

**ECOGIS**

*studio geologico associato*

Gianluca Nascimbene  
Giuseppe Zuffada

*Sede legale e Uffici :*  
Via A. Moro, 5  
27028 S. Martino Siccomario (PV)  
Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557  
Email : ecogis@ecogis.it  
P.Iva/C.F. 02300900186



REGIONE: Emilia Romagna

PROVINCIA: Bologna

COMUNE: Bentivoglio

LOCALITA': Saletto

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE  
DI UN NUOVO IMPIANTO AGROVOLTAICO**



*A CURA DI:*

*Dott. Geol.*  
**GIANLUCA NASCIMBENE**

*Iscritto all'Ordine dei  
Geologi della Lombardia  
N° 1076*



**RELAZIONE  
GEOLOGICA - SISMICA**

DATA:  
Aprile 2023

COMMITTENTE:

Stream

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
2.1 Aspetti geografici e geolitologici.....	4
2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici .....	8
<b>3. ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI I LIVELLO.....</b>	<b>10</b>
<b>4. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE .....</b>	<b>11</b>
4.1 Misura della Vs30 tramite la tecnica "MASW" .....	14
4.1.1 Analisi dei risultati.....	15
4.1.2. Altri parametri.....	21
4.1.3 Parametri sismici – suolo C.....	22
4.2 Secondo livello di approfondimento .....	26
4.2.1 Amplificazione stratigrafica .....	26
4.4 Fenomeno della liquefazione.....	30
<b>5 INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>34</b>
<b>6. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA.....</b>	<b>37</b>
<b>7. SCAVI .....</b>	<b>40</b>
<b>8. TERRE E ROCCE DA SCAVO .....</b>	<b>41</b>
<b>9. CONCLUSIONI.....</b>	<b>45</b>

**Allegati : Report prove penetrometriche**

## 1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta ai sensi delle NTC 2018, a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo campo fotovoltaico, nel comune di Bentivoglio (BO) ed illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione dei manufatti in progetto.

Le indagini sono state finalizzate a :

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati, definendo il carico unitario ammissibile finalizzato ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione – terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di quattro prove penetrometriche statiche con punta meccanica (Cpt), direttamente nell'area di interesse per una classificazione geotecnica dei litotipi interessanti i terreni di fondazione e la realizzazione di un'indagine sismica lineare tramite MASW, al fine di definire la categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico (MASW).

Tale indagine è stata suffragata inoltre, da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe.

Per l'inquadramento territoriale ed urbanistico dell'area oggetto di variante si è fatto esplicito riferimento ai seguenti strumenti di pianificazione vigenti:

- Piano strutturale comunale Comune di Bentivoglio;
- Studio di Microzonazione Sismica di Secondo Livello 'adeguamento degli studi di microzonazione sismica (MS) e l'elaborazione delle analisi della Condizione Limite per l'Emergenza (CLE) ai sensi della Legge 77/2009.

Inoltre si è fatto riferimento alla seguente normativa nazionale di riferimento:

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi

- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 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” (G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche” (Ordinanza n. 3431)–(G.U.n.107del10 maggio2005–Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **D.M. 17 gennaio 2018** Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- ✓ Gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica (**Atti DGR n. 630 del 29 aprile 2019, DGR n.2193 del 21 dicembre 2015** )

## **2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO**

### **2.1 Aspetti geografici e geolitologici**

L'area oggetto d'indagine si trova nella zona nord orientale del comprensorio comunale di Bentivoglio, ad una quota topografica di circa 10,0 m s.l.m..

L'area di indagine ricade nel Foglio 87 denominato "Bologna" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 e sulla Carta Tecnica Regionale (Bologna) Scala 1 : 5.000.



**Fig.1** – Ubicazione dell'area - immagine satellitare



**Fig.2** – Ubicazione sulla CTR dell'Emilia Romagna

L'area di studio ricade in un'area pianeggiante ed è caratteristica di un contesto di piana alluvionale con debole inclinazione verso la costa e più precisamente di argine prossimale connesso con il sistema Reno e caratterizzato da sedimenti fini che vanno dalle argille e limi a sabbie più o meno limose riconducibili a canali sabbiosi.

Il sistema di piana alluvionale è costituito da due tipi di elementi riconoscibili in:

- *canali*, elementi attivi che contribuiscono all'azione erosiva riempiti da sedimenti per lo più sabbiosi depositi dall'energia delle correnti fluviali e la cui granulometria e funzione dell'intensità di tale corrente.
- *piane inondabili*, che sono elementi passivi costituiti da granulometrie prevalentemente fini come limi ed argille coerenti con l'idrodinamica conseguente al riempimento per tracimazione delle acque dei canali.

L'alternanza di tali strutture geomorfologiche determinano in verticale l'alternarsi di litologie granulari di medio alta energia (sabbie) e termini più fini come depositi limosi e argillosi tipici di energie idrodinamiche minori. La geometria che ne deriva è quella delle conoidi alluvionali

Le maggiori irregolarità morfologiche in queste aree sono date dai canali stessi (depressioni), dai loro argini naturali e dalle barre formate dai depositi da corrente (rilievi). Gli argini naturali sono accumuli di sedimenti formati dalla tracimazione delle acque in regime di piena, mentre le barre sono accumuli di sedimenti determinati dall'azione delle correnti.

In particolare l'area di studio è costituita da depositi di canale, argine e rotta fluviale caratterizzati da alternanze, sia in senso verticale che orizzontale, di depositi grossolani (sabbie e ghiaie) e medio fini (limi ed

argille) abbandonati nei terreni per la rapida caduta della capacità di trasporto della corrente allo sbocco della pianura. Essa rientra infatti in un settore situato ai piedi della fascia collinare, dove i corsi d'acqua, allo sbocco delle valli, depositavano corpi sedimentari di varie dimensioni in conseguenza della diminuzione dell'energia di trasporto dovuto alla brusca variazione del gradiente topografico; questo induce un'espansione della corrente ed un rapido abbandono di gran parte del materiale trasportato dal corso d'acqua.

La morfologia che ne deriva è quella di un cumulo di materiale con la forma a ventaglio tipica delle conoidi, la superficie è piano sub-pianeggiante per le conoidi recenti, piano-convessa per le conoidi antiche.

I sedimenti che caratterizzano tali zone sono sostituiti da materiali per lo più grossolani, ma talvolta,, anche fini, caratterizzati da una scarsa selezione e con immersione verso la pianura.

Allontanandosi dallo sbocco vallivo si riduce l'energia di trasporto, oltre alla quantità e alla granulometria del materiale trasportato dal corso d'acqua; la morfologia pianeggiante della bassa pianura è accentuata dagli episodi di piena in seguito ai quali le acque di tracimazione divagavano nelle zone adiacenti il corso d'acqua, perdendo velocità e depositando i materiali trasportati. I depositi a lato del canale sono di tipo ghiaioso-sabbioso-limoso, quelli delle aree più distali a granulometria più fine. Nelle zone morfologicamente più depresse, dove le acque fuoriuscite dagli alvei formavano laghi e paludi anche a carattere stagionale, prevalgono argille, argille limose e livelli torbosi.

## **CARATTERI LITOLOGICI E LITOSTRATIGRAFICI LOCALI**

L'area in esame ricade in una zona di pianura costituita esclusivamente da alluvioni recenti ed attuali; la pianura emiliana risulta infatti caratterizzata da depositi alluvionali di origine continentale che si impilano sulle successioni marine, affioranti nelle aree collinari e pedeappenniniche, ove si mostrano dislocate in profondità da un sistema di faglie, a direzione NO-SE e che si approfondiscono molto rapidamente raggiungendo profondità già di circa 300-400 m all'altezza del confine settentrionale del territorio del comune di Bologna.

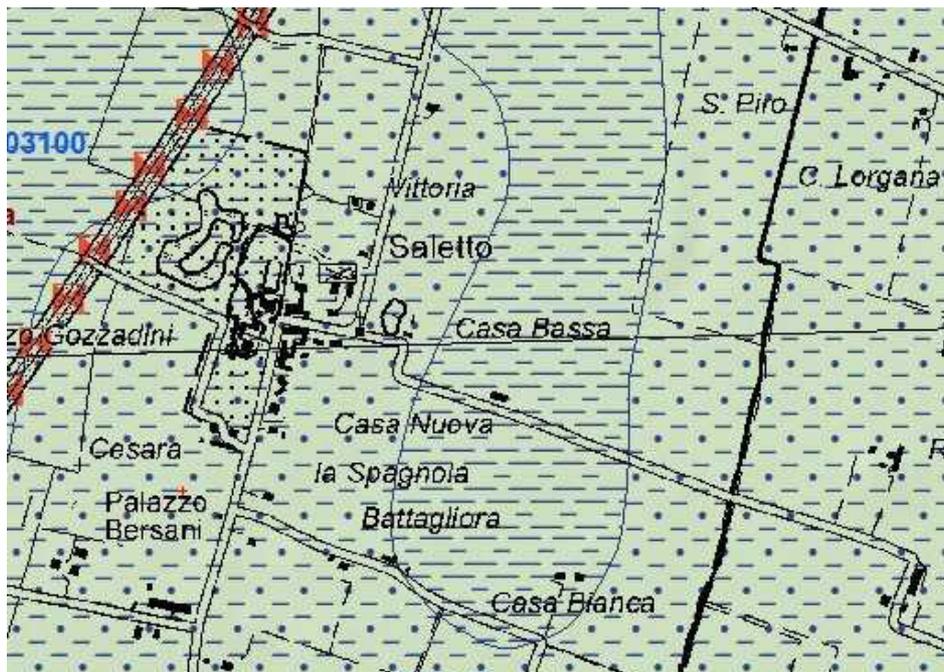
Come si evince dall'estratto della carta geologica pubblicata sul sito della regione Emilia Romagna, il contesto geologico è caratterizzato da depositi caratteristici di pianura alluvionale appartenenti interamente al Subsistema di Ravenna (AES8) del Sistema Meiliano -Romagnolo Superiore (AES) ed in particolare ai depositi dell'Unità di Modena AES8a.

In AES8a la piana alluvionale è caratterizzata da depositi grossolani di riempimento di canale fluviale (ghiaie e sabbie) confinati entro scarpate di terrazzo lungo le aste dei principali corsi d'acqua. Questi depositi vengono gradualmente oblitterati verso le aree più distali del canale da corpo limoso sabbiosi di argine e rotta fluviale occupando gran parte della piana alluvionale. Nelle aree interfluviali sono presenti i depositi argillosi e limosi di piana inondabile



Argille e terreni prevalentemente argillosi e di bonifica.

**Fig.3** : Estratto Carta Geologica d'Italia 1:100.000 – Foglio n. 87



AES8a - Unità di Modena

Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o piu' antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m.

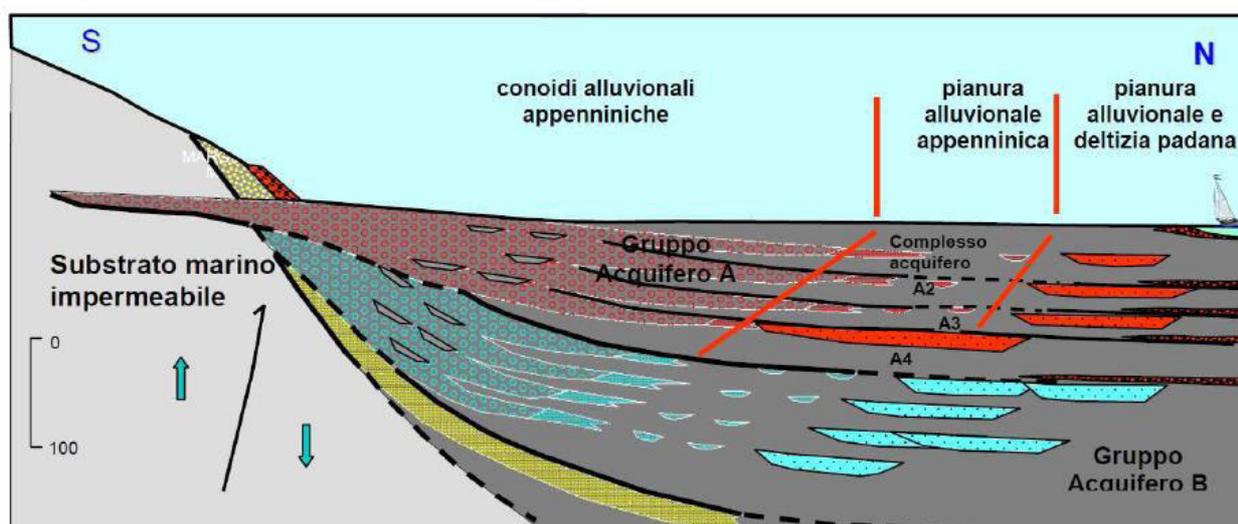
**Fig.4** : Estratto Carta Geologica Regione Emilia Romagna

## 2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici

Il reticolo idrografico superficiale è caratterizzato dalla presenza del fosso Quadra che scorre alcune centinaia di metri ad Ovest dell'area dell'intervento e dallo scolo Stagno che scorre ad Est; è inoltre presente una fitta rete di corpi idrici secondari (rii e canali di ordine inferiore).

La maggior parte delle acque sotterranee sfruttabili, della Regione Emilia-Romagna, risiede nei depositi marini e continentali, di età plio-pleistocenica, che costituiscono il riempimento del Bacino Perisuturale Padano, legato all'orogenesi dell'Appennino Settentrionale .

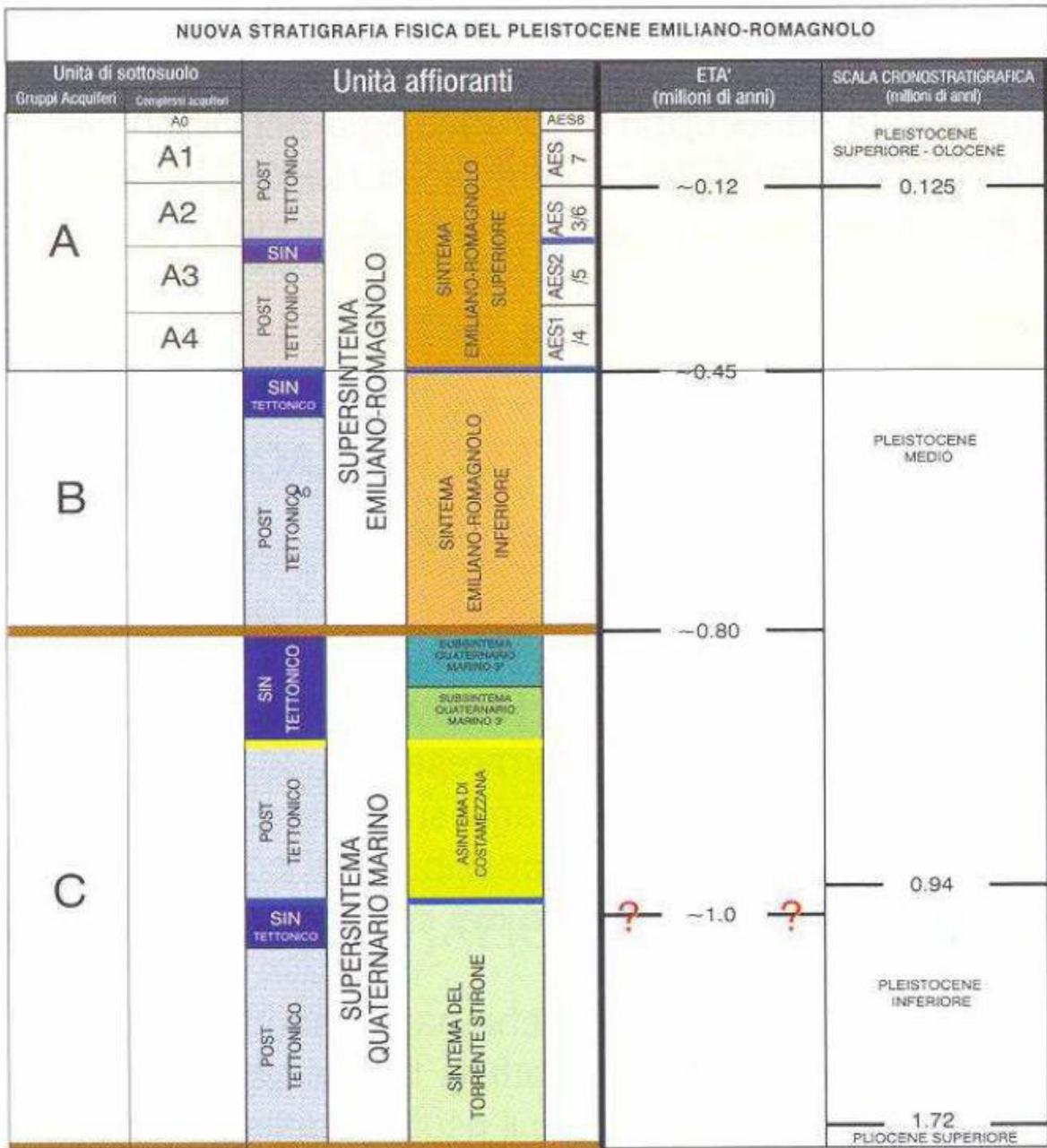
Le Unità Stratigrafiche del sottosuolo sud-padano possono essere saturate da acque dolci, salmastre e salate. Nel loro insieme esse costituiscono il Bacino Idrogeologico della Pianura Emiliano-Romagnola (BIPER).



**Fig. 5** – Schema che descrive, in sezione, le diverse origini dei corpi acquiferi emiliano-romagnoli: le conoidi e gli apparati fluviali appenninici, gli apparati fluvio-deltizi del Po

Dallo Studio edito nel 1998, dalla Giunta Regionale sulle "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna" viene illustrato, il quadro idrostratigrafico regionale. Le Unità Idrostratigrafiche Sequenziali (UIS), ovvero una particolare sottoclasse di Unità Idrostratigrafiche che sono definite come un corpo geologico, di notevole estensione areale, che costituisce un dominio nello spazio fisico in cui ha sede un sistema ideologico ragionevolmente distinto, sono tre ed informalmente definite GRUPPO ACQUIFERO A, B e C, a loro volta suddivise in tredici UIS, gerarchicamente inferiori, denominate Complessi Acquiferi. La differenziazione gerarchica si basa sul volume complessivo di acquiferi utili in ciascuna Unità, spessore ed estensione areale del livello acquitardo o impermeabile di ciascuna Unità.

All'interno del Gruppo Acquifero A, sono stati individuati cinque UIS principali, denominate Complessi Acquiferi: rispettivamente dal basso verso l'alto Complesso Acquifero A4, A3, A2 A1 e l'acquifero freatico A0



**Fig 6**– Inquadramento geologico-stratigrafico regionale dei depositi quaternari, rivisto e aggiornato

Questi Complessi Acquiferi rappresentano, a scala regionale, Unità Idrostratigrafiche Sequenziali di rango gerarchico inferiore, rispetto ai Gruppi Acquiferi. Visto, inoltre, il maggior dettaglio stratigrafico raggiunto in questo lavoro, rispetto al RIS (1998), è stato possibile suddividere i Complessi Acquiferi A1 e A2, rispettivamente in A1-I/A1-II e A2-I/A2-II che rappresentano delle UIS alla scala locale (Provincia di Ferrara). In particolare si è notato come i Complessi Acquiferi A1-II e A2-II presentino una estensione e uno spessore dei depositi poroso-permeabili (sabbie) molto inferiore rispetto ai Complessi Acquiferi A1-I e A2-I. Durante l'indagine eseguita in sito (08 marzo 2023) spinta fino alla profondità massima di 15,60 m (Cpt1) m, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale alla prof. di circa 2,20 m dal p.c.

### 3. ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI I LIVELLO

Dall'analisi della Carta delle macro aree del primo livello di approfondimento sismico l'area risulta classificata come L1 Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione (sabbie prevalenti potenziali) e parzialmente nella zona est come aree caratterizzate dalla propensione alla liquefazione/addensamento.



#### **MACRO AREE DEL I LIVELLO DI APPROFONDIMENTO**

##### **Variante al PTCP ( Tav. 2.c - Rischio Sismico)**



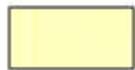
L1- AREA SOGGETTA AD AMPLIFICAZIONE PER CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E POTENZIALE PRESENZA DI TERRENI PREDISPONENTI LA LIQUEFAZIONE (Sabbie prevalenti potenziali)



R- AREE INCOERENTI/INCERTE PER CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E MORFOLOGICHE (Aree di cava, discariche e depositi terre di scavo)

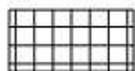


C- AREA SOGGETTA AD AMPLIFICAZIONE PER CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E A POTENZIALI CEDIMENTI (Limi e argille)



A- AREA POTENZIALMENTE SOGGETTA AD AMPLIFICAZIONE PER CARATTERISTICHE LITOLOGICHE

##### **PSC Associato Reno Galliera (Rielaborazione Macro-zonizzazione Sismica)**



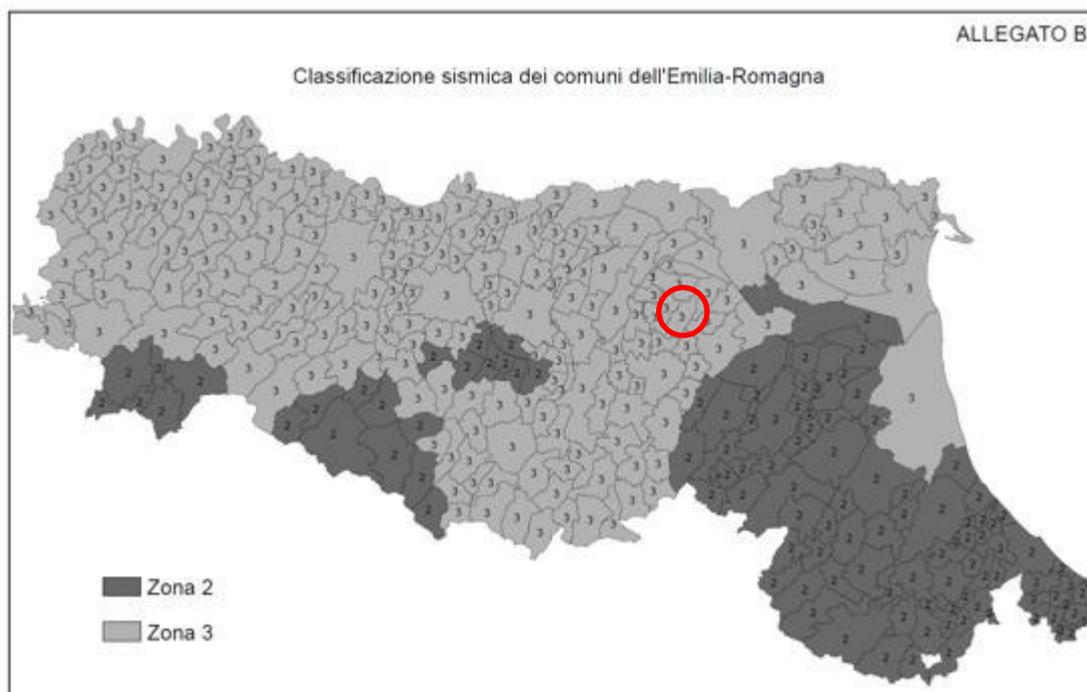
AREE CARATTERIZZATE DA PROPENSIONE ALLA LIQUEFAZIONE/ADDENSAMENTO

**Fig.7** - Carta delle macro aree del primo livello di approfondimento sismico

#### 4. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

La classificazione sismica del territorio nazionale, eseguita sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, prevede che tutta la Penisola sia classificata sismica, con diversi gradi di pericolosità.

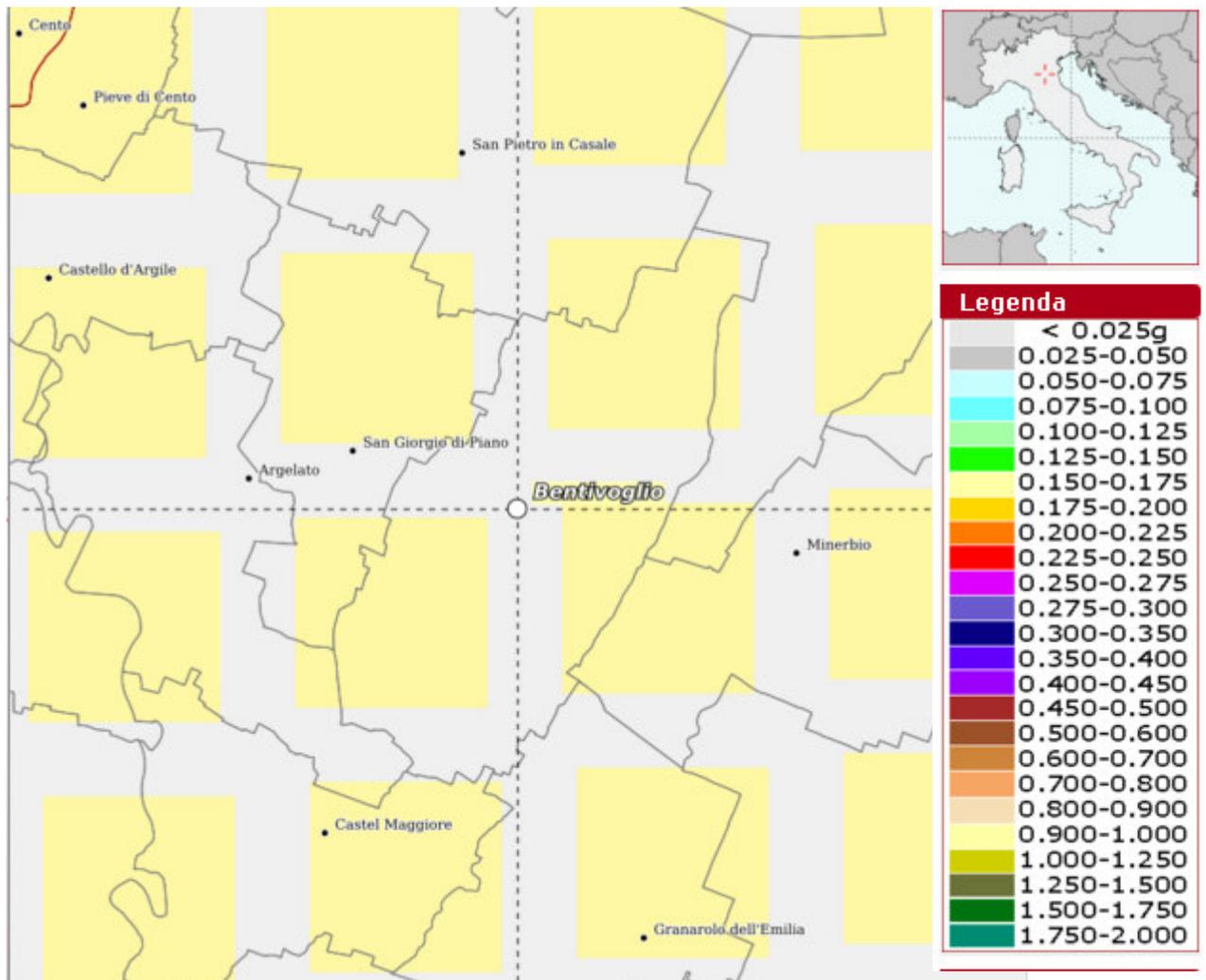
In base a tale Ordinanza, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Bentivoglio ricade in classe sismica 3.



**Fig.8** – Nuova classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna

L'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di  $a_g$  sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **BENTIVOGLIO** nella sottozona caratterizzata da valori di  $a_g$  compresi tra 0.150 e 0.175 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

## **MODELLO DI PERICOLOSITÀ SISMICA MPS 04 S1**



**Fig. 9**– Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, secondo le NTC 2018, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con  $V_{s,30} < 180$  m/sec) viene classificata con valori di  $V_{s,eq}$  compresi tra 100 e 180 m/sec. Inoltre, come è possibile osservare dalla seguente tabella, non si ricava più la categoria di sottosuolo usando o NSPT<sub>30</sub> o CU<sub>30</sub>.

Categorie	Caratteristiche della superficie topografica
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio ( $V_{S,eq}$ ) superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ( $V_{S,eq}$ ) compresi tra 360 m/s e 800 m/s
<b>C</b>	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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 ( $V_{S,eq}$ ) compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ( $V_{S,eq}$ ) compresi tra 100 e 180 m/s.
<b>E</b>	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.

**Tabella 1 -** Categorie di sottosuolo

Nelle definizioni precedenti  $V_{seq}$  è la velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

$h_i$  = spessore dello stato  $i$ -esimo;

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  = numero di strati;

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In base a quanto prescritto nelle NTC 2018, la velocità delle onde di taglio,  $V_{seq}$ , va "determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico". Nel nostro caso la definizione della categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico è stata dedotta da un'indagine MASW eseguita in

corrispondenza dell'area di studio, che ha permesso di determinare il valore delle  $V_{S,eq}$  che, in questo caso, poiché non è stato intercettato il substrato sismo ( $V_s > 800$  m/s) è uguale al valore di  $V_{s30}$ .

#### **4.1 Misura della $V_{s30}$ tramite la tecnica "MASW"**

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50 m, in funzione della rigidità del suolo.



**Fig. 10**– Particolare stendimento MASW

#### **4.1.1 Analisi dei risultati**

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), è stata possibile mediante l'esecuzione di un'indagine indiretta basata sulle tecniche della sismica a rifrazione (misura diretta delle V<sub>seq</sub> con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves).

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare, con le seguenti caratteristiche:

**S 1** - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 5 e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indicava una V<sub>S30</sub> pari a **297.83 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito come:

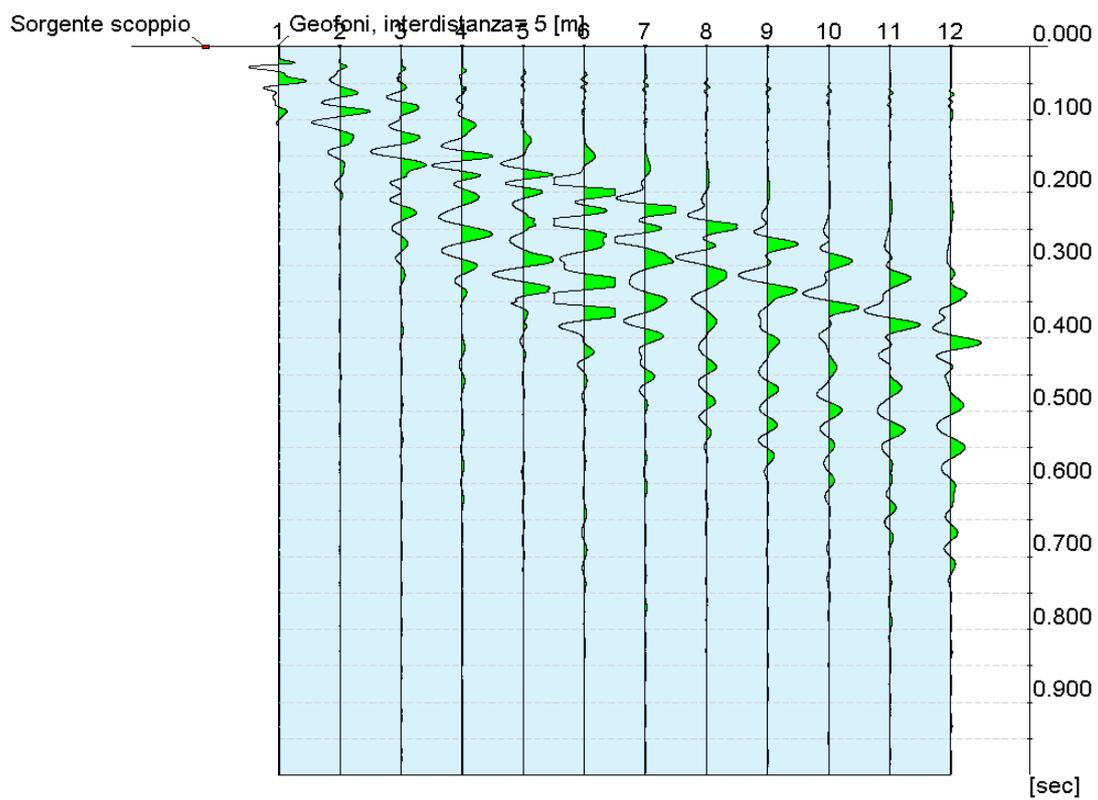
- **suolo tipo "C"** - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente (V<sub>S,eq</sub>) compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità V<sub>S24</sub> relative allo stendimento:

## **STENDIMENTO 1**

Tracce

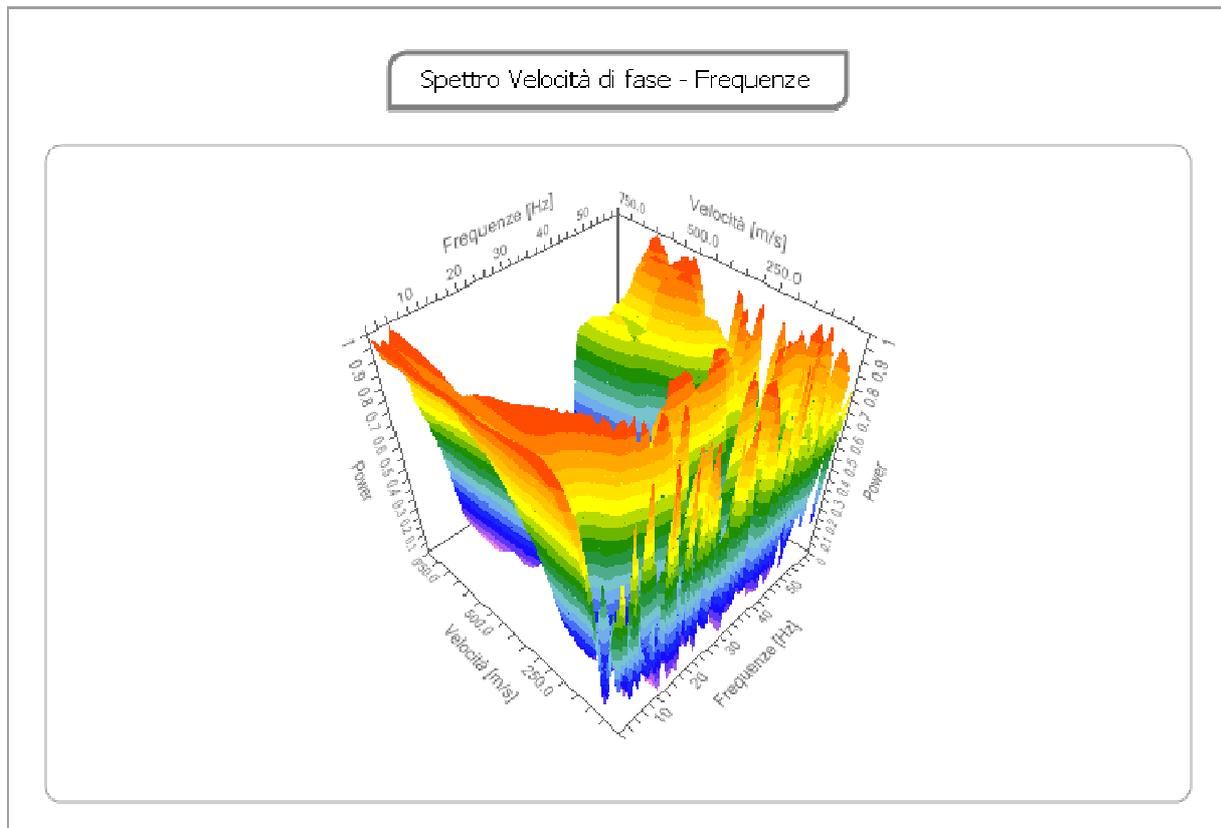
<b>N. tracce</b>	12
<b>Durata acquisizione [msec]</b>	1000.0
<b>Interdistanza geofoni [m]</b>	5.0
<b>Periodo di campionamento [msec]</b>	0.131



**Fig. 11-** Sismogramma stendimento MASW 1

### Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	2
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	1000
Intervallo velocità [m/sec]	1

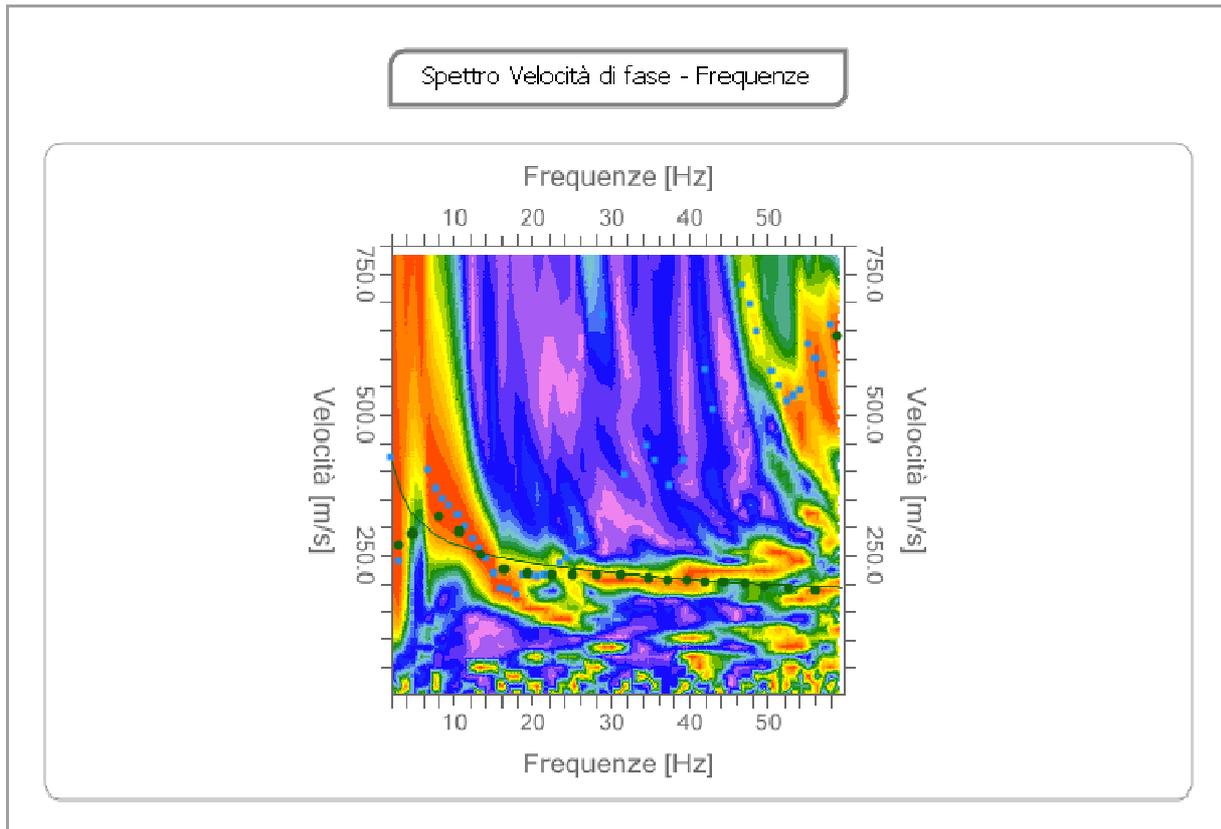


**Fig. 12-** Analisi spettrale

**Curva di dispersione**

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.0	350.0	0
2	2.9	267.3	0
3	4.8	289.5	0
4	8.2	318.1	0
5	10.7	292.7	0
6	13.5	250.7	0
7	16.4	222.4	0
8	19.3	218.4	0
9	22.4	213.4	0
10	25.2	213.4	0
11	28.0	213.4	0
12	31.3	213.4	0
13	34.8	210.3	0
14	37.3	207.1	0
15	39.7	207.1	0
16	42.0	203.9	0
17	44.3	203.9	0
18	47.1	200.8	0
19	49.7	194.4	0
20	52.7	191.2	0
21	56.0	188.1	0

**Tabella 2** - Parametri della curva di dispersione



**Fig. 13** -Curva di dispersione stendimento masw 1

### Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	3.88	3.88	1800.0	0.3	No	402.9	215.4
2	7.34	3.47	1800.0	0.3	Si	454.0	242.7
3	15.07	7.73	1800.0	0.3	Si	625.5	334.4
4	46.33	31.26	1900.0	0.3	Si	616.1	329.3
5	78.03	31.70	1900.0	0.3	Si	621.2	332.0
6	87.65	9.62	1900.0	0.3	Si	937.8	501.3
7	116.48	28.83	1900.0	0.3	Si	1051.0	561.8
8	oo	oo	2000.0	0.3	Si	1147.8	613.5

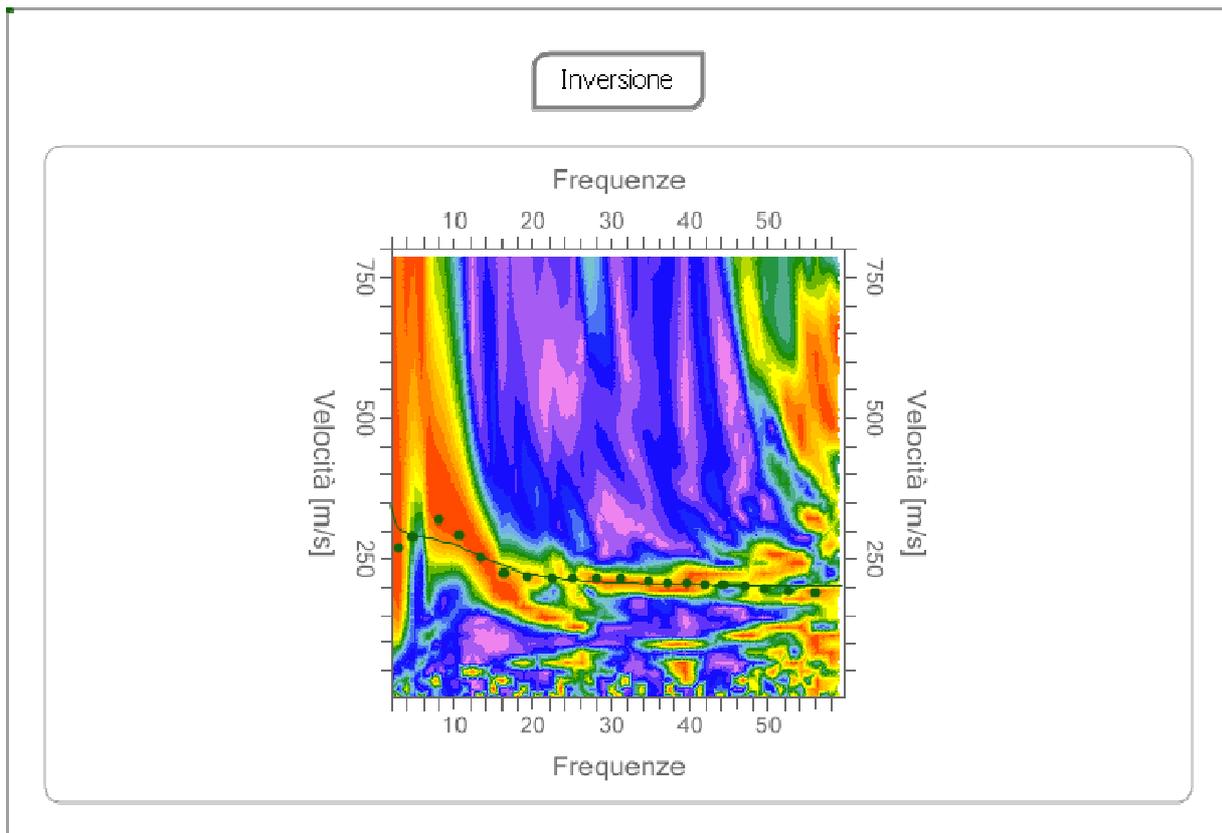
Percentuale di errore

0.339 %

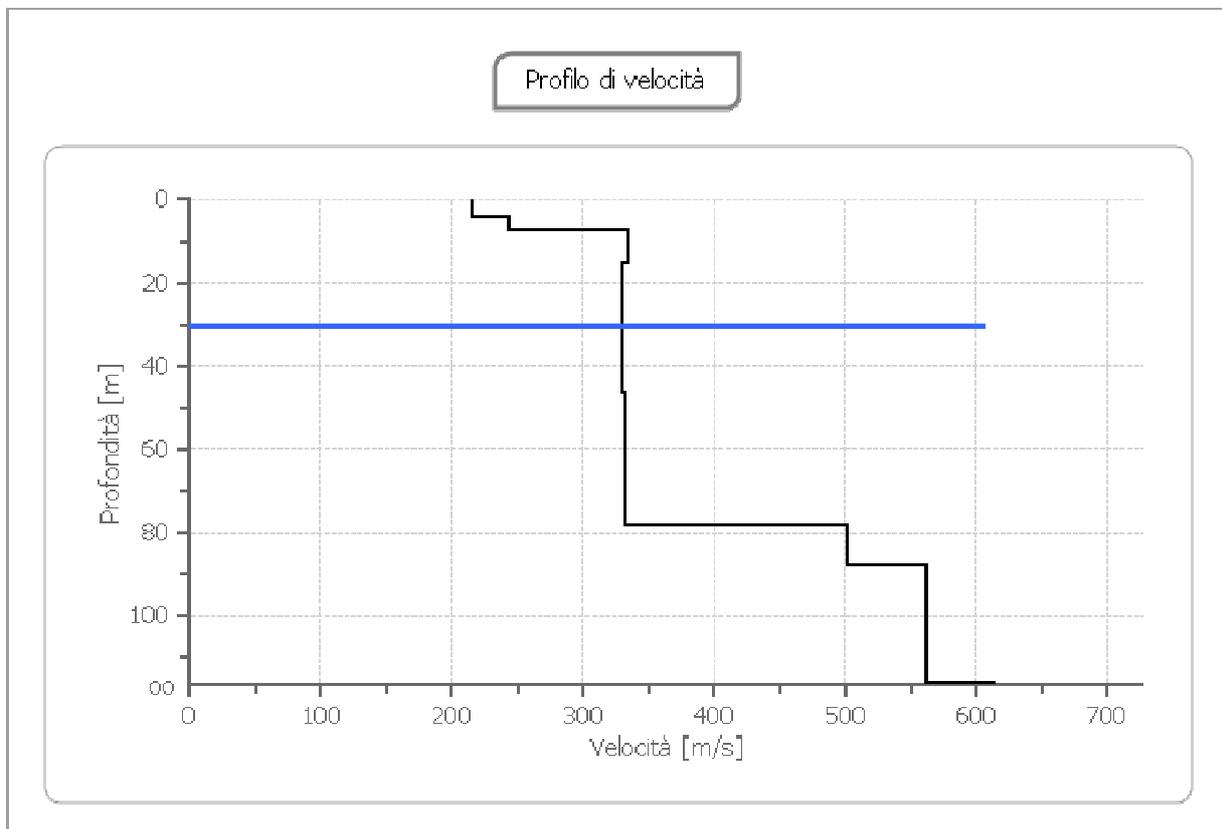
Fattore di disadattamento della soluzione

0.051

**Tabella 3** - Valori dell'inversione



**Fig. 14**-Inversione



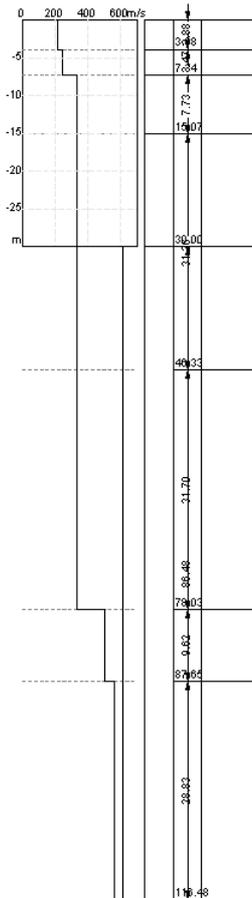


Fig. 15-16 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

#### 4.1.2. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

- G0: Modulo di deformazione al taglio;
- Ed: Modulo edometrico;
- M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
- Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.88	3.88	215.35	402.89	1700.00	0.30	78.84	275.94	170.82	204.98
2	7.34	3.47	242.67	453.99	1900.00	0.30	111.89	391.61	242.42	290.91
3	15.07	7.73	334.35	625.52	1900.00	0.30	212.40	743.41	460.21	552.25

4	46.33	31.26	329.32	616.10	2000.00	0.30	216.90	759.15	469.95	563.94
5	78.03	31.70	332.03	621.18	2000.00	0.30	220.49	771.72	477.73	573.28
	87.65	9.62	501.28	937.81	2000.00	0.30	502.57	1758.99	1088.90	1306.68
	116.48	28.83	561.76	1050.97	2000.00	0.30	631.16	2209.06	1367.51	1641.02
6	oo	oo	613.54	1147.84	2100.00	0.30	790.52	2766.81	1712.79	2055.35

**Tabella 4** - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

#### 4.1.3 Parametri sismici – suolo C

Da un punto di vista topografico, l'area ricade nella classe T1 (Tab. 3.2.III - NTC 2018).

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 in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 5:** Tab 3.2.III NTC 2018 - caratteristiche della superficie topografica

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel nostro caso la vita nominale  $V_N$  è posta pari a 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

**Tabella 6:** Tab. 2.4.I NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Alla luce di quanto esposto in precedenza, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame sono:

SITO IN ESAME	VALORE
latitudine:	44,6493144
longitudine:	11,4579199
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	I
PARAMETRI SISMICI	VALORE
Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1
Coefficiente $c_u$ :	0,7

**Tabella 7:** dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale ( $V_N$ ) per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ):

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

**Tabella 8:** Tab. 2.4.II NTC 2018– Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso ( $C_U$ )	$V_N$	$V_R$
2	I	0,7	50 anni	50 anni

**Tabella 9** – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  e del periodo di ritorno  $T_R$ , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

		$P_{VR}$	$T_R$	Valori interpolati			Valori ricavati da $a_g$ , $F_0$ , e $T_C^*$						
		[adm]	[anni]	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$S_s$	$C_c$	$S_t$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,047	2,47	0,25	1,50	1,64	1,00	0.14	0.43	1.79	0.73
	SLD	63%	35	0,050	2,48	0,26	1,50	1,63	1,00	0.14	0.43	1.80	0.75
SLU	SLV	10%	332	0,139	2,57	0,27	1,50	1,61	1,00	0.15	0.44	2.16	1.29
	SLC	5%	682	0,185	2,54	0,28	1,50	1,60	1,00	0.15	0.45	2.34	1.48

**Tabella 10** – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

**P<sub>VR</sub>** = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

**T<sub>R</sub>** = periodo di ritorno;

**a<sub>g</sub>** = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

**F<sub>o</sub>** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

**T<sub>c\*</sub>** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

**S<sub>s</sub>** = coefficiente di amplificazione stratigrafica

**C<sub>c</sub>** = coefficiente di categoria di sottosuolo

**S<sub>t</sub>** = coefficiente di amplificazione topografica

**T<sub>b</sub>** = tratto ad accelerazione costante

**T<sub>c</sub>** = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

**T<sub>d</sub>** = periodo inizio tratto a spostamento costante

**F<sub>v</sub>** = fattore di amplificazione spettrale

**SLE** = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

**SLU** = stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita:** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso:** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I tre valori ottenuti di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $Tc^*$  definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di  $A_{max}$  (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di  $a_g$  per i coefficienti di amplificazione sismica ( $S$ ) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in  $m/s^2$ , dai valori nominali di  $a_g$  trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di  $a_g$  per  $9,81 m/s^2$  e successivamente, per ottenere il valore finale di  $A_{max}$  relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare  $a_g$  ( $m/s^2$ ) per i coefficienti di amplificazione sismica  $S$ , con  $S = S_s \times S_t$  (in questo caso  $S = 1,2$  poiché  $S_s=1,20$  e  $S_t=1,00$ ).

		$a_g$ (accelerazione orizzontale massima)	$a_g \times g$ ( $m/s^2$ )	$S$ (coefficiente di amplificazione sismica)	$(a_g * S)g$	$a_g * g * S = A_{max}$ (accelerazione massima)
		[g]	$m/s^2$			$m/s^2$
SLE	SLO	0,047	0,46	1,5	<b>0.070</b>	<b>0,69</b>
	SLD	0,050	0,49	1,5	<b>0.075</b>	<b>0,74</b>
SLU	SLV	0,139	1,36	1,5	<b>0.208</b>	<b>2,04</b>
	SLC	0,185	1,81	1,5	<b>0.277</b>	<b>2,71</b>

**Tabella 11** – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite – suolo C

I coefficienti  $K_h$  (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e  $K_v$  (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		$K_h$	$K_v$
SLE	SLO	0,014	0,007
	SLD	0,015	0,008
SLU	SLV	0,050	0,025
	SLC	0,063	0,032

**Tabella 12** – Valori del coefficiente sismico orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), riferiti al sito

Inoltre, come si apprende dallo stralcio cartografico in precedenza riportato, l'area di studio ricade in zone suscettibili di amplificazioni locali, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto dell'assetto litostratigrafico e morfologico locale; nelle zone con variazioni stratigrafiche laterali poco significative (zone di pianura, valli ampie) sono ritenuti sufficienti approfondimenti di secondo livello.

## 4.2 Secondo livello di approfondimento

Come riportato sulla cartografia del comune di Bentivoglio risulta necessario svolgere un'Analisi sismica di 2° Livello, in accordo con i contenuti del DGR 2193/2015-DGR 630/2019; tale norma specifica infatti che "...nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti, incluse le zone di fondovalle appenniniche, con stratificazione orizzontale e sub-orizzontale, e sui versanti stabili, compresi quelli con coperture di spessore circa costante e acclività  $\leq 15^\circ$ , vale a dire in tutte le zone non interessate da instabilità nelle quali il modello stratigrafico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale, si ritiene sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento), cioè l'analisi della pericolosità locale può essere basata, oltre che sull'acquisizione di dati geologici e geomorfologici più dettagliati di quelli rilevati nel primo livello, su prove geofisiche e prove geotecniche in sito di tipo standard e l'amplificazione del moto sismico può essere stimata attraverso abachi e formule...".

La DGR 630/2019 illustra le finalità del secondo livello di approfondimento, che sono di seguito riportate:

- la conferma delle condizioni di pericolosità indicate dal precedente livello di approfondimento ed eventuale nuova perimetrazione delle aree in cui effettuare la microzonazione sismica;
- la suddivisione dettagliata del territorio, in base all'amplificazione attesa, in aree a maggiore e minore pericolosità sismica;
- la conferma o migliore definizione delle aree, indicate dal livello di approfondimento precedente, in cui si ritengono necessari approfondimenti di terzo livello e indicazione delle indagini e analisi da effettuare.

### 4.2.1 Amplificazione stratigrafica

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (FA) richiesti nell'analisi semplificata è stata eseguita un'apposita indagine geofisica che ha consentito di definire lo spessore del deposito di copertura o profondità del substrato rigido (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_sH$  e  $V_{s30}$ ) del deposito di copertura.

Pertanto, per quanto riguarda le amplificazioni litostratigrafiche e quindi per il calcolo dei coefficienti di amplificazione FPGA, FH01-05, FH05-10, ed in base alle risultanze dell'indagine sismica eseguita che ha permesso di appurare che, per almeno nei primi 30 m di terreno, non vi sia la presenza di un bedrock sismico. Per l'indagine sono stati usati gli abachi proposti dalla regione Emilia-Romagna nella DGR 630/19.

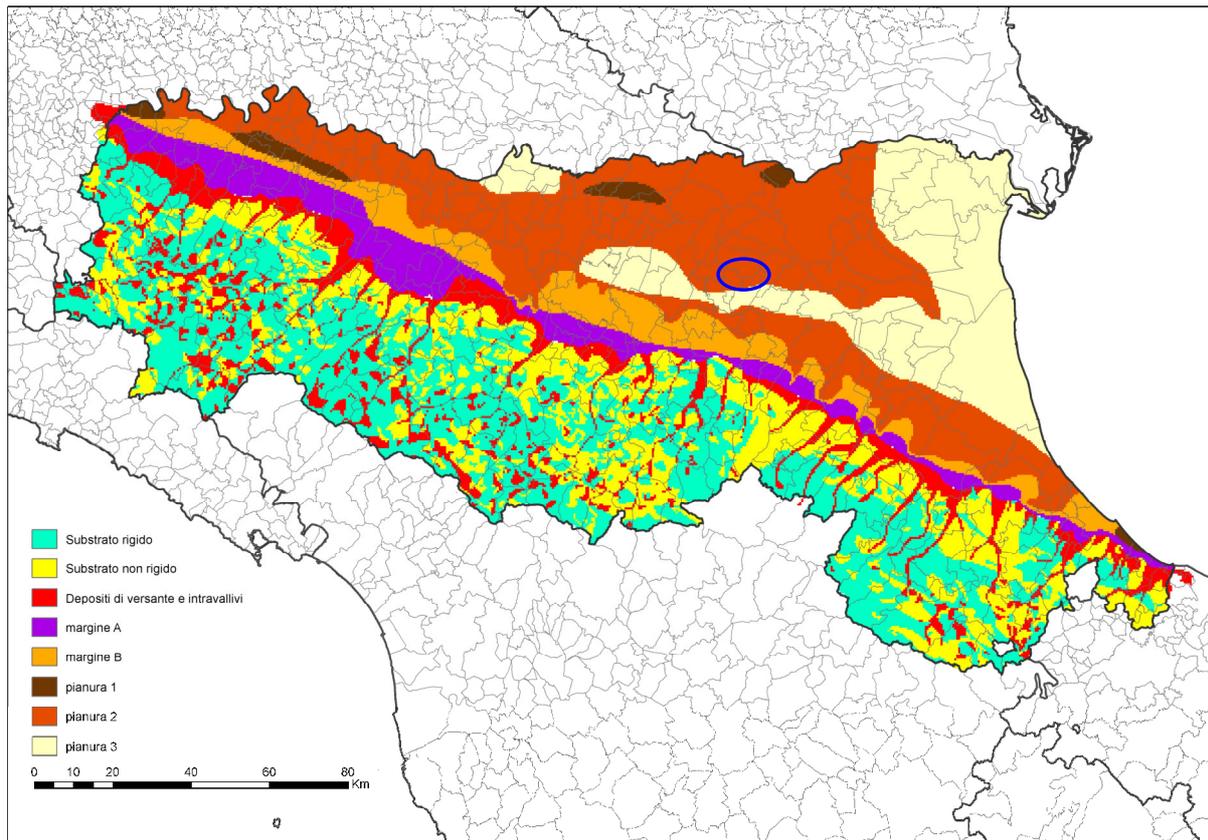
Tale procedura permette attraverso l'impiego di apposite tabelle, la valutazione dei fattori di amplificazione in funzione del valore di  $V_{s30}$  misurato nel sito oggetto di studio. La costruzione delle suddette tabelle è stata implementata utilizzando i dati geofisici e geotecnici disponibili nella Banca dati Regionale. Sono stati individuati per ogni ambiente e relativa tipologia, i profili medi di velocità ( $V_s$ ) e la loro variabilità, tutti i profili di  $V_s$  relativi alle varie tipologie geolitologiche che sono stati analizzati si congiungono in profondità con il profilo del suolo A. La stima dell'amplificazione in aree di pianura prevede l'uso di tabelle diverse a seconda della stratigrafia e della profondità del bedrock (maggiore o minore di 100 m), che forniscono valori in termini di PGA (FAPGA), in termini di Intensità di Housner per intervalli di periodo  $T$  compresi tra  $SI1$   $0,1 \text{ s} \div 0,5 \text{ s}$  (FA0,1-0,5S),  $SI2$  tra  $0,5 \div 1 \text{ s}$  (FA0,5-1S) e  $SI3$  tra  $0,5 \div 1,5 \text{ s}$  (FA0,5-1,5S) e in termini di intensità spettrale in accelerazione  $SA$  per intervalli di periodo compresi tra:  $SA1$  ( $0,1 \text{ s} \leq T \leq 0,5 \text{ s}$ ),  $SA2$  ( $0,4 \text{ s} \leq T \leq 0,8 \text{ s}$ ),  $SA3$  ( $0,7 \text{ s} \leq T \leq 1,1 \text{ s}$ ) e  $SA4$  ( $0,5 \text{ s} \leq T \leq 1,5 \text{ s}$ ). La finalità dell'utilizzo di tali tabelle rientra nell'ambito della pianificazione territoriale e urbanistica, pertanto considerano come pericolosità sismica di riferimento quella relativa al periodo di ritorno di 475 anni (SLV corrispondente ad una CU 2). I Fattori di Amplificazione (F.A.) sono riferiti al Suolo A (Tabella 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2017) come previsto dall'Eurocodice 8, parte 1, e dallo stesso D.M. 17/01/2018 e distinti in base agli ambiti territoriali.

Per le aree di pianura si distinguono tre ambiti:

Pianura 1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza significativo, tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido, a profondità  $\leq 100 \text{ m}$  da p.c.;

Pianura 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Pianura 3: settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiori a 300 m da pc.



**Fig. 17** Mappa di macrozonazione sismica ambienti geomorfologici regione Emilia Romagna

In riferimento alla mappa della macrozonazione sismica della regione Emilia l'area in esame ricade nella zona : PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanza di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

V <sub>S30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

**Fattore di Amplificazione PGA**

V <sub>S30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione SA1 (0,1s ≤ T ≤ 0,5s), SA2 (0,4s ≤ T ≤ 0,8s), SA3 (0,7s ≤ T ≤ 1,1s), SA4 (0,5s ≤ T ≤ 1,5s)

V <sub>S30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione SI1 (0,1s ≤ T ≤ 0,5s), SI2 (0,5s ≤ T ≤ 1,0s), SI3 (0,5s ≤ T ≤ 1,5s)

Facendo riferimento alla tabella A.2.1.1., inerente la zona di Pianura Padana e costa Adriatica - Pianura 2, si ottengono i seguenti valori dei parametri :

	<b>PERIODO</b>	<b>VALORE</b>
<b>Fattore Amplificazione P.G.A.</b>		<b>1.7</b>
<b>F.A SA1</b>	0,1s < T <sub>0</sub> < 0,5s	<b>1.8</b>
<b>F.A SA2</b>	0,4s < T <sub>0</sub> < 0,8s	<b>2.7</b>
<b>F.A SA3</b>	0,7s < T <sub>0</sub> < 1,1s	<b>3.2</b>
<b>F.A SA4</b>	0,5s < T <sub>0</sub> < 1,5s	<b>3.1</b>
<b>F.A. SI1</b>	0,1s < T <sub>0</sub> < 0,5s	<b>2.0</b>
<b>F.A. SI2</b>	0,5s < T <sub>0</sub> < 1,0s	<b>3.0</b>
<b>F.A. SI3</b>	1,0s < T <sub>0</sub> < 1,5s	<b>3.3</b>

#### 4.4 Fenomeno della liquefazione

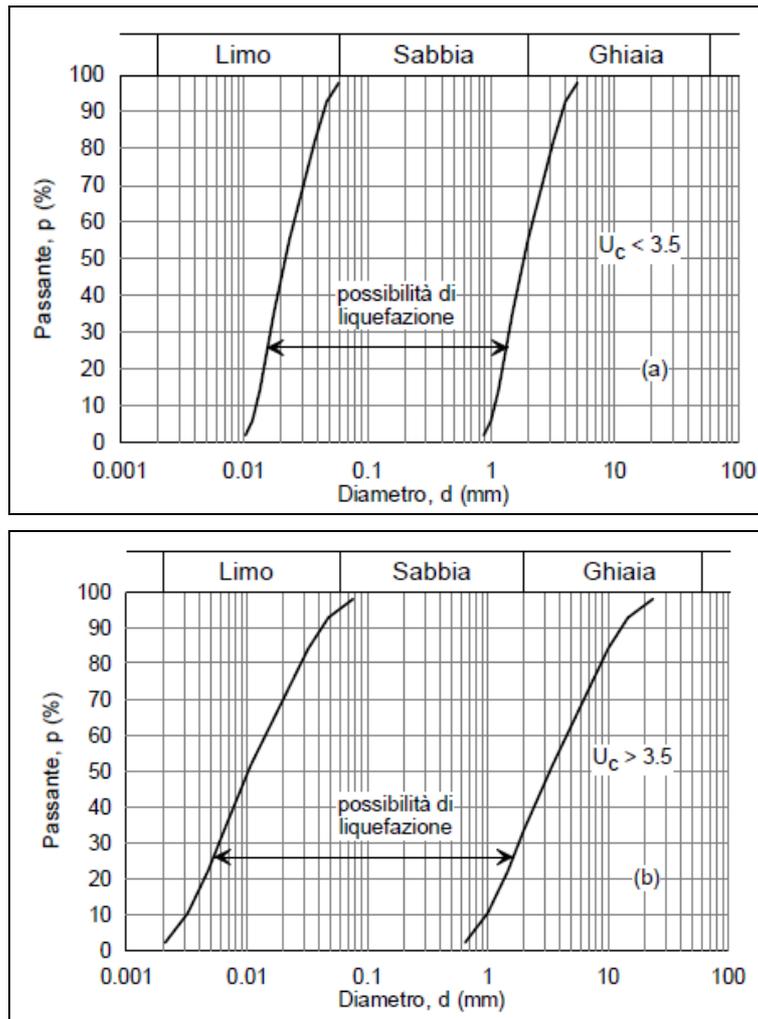
La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di  $N_{spt}$  inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 17/01/18 e riporta le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



**Fig. 18** – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

### 4.3 Analisi del rischio alla liquefazione

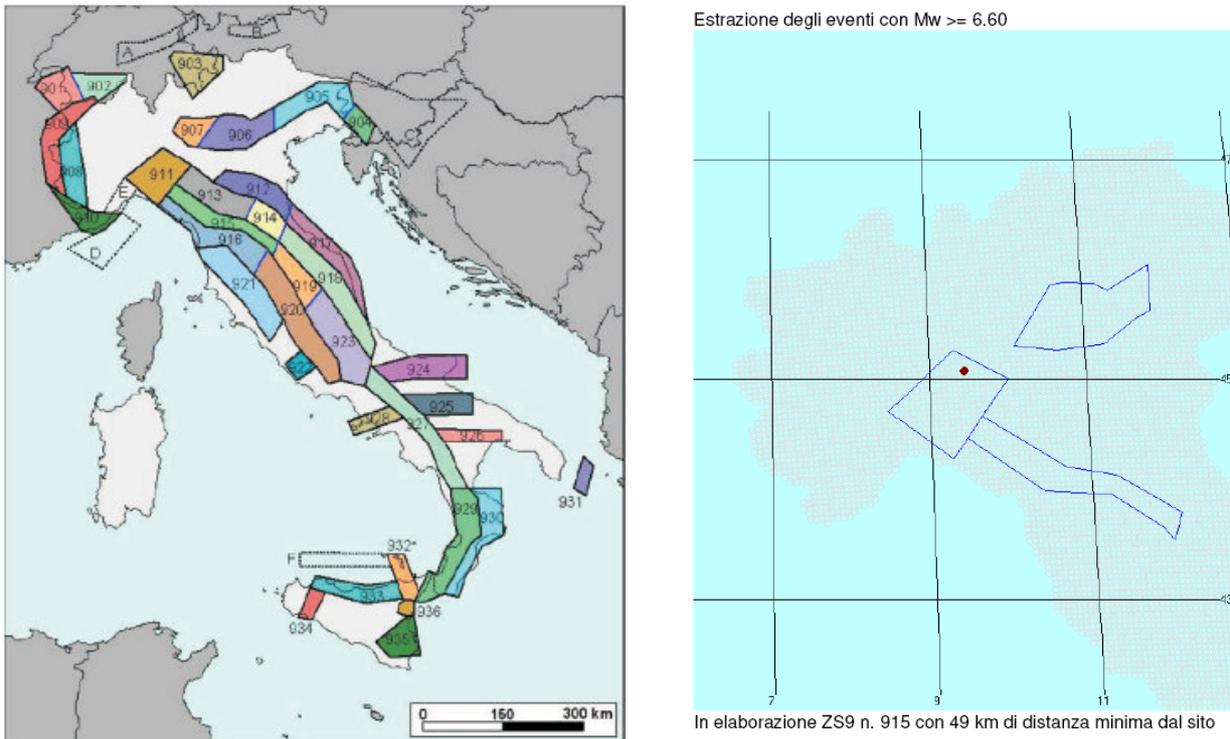
Il metodo semplificato utilizzato per la stima della liquefazione è Robertson e Wride (1997), che per il calcolo del CRR si avvale delle prove CPT, in particolare in corrispondenza della prova Cpt 1 spinta alla prof. max di 15,00 m dal p.c.

Il territorio comunale di Bentivoglio risulta ubicato nella macrozona emiliana denominata "Pianura 2" nella DGR Emilia-Romagna DGR 2193/2015-DGR 630/2019.

Come accelerazione massima al suolo (PGA) si sono utilizzate, per l'analisi del rischio alla liquefazione, le accelerazioni massime al bedrock definite dalla suddetta delibera per i singoli comuni, moltiplicati per il fattore di amplificazione FA definito nella medesima delibera in funzione della Vs30 locale.

Come magnitudo di riferimento si è adottata la Max (Massimo sisma credibile, principio di cautela) della zona sismogenetica ZS9 definita dall'INGV, all'interno della quale è ubicato il comune.

La distanza tra l'epicentro del sisma atteso e il sito in esame è stata assunta pari a zero, in quanto la sorgente dell'evento atteso è di competenza della zona nella quale è ubicato il sito



**Fig.19-20** – Zone sismogenetiche d'Italia ed ubicazione del sito nella zona sismogenetica

Pianura 2; accelerazione di riferimento al bedrock: 0.161 g; Vs30 MASW eseguita: 298 m/s; FA-PGA: 1.7; PGA free-field: 0.274 g; zona sismogenetica ZS9: n. 913 Appennino tosco-emiliano; magnitudo Mw 6.14

Si è adottato come soggiacenza della falda la quota di -2,20 m dal p.c.

## VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

### Metodo di Robertson e Wride (CPT)

#### Bentivoglio

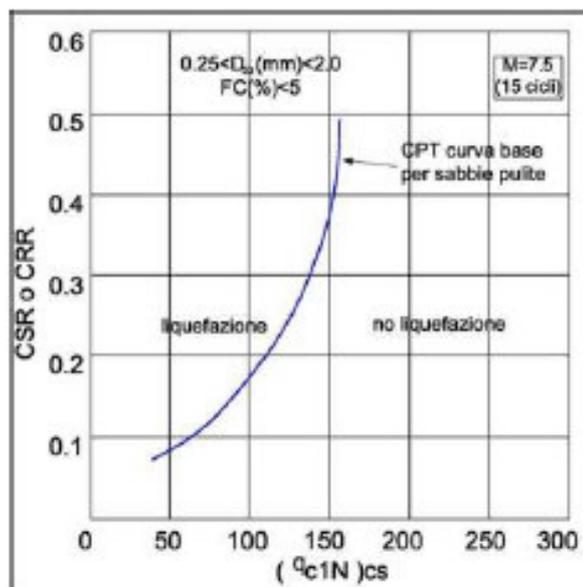
#### Modello stratigrafico

Strato	Descrizione	Spessore (m)	gamma umido (kN/m <sup>3</sup> )	gamma saturo (kN/m <sup>3</sup> )	Dr (%)	qc media (kPa)	fs media (kPa)	Validità
1		2.6	18.00	19.00	40	1341.0	43.0	SI
2		6.2	20.00	20.00	50	1729.0	114.0	SI
3		6.2	20.00	20.00	60	3000	141.0	SI

#### Parametri sismici di ingresso

Magnitudo di riferimento (M <sub>w</sub> )	6.14
Accelerazione massima (g)	0.27
Soggiacenza falda (m)	2.20
MSF (NCEER)	1.67

#### Risultati dell'elaborazione



Relazione tra CSR<sub>6.14</sub> e (qc1N)<sub>cs</sub> (semplificato da Youd et al., 2001)

Indice del potenziale di liquefazione (Iwasaki et al., 1978):

LPI = 0.00 - Potenziale di rottura molto basso (calcolato fino alla profondità di 15.00 m)

I risultati indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione, il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "Da Nulla a Molto Basso".

**Fig.21** - Risultati dell'elaborazione a liquefazione

## 5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Alla scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche reologiche dei terreni di fondazione delle strutture in progetto, sono state realizzate n.4 a prove penetrometriche statiche Cpt1-Cpt4 utilizzando un penetrometro statico/dinamico Pagani modello Emilia – TG 63-200 (200 kN) avente una spinta di infissione di 20 t (manicotto sup. 150 mm<sup>2</sup>, punta diam. 36 mm), un maglio di 73,0 Kg (volata 75 cm, angolo di apertura 60°), aste lunghe 1 metro.

La prova penetrometrica statica (CPT) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec., una serie di aste cilindriche con un cono alla base (punta meccanica Begemann) e misurarne continuamente o ad intervalli non superiori a 20 cm la resistenza alla penetrazione.

La resistenza viene misurata nel momento in cui manicotto e punta conica sono spinti verso il basso mentre gli altri elementi del penetrometro rimangono fermi.

- Resistenza alla punta conica  $q_c$ :

la resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura:

$$q_c = R_p$$

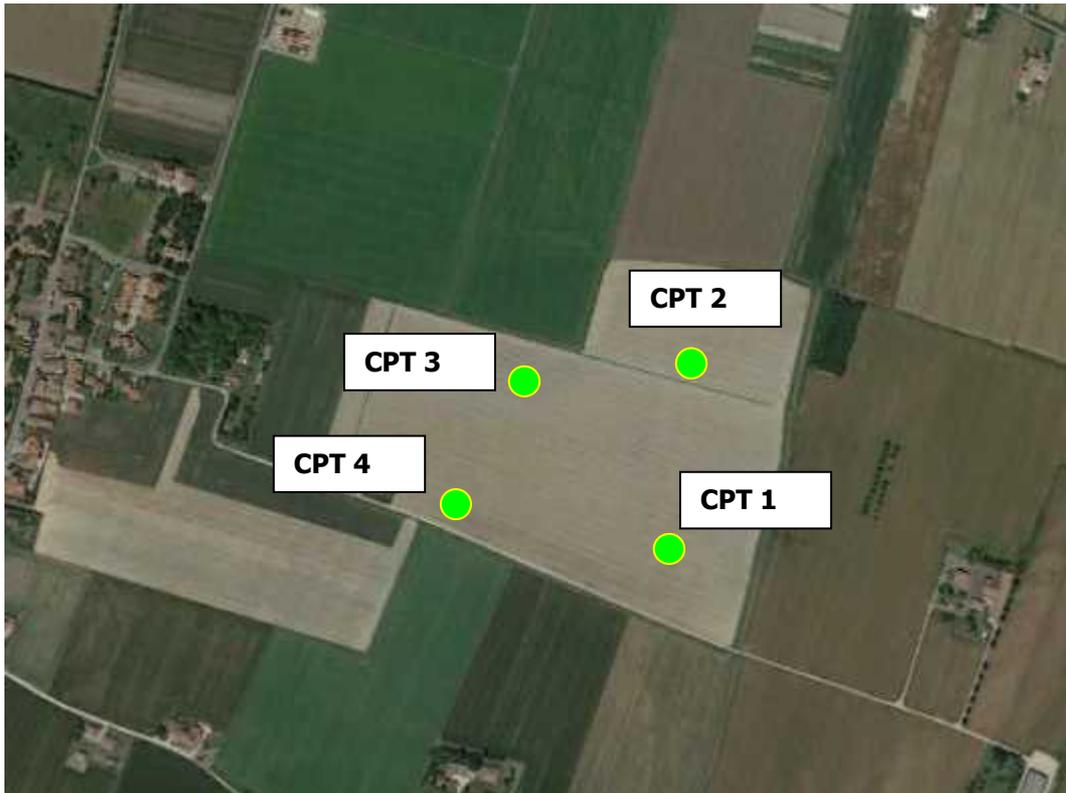
misurata in kg/cm<sup>2</sup>.

- Attrito laterale o locale  $f_s$ :

l'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo al valore di  $R_l$  (resistenza laterale letta sul display) il valore di  $R_p$ , diviso per la superficie laterale del manicotto ( $S_l$ ):

$$f_s = (R_l - R_p) / S_l$$

I dati di campagna ed i grafici della prova sono riportati in allegato 1.



**Fig.22** Ubicazione delle prove realizzate



**Fig.23a** –Prova statica CPT1



**Fig.23b** –Prova statica CPT2



**Fig.23c** –Prova statica CPT4

## 6. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

### Natura dei terreni

L'elaborazione dei dati desunti dalle prove penetrometriche statiche ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni investigati.

### Modello litostratigrafico

In particolare, è stato individuato al di sotto del terreno vegetale (0,40-0,60) fino alla profondità di 1,40 (Cpt 2-3)-1,80 (Cpt 4) e 2,40 m (Cpt 1) un **orizzonte B** da tenero a mediamente compatto costituito da limi argilloso sabbiosi ( $Q_c$  kg/cm $q$  = 9-28).

Dalla profondità di 1,40 (Cpt 2-3)-1,80 (Cpt 4) e 2,40 m (Cpt 1) m e fino alla profondità di 8,80 m, è stato individuato un **orizzonte C** costituito dalla argille limosa mediamente compatta ( $Q_c$  kg/cm $q$  = 8-51), seguito fino alla profondità di 15,0 m da limi argillosi compatti (**orizzonte D**  $Q_c$  kg/cm $q$  = 20-49).

Tale orizzonte risulta caratterizzato localmente da livelli sabbiosi limosi individuati in particolare dalla prof. di 8,80 m fino alla prof. di 9,80 m e da 12,40 m a 12,80 m in corrispondenza della prova Cpt 1 ( $Q_c$  kg/cm $q$  = 53-90).

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	$Q_c$ medio kg/cm $q$
da 0.00 a 0,40-0,60	Terreno vegetale	<b>orizzonte A</b>	
da 0,40÷0,60 a 1,40÷2,40	Limo argilloso sabbioso	<b>orizzonte B</b>	14
da 1,40÷2,40 a 8,80	Argilla limosa	<b>orizzonte C</b>	18
da 8,80 a 15,00	Limi argillosi con locali livelli sabbiosi limosi	<b>orizzonte D</b>	30

### **Modello geomeccanico di riferimento**

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura ed in particolare da: *Atti del corso di aggiornamento "Esplorazione geologico-tecnica" organizzato dalla Scuola d'Ingegneria del Canton Ticino e da "Fondazioni" di Joseph e. Bowles.*

**Peso dell'unità di volume  $\gamma$**  : è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come  $\gamma_{wet}$  (peso dell'unità di volume umido) e  $\gamma'$  (peso dell'unità di volume immerso).

**Densità relativa  $D_r$**  : è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione:  $D_r = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$

Dove  $((N1)_{60})$  si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

**Angolo di attrito  $\phi'$**  : l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

**Modulo di deformazione drenato  $E'$**  : indica la compressibilità del terreno; considerando i depositi incoerenti normalconsolidati si è assunto come valore di progetto quello ottenuto con la correlazione di D'apollonia et alii 1970.

**Modulo o rapporto di Poisson  $\mu$**  : costante elastica con valori compresi fra 0 e 5; sulla base delle indicazioni riportate in letteratura per terreni sabbioso ghiaiosi si può assumere un valore pari a 0,30/0,35.

<b>PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE</b>			
<b>Orizzonte A – Terreno vegetale</b>			
<b>Orizzonte B – Limo argilloso sabbioso</b>			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Consistenza			media
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	16.5-17.0
Peso di volume immerso	$\gamma_{wet}$	kN/m <sup>3</sup>	-
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	$\phi$	°	-
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	30 - 50
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico	E	KPa	-
Modulo edometrico	M	KPa	5000 - 6000
coefficiente di Poisson	$\mu$	KPa	0,35
<b>Orizzonte C – Argilla limosa</b>			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Consistenza			medio
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0-17.5
Peso di volume immerso	$\gamma_{wet}$	kN/m <sup>3</sup>	
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	$\phi$	°	
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	40 - 80
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo edometrico	M	KPa	7000 - 8000
coefficiente di Poisson	$\mu$	KPa	0,35
<b>Orizzonte D – Limo argilloso con locali livelli sabbioso limosi</b>			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Consistenza			medio
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18.0-18.5
Peso di volume immerso	$\gamma_{wet}$	kN/m <sup>3</sup>	
<i>PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	$\phi$	°	
Coesione efficace	C'	KPa	-
Coesione non drenata	Cu	KPa	50 - 110
<i>PARAMETRI ELASTICI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo edometrico	M	KPa	8000 - 9000
coefficiente di Poisson	$\mu$	KPa	0,35

## 7. SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m; tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

Si riportano di seguito gli articoli più significativi.

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
- *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*  
*DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.*

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni di scarpata si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (le scarpate non dovranno avere pendenze superiori a 45°). Questa soluzione potrà essere completata dalla formazione di gradoni utili alla diminuzione della pendenza e dell'altezza di fronti di scavo verticali molto estesi.

Al termine delle operazioni di scavo si dovranno adottare adeguate protezioni necessarie per prevenire eventuali fenomeni di dilavamento da parte delle acque piovane.

- utilizzo di opportune strutture di sostegno (paratie, berlinese di micropali, ecc)

## 8. TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il 22 agosto 2017 è entrato in vigore il DPR 13 giugno 2017, n. 120, ovvero il nuovo regolamento sulla "Disciplina semplificata delle terre e rocce da scavo", il quale abroga sia il DM n. 161/2012, che l'art. 184-bis, comma 2bis del TUA, nonché gli artt. 41, c.2 e 41-bis del DL n. 69/2013.

La nuova disciplina riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo sia come sottoprodotti sia come rifiuti con un ampliamento dei limiti quantitativi per il deposito temporaneo.

Il D.P.R. n. 120/2017 secondo quanto sancito nell'art. 1 disciplina:

- La gestione delle terre e rocce da scavo escluse dalla normativa sui rifiuti, limitatamente ad alcuni cantieri.
- La gestione delle terre e rocce da scavo riutilizzate come sottoprodotti in relazione a qualunque cantiere.
- La gestione delle terre e rocce da scavo per il deposito temporaneo delle stesse come rifiuti.

Assunto che per terre e rocce da scavo si intende il suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un'opera, e che la qualifica di sottoprodotti non viene meno se le terre sono frammiste a materiali il cui utilizzo è fisiologico in talune attività di scavo, vale a dire il calcestruzzo, la bentonite, il PVC, la vetroresina, le miscele cementizie e gli additivi per scavo meccanizzato.

L'art. 2 continua con altre definizioni fondamentali quali quella di sito: un'area o porzione di territorio geograficamente definita e perimetrata; di sito di produzione: il sito in cui le terre sono generate; e quella di opera: il risultato di un insieme di lavori che di per sé esplica una funzione economica o tecnica.

Restano espressamente estranei alla normativa i rifiuti da demolizione e il refluo in mare di cui all'art. 109, D.Lgs 152/2006 (art. 3).

All'art. 4 sono definiti i criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti. Il comma 3 dedicato ai materiali di riporto stabilisce che la presenza di quest'ultimi, non farà perdere la qualifica di sottoprodotti alle terre in cui la quantità massima di materiali di origine antropica corrisponda al 20% in peso. Le terre e rocce da scavo dovranno inoltre rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) e superare il test di cessione da condurre con il metodo di cui al D.M. 5/02/1998 da confrontare con le CSC per le acque sotterranee.

L'articolo 5 è dedicato al deposito intermedio. Esso potrà avvenire nel sito di produzione, in quello di destinazione o in altro sito a condizione che siano rispettati 5 requisiti:

- 1 Compatibilità di destinazione urbanistica tra sito di produzione e sito di deposito.
- 2 Preventiva indicazione di luogo e durata.
- 3 Durata non superiore al termine di validità del piano o della dichiarazione di utilizzo.
- 4 Separazione fisica e autonoma gestione rispetto ad altre terre, siano esse sottoprodotti considerati in altri piani o dichiarazioni, siano esse rifiuti.

5 Conformità al piano o alla dichiarazione e presenza di apposita segnaletica con tutte le informazioni del caso.

È possibile variare il sito di deposito intermedio purché vi sia un tempestivo aggiornamento del piano o della dichiarazione. In caso di sfioramento dei tempi, le terre temporaneamente depositate diverranno rifiuti.

Gli articoli da 8 a 19 normano le terre e rocce da scavo prodotti in cantieri oltre i 6.000 m<sup>3</sup> per opere sottoposte a VIA/AIA. In tali cantieri è necessario redigere il piano di utilizzo che deve essere conforme alle disposizioni previste nell'allegato 5 del decreto.

Gli art. 20-22 riguardano i cantieri fino ai 6.000 m<sup>3</sup> e in quelli oltre i 6.000 m<sup>3</sup> non sottoposti a VIA/AIA, dove la dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà assolve la funzione del piano di utilizzo. Essa va inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

L'art. 23 riguarda la disciplina del deposito temporaneo di terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 24 riguarda invece la possibilità di riutilizzare nel sito di produzione di terre e rocce da scavo escluse disciplina dei rifiuti.

Per potersi considerare escluse dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti le terre e rocce da scavo devono essere prive di contaminazione (art. 185 comma 1 lett. C del D.Lgs. 152/06).

Gli art. 25 e 26 riguardano rispettivamente le modalità e le cautele da attuare per condurre l'attività di scavo nei siti di bonifica già caratterizzati e il riutilizzo delle terre provenienti da un sito in bonifica all'interno dello stesso sito.

Gli ultimi cinque articoli (27-31) si riferiscono alle disposizioni intertemporali, transitorie e finali. In particolare il regime transitorio considera diverse situazioni:

- I piani e i progetti già approvati prima dell'entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente che dovrà essere applicata anche alle modifiche e agli aggiornamenti che possono intervenire dopo il 22 Agosto 2017.

- I progetti con procedura in corso alla data di entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente, tuttavia, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del D.P.R., è fatta salva la volontà di passare al nuovo regime presentando il piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o la dichiarazione di cui all'articolo 21.

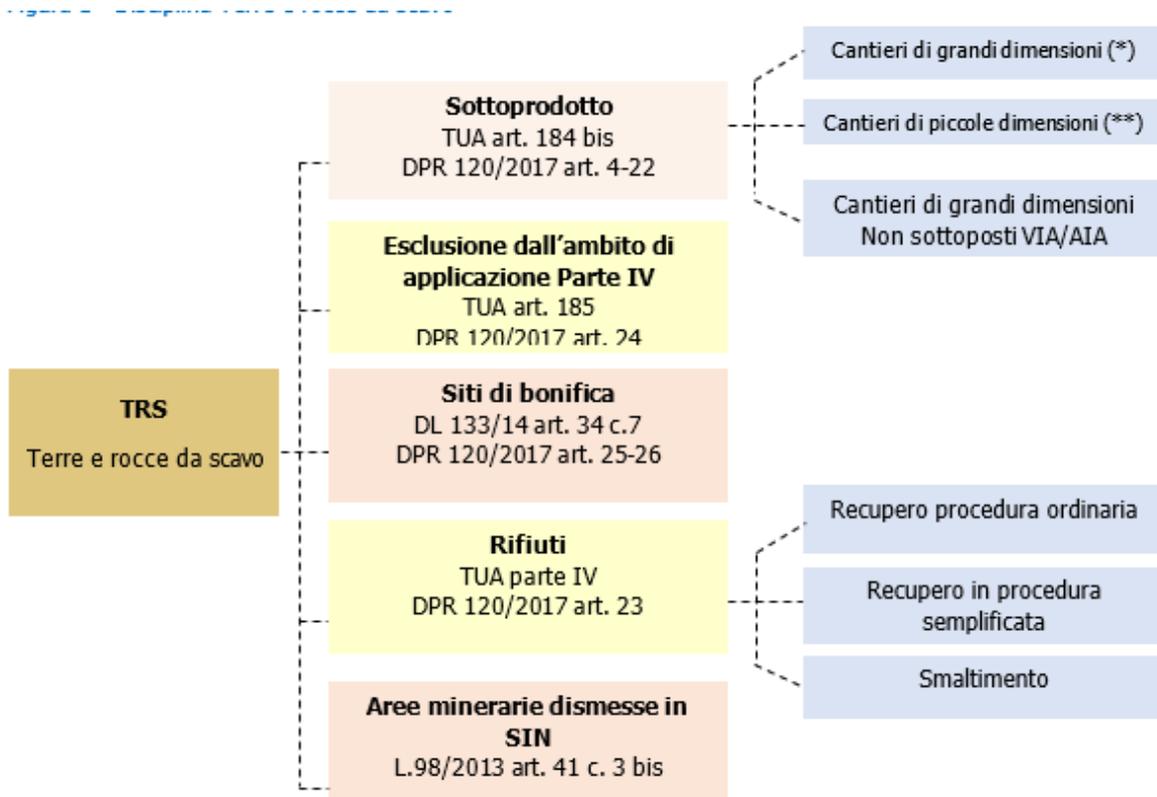
- In caso di riutilizzo nello stesso sito previsto in procedure di VIA già avviate nelle quali non sia intervenuto il provvedimento finale si applica, su richiesta del proponente, l'art. 24.

- In caso di riutilizzo nei siti di bonifica restano valide le autorizzazioni rilasciate in approvazione dei progetti di bonifica.

L'articolo 28 rimarca la necessità che gli enti di controllo competenti effettuino controlli, ispezioni e prelievi per verificare il rispetto di quanto previsto nei piani di utilizzo e di quanto espresso nelle

dichiarazioni di utilizzo e di avvenuto utilizzo. Il D.P.R. si chiude con l'art. 31 che sancisce le norme espressamente abrogate:

- D.M. n. 161/2012;
- L'art. 184/bis, comma 2bis, D.Lgs. 152/06;
- Gli artt. 41, comma 2 e 41bis, D.L. 69/13 convertito, con modificazioni, dalla legge n. 98/2013.



Per quanto riguarda le Terre e rocce da scavo il progetto prevede uno scavo per le opere previste (cabina di consegna, cabinati di trasformazione, cavidotto bacino di laminazione ) di circa 5722 mc di terreno.

Di questo materiale 1012 mc saranno riutilizzati in sito mentre l'eccedenza 4710 mc sarà gestita come terre e rocce da scavo

Nel corso delle attività necessarie alla realizzazione del presente progetto, è prevista la produzione terre e rocce da scavo pertanto, essendo la quantità inferiore a seimila metri cubi, in conformità al DPR 13 giugno 2017, n. 120, art. 2 lettera t), il cantiere si configura quale «cantiere di piccole dimensioni». La dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà, quindi, assolve la funzione del piano di utilizzo e sarà inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

La vicinanza delle aree di installazione impianto fotovoltaico e realizzazione elettrodotto ad arterie stradali rilevanti, riduce al minimo lo stoccaggio dei materiali. Gli scavi saranno eseguiti con normali macchine operatrici trasportate in loco a mezzo di autocarri. Il materiale di risulta risulterà proveniente



in larga parte da scavi di livellamento e regolarizzazione dei terreni. Parte del materiale saranno riutilizzati in sito. Al termine dei lavori si provvederà al ripristino della sede stradale (asfalto) laddove intaccato, mentre il materiale in eccedenza sarà caratterizzato e riutilizzato e/o destinato ad altro sito secondo quanto verrà definito ai sensi del DPR 13 giugno 2017, n. 120.

### **RIUTILIZZO IN SITO TERRE E ROCCE DA SCAVO**

Secondo le suddette indicazioni, le terre da scavo saranno riutilizzate in parte entro il cantiere che le ha generate (1012 mc<sup>9</sup> ed in parte (4710 mc) impiegate come terre e rocce da scavo in altri cantieri

Prima dell'inizio dei lavori, il proponente, anche tramite l'impresa esecutrice o, meglio, incaricando un tecnico qualificato:

1. effettua il campionamento dei terreni, nell'area interessata dai lavori, per la loro caratterizzazione al fine di accertarne la non contaminazione ai fini dell'utilizzo allo stato naturale;
2. trasmette dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà all'autorità competente e all'Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente, almeno 15 giorni prima dell'avvio dei lavori.

## 9. CONCLUSIONI

La presente relazione, richiesta a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo campo fotovoltaico comunale di Bentivoglio illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione dei manufatti in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di una indagine geognostica (prove penetrometriche Cpt 1-Cpt4) e di una indagine sismica (MASW) .

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

Secondo quanto riportato nella Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Bentivoglio ricade in classe sismica 3.

I parametri sismici identificativi del sito sono:

- ✓ il sottosuolo, a seguito della verifica di II livello, è da assumere in categoria C (Tab. 3.2.II delle NTC); Dall'analisi di II livello effettuata puntualmente per l'area di studio il valore di F.A. P.G.A.=1.7.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva :

	<b>PERIODO</b>	<b>VALORE</b>
<b>Fattore Amplificazione P.G.A.</b>		<b>1.7</b>
<b>F.A SA1</b>	0,1s < T <sub>0</sub> < 0,5s	<b>1.8</b>
<b>F.A SA2</b>	0,4s < T <sub>0</sub> < 0,8s	<b>2.7</b>
<b>F.A SA3</b>	0,7s < T <sub>0</sub> < 1,1s	<b>3.2</b>
<b>F.A SA4</b>	0,5s < T <sub>0</sub> < 1,5s	<b>3.1</b>
<b>F.A. SI1</b>	0,1s < T <sub>0</sub> < 0,5s	<b>2.0</b>
<b>F.A. SI2</b>	0,5s < T <sub>0</sub> < 1,0s	<b>3.0</b>
<b>F.A. SI3</b>	1,0s < T <sub>0</sub> < 1,5s	<b>3.3</b>

Dall'analisi della verifica al potenziale di liquefazione eseguita per la prova CPT profonda 15m , i risultati indicano che, per quanto attiene la suscettibilità alla liquefazione, il terreno in esame è da classificare "NON LIQUEFACIBILE" con rischio di liquefazione "Da Nullo a Molto Basso".

L'elaborazione dei dati, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da 4 orizzonti principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche è così definito:

### **Modello litostratigrafico**

<b>PROFONDITA' (m da p.c.)</b>	<b>MODELLO LITOSTRATIGRAFICO</b>	<b>MODELLO GEOMECCANICO</b>	<b>Qc medio kg/cm<sup>2</sup></b>
da 0,00 a 0,40-0,60	Terreno vegetale	<b>orizzonte A</b>	
da 0,40÷0,60 a 1,40÷2,40	Limo argilloso sabbioso	<b>orizzonte B</b>	14
da 1,40÷2,40 a 8,80	Argilla limosa	<b>orizzonte C</b>	18
da 8,80 a 15,00	Limi argillosi con locali livelli sabbioso limosi	<b>orizzonte D</b>	30

*Durante l'indagine eseguita in sito (08 marzo 2023) spinta fino alla profondità massima di 15,60 m (Cpt1) m, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale alla prof. di circa 2,20 m dal p.c.*

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità dell'area circostante, si raccomanda di:

- ✓ adottare una scrupolosa raccolta e regimazione delle acque di scolo superficiali, eliminando l'infiltrazione idrica entro il terreno d'imposta delle fondazioni;
- ✓ prevedere la realizzazione di un idoneo sistema di impermeabilizzazione di eventuali strutture interrato e/o seminterrate poiché potrebbero essere interessate da oscillazioni stagionali della falda freatica superficiale
- ✓ in considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno, si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti con fronte di scavo avente altezza superiore a 1,5 m, utilizzando opportune strutture di sostegno (scavo a campione, scavo tradizionale con pendenza adeguata).

Tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni adiacenti l'area oggetto d'intervento, inoltre l'opera di sostegno delle terre permetterà di poter lavorare nello scavo in assoluta sicurezza, come previsto come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

Per quanto riguarda le Terre e rocce da scavo il progetto prevede uno scavo per le opere previste (cabina di consegna, cabinati di trasformazione, cavidotto bacino di laminazione ) di circa 5722 mc di terreno. Di questo materiale 1012 mc saranno riutilizzati in sito mentre l'eccedenza 4710 mc sarà gestita come terre e rocce da scavo ai sensi del DPR 13 giugno 2017, n. 120.

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva sostituzione con cls magro e/o inerte compattato.

Aprile 2023

dott. geol. Gianluca Nascimbene

*Iscritto all'Ordine dei  
Geologi della Lombardia*



# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

**CPT 1**

- committente: STREAM

- data: 09/03/2023

- lavoro: Nuovo campo fotovoltaico

- quota inizio: p.c.

- località: Bentivoglio (BO)

- falda: 2.20 m

### Valori di resistenza

### Valori di resistenza

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	%
0,20					
0,40	8	12	8	0,3	3,33
0,60	11	14	11	0,2	1,82
0,80	11	20	11	0,6	5,45
1,00	14	18	14	0,3	1,90
1,20	28	32	28	0,3	0,95
1,40	15	24	15	0,6	4,00
1,60	12	18	12	0,4	3,33
1,80	10	20	10	0,7	6,67
2,00	15	23	15	0,5	3,56
2,20	9	18	9	0,6	6,67
2,40	10	14	10	0,3	2,67
2,60	18	25	18	0,5	2,59
2,80	14	32	14	1,2	8,57
3,00	14	28	14	0,9	6,67
3,20	18	29	18	0,7	4,07
3,40	20	36	20	1,1	5,33
3,60	25	47	25	1,5	5,87
3,80	22	55	22	2,2	10,00
4,00	25	52	25	1,8	7,20
4,20	15	34	15	1,3	8,44
4,40	8	20	8	0,8	10,00
4,60	12	16	12	0,3	2,22
4,80	15	26	15	0,7	4,89
5,00	12	26	12	0,9	7,78
5,20	12	26	12	0,9	7,78
5,40	15	27	15	0,8	5,33
5,60	16	28	16	0,8	5,00
5,80	20	39	20	1,3	6,33
6,00	20	40	20	1,3	6,67
6,20	25	44	25	1,3	5,07
6,40	21	40	21	1,3	6,03
6,60	18	43	18	1,7	9,26
6,80	15	30	15	1,0	6,67
7,00	14	26	14	0,8	5,71
7,20	18	41	18	1,5	8,52
7,40	22	40	22	1,2	5,45
7,60	22	44	22	1,5	6,67
7,80	24	48	24	1,6	6,67
8,00	22	41	22	1,3	5,76
8,20	8	22	8	0,9	11,67
8,40	10	23	10	0,9	8,67
8,60	12	20	12	0,5	4,44
8,80	22	41	22	1,3	5,76
9,00	53	106	53	3,5	6,67
9,20	100	135	100	2,3	2,33
9,40	88	101	88	0,9	0,98
9,60	91	131	91	2,7	2,93
9,80	90	110	90	1,3	1,48
10,00	23	64	23	2,7	11,88

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	%
10,20	26	43	26	1,1	4,36
10,40	23	48	23	1,7	7,25
10,60	22	45	22	1,5	6,97
10,80	28	46	28	1,2	4,29
11,00	20	40	20	1,3	6,67
11,20	22	44	22	1,5	6,67
11,40	36	51	36	1,0	2,78
11,60	26	50	26	1,6	6,15
11,80	20	43	20	1,5	7,67
12,00	24	43	24	1,3	5,28
12,20	28	50	28	1,5	5,24
12,40	26	51	26	1,7	6,41
12,60	49	60	49	0,7	1,50
12,80	36	51	36	1,0	2,78
13,00	30	55	30	1,7	5,56
13,20	32	54	32	1,5	4,58
13,40	28	49	28	1,4	5,00
13,60	32	58	32	1,7	5,42
13,80	44	64	44	1,3	3,03
14,00	33	56	33	1,5	4,65
14,20	30	52	30	1,5	4,89
14,40	28	46	28	1,2	4,29
14,60	32	58	32	1,7	5,42
14,80	39	62	39	1,5	3,93
15,00	28	52	28	1,6	5,71

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s  
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

# PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 2

- committente:STREAM

- data: 09/03/2023

- lavoro: Nuovo campo fotovoltaico

- quota inizio: p.c.

- località: Bentivoglio (BO)

- falda:

## Valori di resistenza

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	%
0,20					
0,40	5	7	5	0,1	2,67
0,60	12	18	12	0,4	3,33
0,80	14	25	14	0,7	5,24
1,00	10	15	10	0,3	3,33
1,20	15	24	15	0,6	4,00
1,40	23	32	23	0,6	2,61
1,60	31	43	31	0,8	2,58
1,80	44	65	44	1,4	3,18
2,00	51	89	51	2,5	4,97
2,20	50	78	50	1,9	3,73
2,40	49	85	49	2,4	4,90
2,60	41	94	41	3,5	8,62
2,80	30	64	30	2,3	7,56
3,00	15	48	15	2,2	14,67
3,20	19	41	19	1,5	7,72
3,40	23	41	23	1,2	5,22
3,60	30	56	30	1,7	5,78
3,80	28	64	28	2,4	8,57
4,00	32	66	32	2,3	7,08
4,20	32	63	32	2,1	6,46
4,40	14	42	14	1,9	13,33
4,60	8	22	8	0,9	11,67
4,80	15	26	15	0,7	4,89
5,00	14	41	14	1,8	12,86
5,20	15	30	15	1,0	6,67
5,40	20	41	20	1,4	7,00

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s

Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA  
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

**CPT 3**

- committente:STREAM

- data: 09/03/2023

- lavoro: Nuovo campo fotovoltaico

- quota inizio: p.c.

- località: Bentivoglio (BO)

- falda:

**Valori di resistenza**

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	%
0,20					
0,40	5	7	5	0,1	2,67
0,60	24	30	24	0,4	1,67
0,80	9	18	9	0,6	6,67
1,00	9	18	9	0,6	6,67
1,20	10	19	10	0,6	6,00
1,40	15	26	15	0,7	4,89
1,60	35	48	35	0,9	2,48
1,80	32	69	32	2,5	7,71
2,00	25	51	25	1,7	6,93
2,20	25	50	25	1,7	6,67
2,40	26	42	26	1,1	4,10
2,60	26	60	26	2,3	8,72
2,80	25	78	25	3,5	14,13
3,00	20	60	20	2,7	13,33
3,20	21	50	21	1,9	9,21
3,40	22	47	22	1,7	7,58
3,60	26	55	26	1,9	7,44
3,80	24	52	24	1,9	7,78
4,00	26	48	26	1,5	5,64
4,20	30	60	30	2,0	6,67
4,40	28	62	28	2,3	8,10
4,60	14	26	14	0,8	5,71

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s

Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA  
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

**CPT 4**

- committente:STREAM

- data: 09/03/2023

- lavoro: Nuovo campo fotovoltaico

- quota inizio: p.c.

- località: Bentivoglio (BO)

- falda:

**Valori di resistenza**

Prof.	LP	LL	RP=qc	RL=fs	Rf=fs/qc
m	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	%
0,20					
0,40	6	8	6	0,1	2,22
0,60	9	11	9	0,1	1,48
0,80	10	20	10	0,7	6,67
1,00	12	20	12	0,5	4,44
1,20	14	25	14	0,7	5,24
1,40	14	26	14	0,8	5,71
1,60	14	30	14	1,1	7,62
1,80	14	32	14	1,2	8,57
2,00	18	40	18	1,5	8,15
2,20	23	46	23	1,5	6,67
2,40	23	54	23	2,1	8,99
2,60	18	53	18	2,3	12,96
2,80	15	46	15	2,1	13,78
3,00	15	40	15	1,7	11,11
3,20	20	42	20	1,5	7,33
3,40	23	46	23	1,5	6,67
3,60	28	54	28	1,7	6,19
3,80	29	58	29	1,9	6,67
4,00	27	56	27	1,9	7,16
4,20	24	52	24	1,9	7,78
4,40	20	52	20	2,1	10,67
4,60	18	34	18	1,1	5,93
4,80	16	32	16	1,1	6,67
5,00	18	30	18	0,8	4,44
5,20	15	25	15	0,7	4,44
5,40	15	30	15	1,0	6,67
5,60	20	40	20	1,3	6,67

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s  
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> - apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)