.289       |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 100       |           |       |             |

### Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T1

|                                 | SLO  | SLD  | SLV  | SLC  |
|---------------------------------|------|------|------|------|
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,39 | 1,31 |
| CC Coeff. funz categoria        | 1,60 | 1,62 | 1,60 | 1,58 |
| ST Amplificazione topografica   | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

| Coefficienti | SLO   | SLD   | SLV   | SLC   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| kh           | 0.017 | 0.023 | 0.078 | 0.097 |
| kv           | 0.009 | 0.011 | 0.039 | 0.049 |
| Amax [m/s²]  | 0.847 | 1.110 | 2.745 | 3.412 |
| Beta         | 0.200 | 0.200 | 0.280 | 0.280 |

Figura 5: Parametri sismici del sito, NTC 2018.

Per il seguente elaborato sono stati considerati i seguenti parametri:

- classe d'uso = IV (struttura strategica);
- vita nominale = 50 anni;
- $C_u = 2$ ;
- vita di riferimento per l'azione sismica = 100 anni.

## 4.2 Categoria di sottosuolo

Per determinare il parametro  $V_{30}$  e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini descritte nel paragrafo precedente. Il valore di  $V_{30}$  si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{S,Eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$


dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Dall'elaborazione delle indagini, si sono ottenuti i valori di  $V_{s,30}$  e di frequenza naturale del terreno  $f_0$  riportati nella seguente tabella:

|               |                             |               |
|---------------|-----------------------------|---------------|
| <b>HVSR_1</b> | <b>0.94± 0.01 Hz</b>        |               |
| <b>HVSR_2</b> | <b>0.84± 0.07 Hz</b>        |               |
| <b>HVSR_3</b> | <b>0.94 ± 0.11 Hz</b>       |               |
| <b>HVSR_4</b> | <b>0.94 ± 0.3 Hz</b>        |               |
| <b>HVSR_5</b> | <b>0.91 ± 0.28 Hz</b>       |               |
| <b>MASW_1</b> | <b><math>V_{S30}</math></b> | <b>188m/s</b> |
| <b>MASW_2</b> | <b><math>V_{S30}</math></b> | <b>185m/s</b> |
| <b>MASW_3</b> | <b><math>V_{S30}</math></b> | <b>185m/s</b> |

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla categoria C, corrispondente a:

DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 m, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA 180 m/s E 360 m/s.

|   |  |                     |
|---|--|---------------------|
|  | ID Documento Committente<br><b>CoD084_FV_00029_BCR</b> | Pagina<br>25 / 30   |
|   |  | Numero<br>Revisione |
|   |  | 00                  |

### 4.3 Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla categoria C.

Si ricava quindi il fattore stratigrafico  $S_s$ , mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \bullet F_o \bullet a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- $F_o$  = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $a_g/g$  = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 475 anni/accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione sopra riportata.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si considera un valore di un fattore topografico  $S_T$  sulla base della seguente tabella:

| Categoria topografica | Ubicazione opera/intervento   | $S_T$ |
|-----------------------|---|-------|
| T1                    | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$                        | 1.0   |
| T2                    | Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$  | 1.2   |
| T3                    | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ | 1.2   |
| T4                    | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$                    | 1.4   |

Per l'area studiata si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base e di sito.

| PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE |          |       |            | DI SITO |       |
|--------------------------------|----------|-------|------------|---------|-------|
| Tr (anni)                      | $a_g(g)$ | $F_o$ | $T_c^*(s)$ | $S_s$   | $S_T$ |
| 475                            | 0.201    | 2.535 | 0.279      | 1.39    | 1.00  |

Si calcola infine per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale  $A_{max}$  con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \bullet S_T \bullet a_g = 1.39 \bullet 1.0 \bullet 0.201 = 0.279g$$

## 5 Modellazione geologica e geotecnica del sito

### 5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite in sito e in relazione all'intervento in progetto, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

| Modello geotecnico medio |             |                                      |   |                      |                      |                  |                                    |                      |                      |             |
|--------------------------|-------------|--------------------------------------|---|----------------------|----------------------|------------------|------------------------------------|----------------------|----------------------|-------------|
|                          | Profondità  | Deposito                             | $\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$ | $c'$                 | $C_u$                | $D_r$            | $\phi^I$                           | $E_s$                | $M$                  | $D_w$       |
| A                        | 0.0 – 2.0   | Argilla limosa a media consistenza   | 18.0/20.0                                   | 7.0                  | 50.0                 | /                | 20                                 | 7000                 | 4000                 | -2.7        |
| B                        | 2.0 – 11.5  | Argilla limosa a scarsa consistenza  | 17.5/19.5                                   | 2.5                  | 25.0                 | /                | 20                                 | 3500                 | 2500                 |             |
| C                        | 11.5 – 12.0 | Argilla limosa a media consistenza   | 18.0/20.0                                   | 5.0                  | 50.0                 | /                | 23                                 | 7000                 | 4000                 |             |
| D                        | 12.0 – 13.5 | Argilla limosa a elevata consistenza | 18.5/20.5                                   | 9.0                  | 90.0                 | /                | 25                                 | 12600                | 8000                 |             |
| E                        | 13.5 – 14.5 | Sabbia limosa mediamente addensata   | 19.0/21.0                                   | /                    | /                    | 43               | 33                                 | 12500                | /                    |             |
| F                        | 14.5 – 20.0 | Argilla limosa a elevata consistenza | 18.5/20.5                                   | 9.0                  | 90.0                 | /                | 25                                 | 12600                | 8000                 |             |
| Descrizione litologica   |             |                                      | Peso di volume naturale e saturo            | Coesione efficace    | Coesione non drenata | Densità relativa | Angolo d'attrito efficace di picco | Modulo di Young      | Modulo edometrico    | Soggiacenza |
| M da p.c.                |             |                                      | (kN/m <sup>3</sup> )                        | (kN/m <sup>2</sup> ) | (kN/m <sup>2</sup> ) | (%)              | (°)                                | (kN/m <sup>2</sup> ) | (kN/m <sup>2</sup> ) | (m da p.c.) |

### 5.2 Stabilità nei confronti della liquefazione

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1\text{atm}}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

**CRR** è rappresentato dal rapporto di resistenza ciclica

**MSF** rappresenta il fattore di scala della magnitudo che è funzione della magnitudo stessa, della PGA e del valore di CRR

**$K_\sigma$**  è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

**CSR** è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio indotta dall'azione sismica, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace. Tale parametro è derivabile secondo la seguente formulazione:

$$CSR = \frac{\tau_{\text{media}}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{\text{maxs}}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

I termini che compongono la seguente relazione sono rappresentati da  $a_{max}/g$  che descrive il valore dell'accelerazione orizzontale a  $T = 0.00$  s, il rapporto della tensione litostatica totale ed efficace, e il coefficiente riduttivo  $r_d$ . Quest'ultimo, in accordo con la predetta normativa è stato stimato secondo la seguente formulazione:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

dove  $M$  rappresenta il valore di magnitudo di riferimento per il sito in analisi.

Il valore **CRR** è stato ricavato attraverso la metodologia di calcolo proposta da **Boulanger&Idriss 2014**. Per le specifiche della procedura di calcolo adottata si faccia riferimento all'allegato **A2.2** della DGR 476/2021 della Regione Emilia Romagna. L'analisi di liquefazione è stata eseguita entro i -20.00 m rispetto al piano campagna come prescritto dalla normativa di riferimento.

A seguito dell'identificazione del fattore di sicurezza  $F_L$  è stato determinato l'indice potenziale di liquefazione IL (LPI) attraverso il quale è possibile definire l'esposizione del sito al rischio di liquefazione. Il potenziale di liquefazione LPI è stato determinato secondo la seguente formulazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove  $F(z)$  viene determinato secondo le formulazioni proposte da Somnez (2003)

$$\begin{array}{ll} F(z) = 0 & \text{per } F_L \geq 1.2 \\ F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) & \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\ F(z) = 1 - F_L & \text{per } F_L \leq 0.95 \end{array}$$

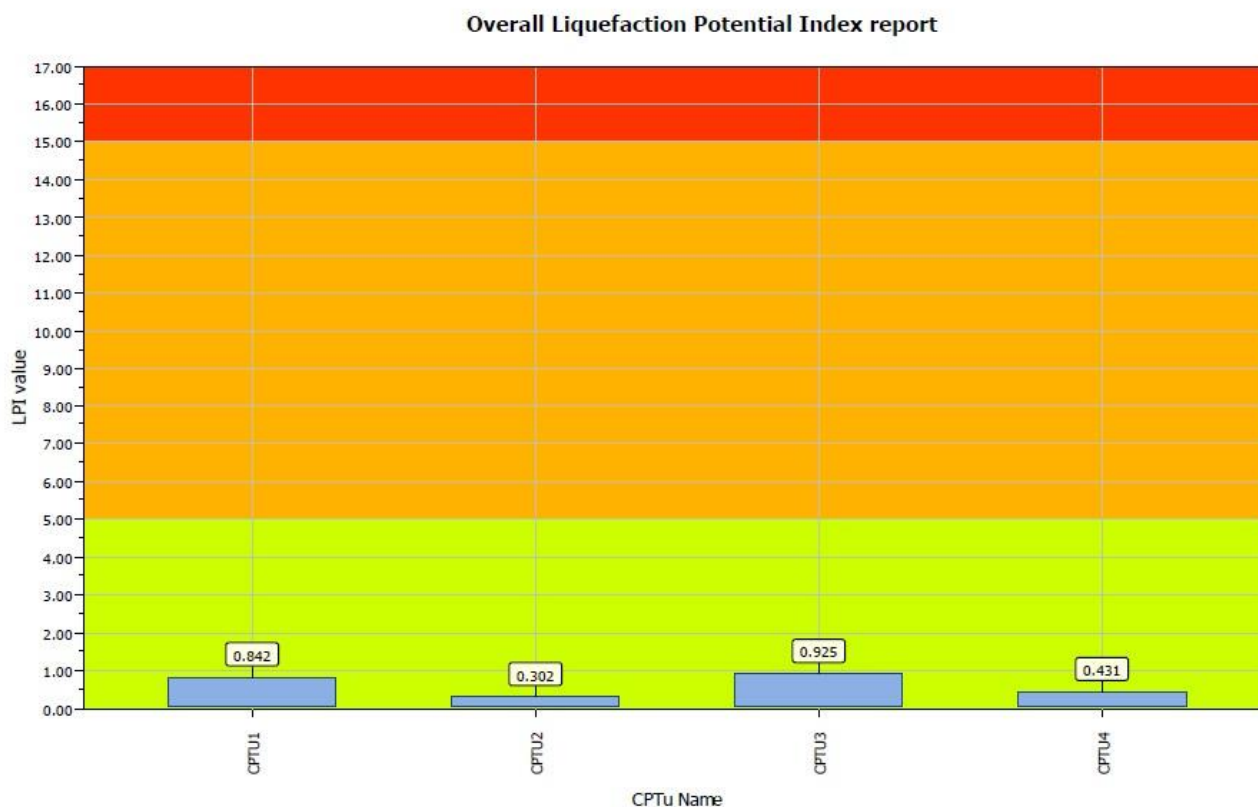
In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di Maggio e Giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da **Somnez 2003**:

| INDICE DI LIQUEFAZIONE | Rischio di liquefazione |
|------------------------|-------------------------|
| LPI=0                  | Nulla                   |
| 0<LPI≤2                | Basso                   |
| 2<LPI≤5                | Moderato                |
| 5<LPI≤10               | Alto                    |
| 15>LPI                 | Molto alto              |

Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalle verticali di prova, considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max}=0.279g$  (approccio semplificato – NTC2018), una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$  (derivante dalla zona sismogenetica) e considerando la falda in condizioni sismiche alla quota  $Dw=-1.00$  m da p.c.

A seguito della verifica, in riferimento alle verticali, si è ottenuto il seguente valore di LPI:

| INDAGINE | INDICE DI LIQUEFAZIONE | RISCHIO |
|----------|------------------------|---------|
| CPTU 1   | 0.842                  | BASSO   |
| CPTU 2   | 0.302                  | BASSO   |
| CPTU 3   | 0.925                  | BASSO   |
| CPTU 4   | 0.431                  | BASSO   |



## 6 Considerazioni conclusive

Il presente elaborato riassume e illustra le caratteristiche geologico-stratigrafiche, geotecniche e sismiche relative al volume significativo di sottosuolo indagato a supporto del progetto di realizzazione di un impianto di un impianto “agrivoltaico” nel Comune di Portomaggiore (FE).

Per caratterizzare il sito in studio sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- *n. 4 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU*
- *n. 3 indagini sismiche MASW*
- *n. 5 indagini sismiche HVSR*
- *n. 3 tomografie elettriche ERT*
- *n. 10 misure di resistività termica*

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 3.1), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il modello geotecnico medio riportato nel § 5.1 della presente relazione.


In ottemperanza della normativa tecnica nazionale (NTC 2018) e in accordo con i risultati ottenuti a seguito delle indagini geofisiche espletate per il sito in oggetto è possibile classificare il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria 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 velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Per la definizione dell’azione sismica è stato utilizzato l’approccio semplificato delle NTC, da cui si sono ottenuti i seguenti risultati:

|           | Approccio semplificato NTC |                        |
|-----------|----------------------------|------------------------|
| <b>ag</b> | <b>F.A.</b>                | <b>A<sub>max</sub></b> |
| 0.152g    | 1.46                       | <b>0.222g</b>          |

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione sulla base delle verticali eseguite in sito, considerando una accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.279g$  (approccio semplificato - NTC18) e una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$  e considerando la falda in condizioni sismiche alla quota  $Dw=-1.00$  m da p.c. A seguito della verifica, in riferimento alle verticali, si è ottenuto il seguente valore di LPI:

| INDAGINE | INDICE DI LIQUEFAZIONE | RISCHIO |
|----------|------------------------|---------|
| CPTU 1   | 0.842                  | BASSO   |
| CPTU 2   | 0.302                  | BASSO   |
| CPTU 3   | 0.925                  | BASSO   |
| CPTU 4   | 0.431                  | BASSO   |

|   |  |                     |
|---|--|---------------------|
|  | ID Documento Committente<br><b>CoD084_FV_00029_BCR</b> | Pagina<br>30 / 30   |
|   |  | Numero<br>Revisione |
|   |  | 00                  |

**Modena, 30 settembre 2024**

**Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**

