



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381

web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it - pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all'  Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

SISTEMA IRRIGUO VALLE PEGA

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

Provincia di Ferrara

Comuni di Comacchio e Ostellato

Recupero, adeguamento e miglioramento funzionale del sistema irriguo di Valle Pega

RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE INQUADRAMENTO GENERALE - AUTORIZZAZIONI

Elaborato:

**INDAGINI GEOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE
E DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA**
Relazione generale

Codifica:

1.4.1

**Progetto generale e
integrazione delle prestazioni
specialistiche:**

Dott. Ing. Marco Volpin



Progetto rete di distribuzione:



Dott. Ing. Emiliano Corsi

**Progetto opere
elettromeccaniche:**



Società di ingegneria

Per. Ind. Deris Ortali

Progetto impianti elettrici:



Per. Ind. Andrea Angelini

Data:

28.06.2021

**Il Responsabile
del Procedimento**

Geom. Marco Ardizzoni

Indagini geologiche:



Dott. Geol. Antonio Mucchi

Coordinamento sicurezza:



Dott. Ing. Livia Burini

Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data
A	Emissione	Mucchi A.	Mucchi A.	Mucchi A.	Aprile 2021
B					
C					

LABORATORIO GOTECNICO Dr. ANTONIO MUCCHI
mucchilab@tin.it - www.mucchilab.it
 Autorizzazione del Ministero Infrastrutture e Trasporti
 Per prove di laboratorio sui terreni – ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/01
 Via Alberto Ascari, 8 – 44019 Gualdo di Voghiera (FE)
 Tel. 0532/ 815681



LABORATORIO PROVE MATERIALI
 Aut. Min. ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01
 Terre - Inerti - Riciclati - Asfalti
www.mucchilab.it - Tel. 0532.815681 Gualdo (FE)

COMMITTENTE : CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
CANTIERE : Valle Pega – Comacchio (FE)
PROGETTO : Recupero, adeguamento e miglioramento funzionale del sistema irriguo di Valle Pega

RELAZIONE GENERALE

Dott. Geol. Antonio Mucchi	Dott. Ing. Valentina Mucchi Dott. Ing.
	
Ferrara, 21/07/2020 Prot. 935 / 2020	

SOMMARIO

Ferrara, 21/07/2020	1
1 CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DELL'AREA DELLA VALLE PEGA	3
2 GEOLOGIA DELL'AREA	4
3 PROGETTO DI INTERVENTO	4
4 PIANO INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
5 ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO	7
6 MODELLAZIONE GEOTECNICA TERRENI SUPERFICIALI DIRETTAMENTE INTERESSATI DALLE OPERE DI PROGETTO	17
7 CONSIDERAZIONI IDROGEOLOGICHE	21
8 INDAGINE SISMICA	25
8.1 METODOLOGIA TROMOGRAFICA	25
8.2 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA	28
8.3 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	29
8.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	30
8.5 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	39
9 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI	44
10 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL	54
10.1 INTRODUZIONE, PROCEDURA DI CALCOLO	54
10.2 ELABORAZIONE	62

ALLEGATO A – STRATIGRAFIE LINEE DI DISTRIBUZIONE

ALLEGATO B – RAPPORTI DI PROVA CPT (n.25)

ALLEGATO C – STRATIGRAFIE SONDAGGI (n.10)

ALLEGATO D – RAPPORTI DI PROVA CPTU (n.10)

ALLEGATO E – RAPPORTI DI PROVA ANALISI DI LABORATORIO

ALLEGATO F – ELABORAZIONI TROMOGRAFICHE

ALLEGATO G – CALCOLO IL E CEDIMENTI POST SISMICI

ALLEGATO H – RELAZIONE GEOLOGICA

PREMESSA

Su incarico del Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara, è stata eseguita una indagine geologica finalizzata a definire le caratteristiche geotecniche e sismiche del complesso di Valle Pega in Comune di Comacchio, interessata da un intervento di recupero, adeguamento e miglioramento funzionale del suo sistema irriguo.

1 CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA DELL'AREA DELLA VALLE PEGA

L'attuale assetto della Valle Pega (riportata alla seguente immagine: unione di stralci dei Fogli C.T.R. 205 SE e SO ,alla scala 1: 25 000) deriva dalle imponenti opere di bonifica conclusesi negli anni '50 dello scorso secolo e rappresenta la porzione più orientale della grande Bonifica del Mezzano. Valle Pega è delimitata ad Est dalla Valle Campo e Fattibello e dalla Valle Lido di Magnavacca, a Sud dalla Valle Fossa di Porto e dalla Bonifica del Mantello, a Ovest dalla Bonifica del Mezzano ed a Nord dal Canale Navigabile Migliarino-Porto Garibaldi e dall'abitato di Comacchio. La Valle ha una estensione di circa 2 700 Ha e larga parte del suo territorio è posta sotto il livello del medio mare. Si riscontrano profondità sino a -4,00 m circa dal l.m.m.

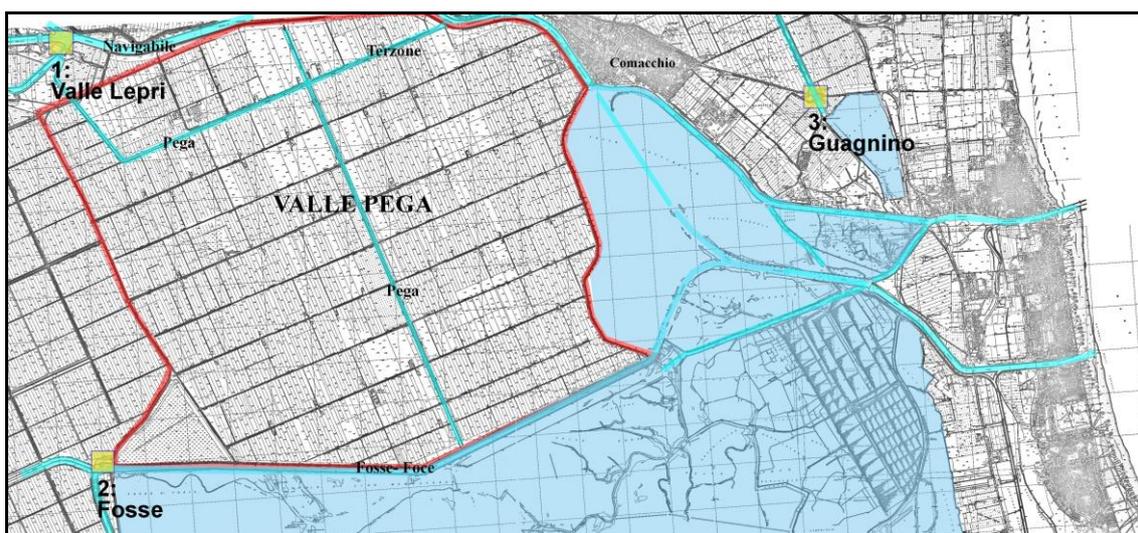


FIGURA - Ubicazione area in esame su base cartografica C.T.R. alla scala 1: 25 000. Scala libera. Si è riportato il corso del Navigabile a Nord e del Canale Fosse- Foce a Sud. Si sono riportate le superfici delle valli residue (attuali) e le ubicazioni delle tre idrovore (di cui si dirà più oltre in relazione) che regolano lo sgrondo delle acque della Valle Pega. Si sono altresì riportati i due maggiori canali di scolo presenti in Valle Pega: il Canale Collettore Pega ad andamento a L rovesciata e sostanzialmente meridiano (Nord- Sud o viceversa) ed il Canale Secondario Terzone.

2 GEOLOGIA DELL'AREA

Per quanto riguarda la geologia generale del complesso di Valle Pega (inquadramento geologico, geomorfologia, idrogeologia, inquadramento sismico) è già stata redatta in data 29/09/2016 dallo scrivente una relazione geologica generale dell'area che viene riportata in allegato (**ALLEGATO H**).

3 PROGETTO DI INTERVENTO

Gli interventi previsti da progetto possono ricondursi ai seguenti punti:

- Rifacimento delle canalette di adduzione, denominate adduttore Pega Est e adduttore Pega Ovest
- Potenziamento degli impianti irrigui, mantenendo la dislocazione attuale in 10 cabine
- Smantellamento delle attuali condotte in pressione costituite da cemento/amianto
- Realizzazione delle nuove condotte di distribuzione irrigua in adiacenza alle strade

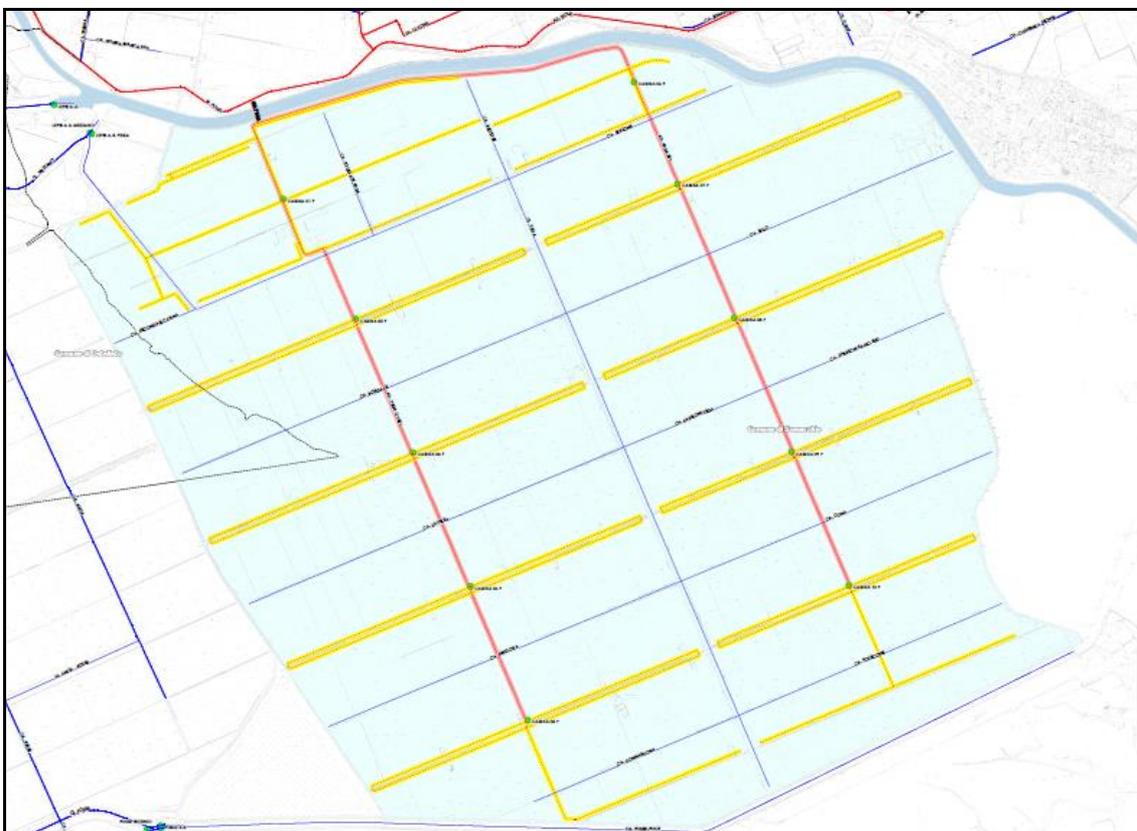


FIGURA - Sistemazione di distribuzione irrigua di progetto Valle Pega

LEGENDA

- Limiti Amministrativi
- ▭ Distretto Irriguo Valle Pega
- Rete Irrigua Consorziale
- Rete di Scolo Consorziale
- ▭ Fiumi
- Cabine pluviourigie
- ▭ Adeguamento Adduttori Est ed Ovest previsto dal progetto
- Nuove linee di distribuzione irrigua previste dal progetto

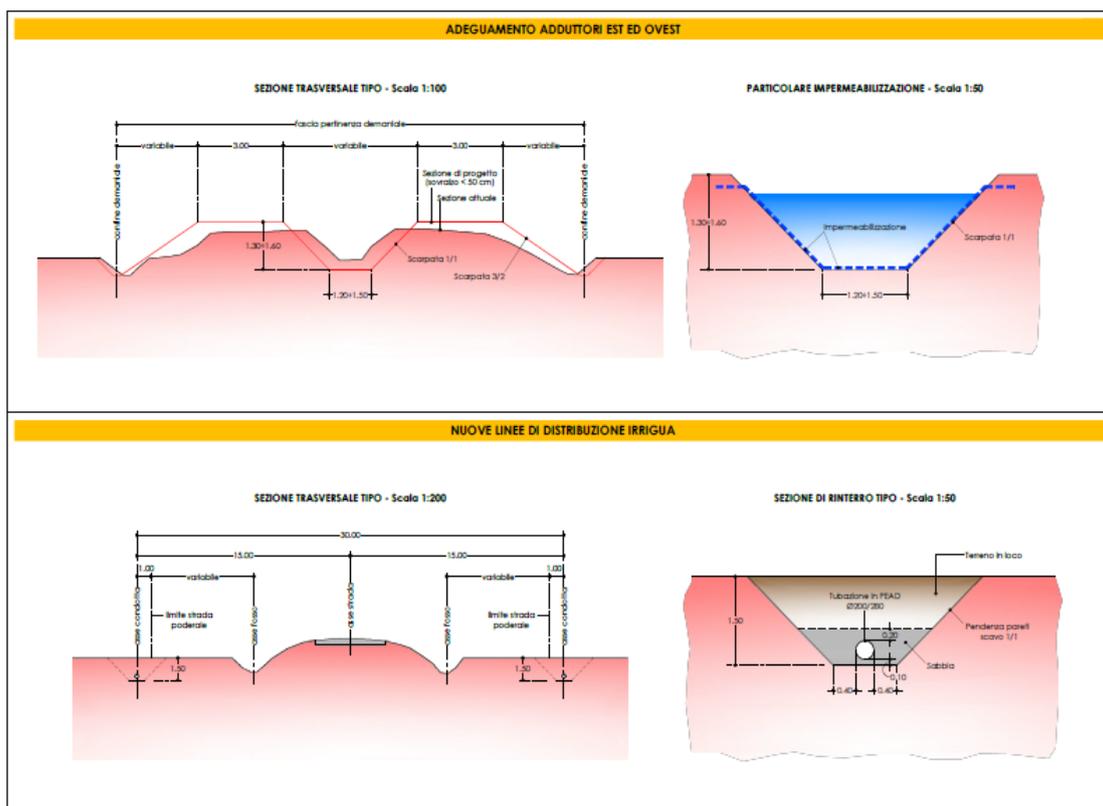


FIGURA - Sezioni trasversali adeguamento adduttori e nuove linee di distribuzione irrigue

4 PIANO INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il piano di indagini programmato viene di seguito riportato:

- n° 25 prove penetrometriche meccaniche CPT spinte fino alla prof. di mt. 7.0 dal p.c.
- n° 10 prove penetrometriche a punta elettrica CPTU spinte fino alla prof. di mt. 20 dal p.c.
- n° 10 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla prof. di mt. 5 dal p.c.
- rilievo falda freatica nei punti di indagine
- prelievo di n° 36 campioni
- analisi geotecniche di laboratorio
- esecuzione di n° 8 rilievi tomografici H/V per stima onde Vs30 e studio RSL
- ricerca bibliografica e consultazione indagini geognostiche precedentemente eseguite in Valle Pega.

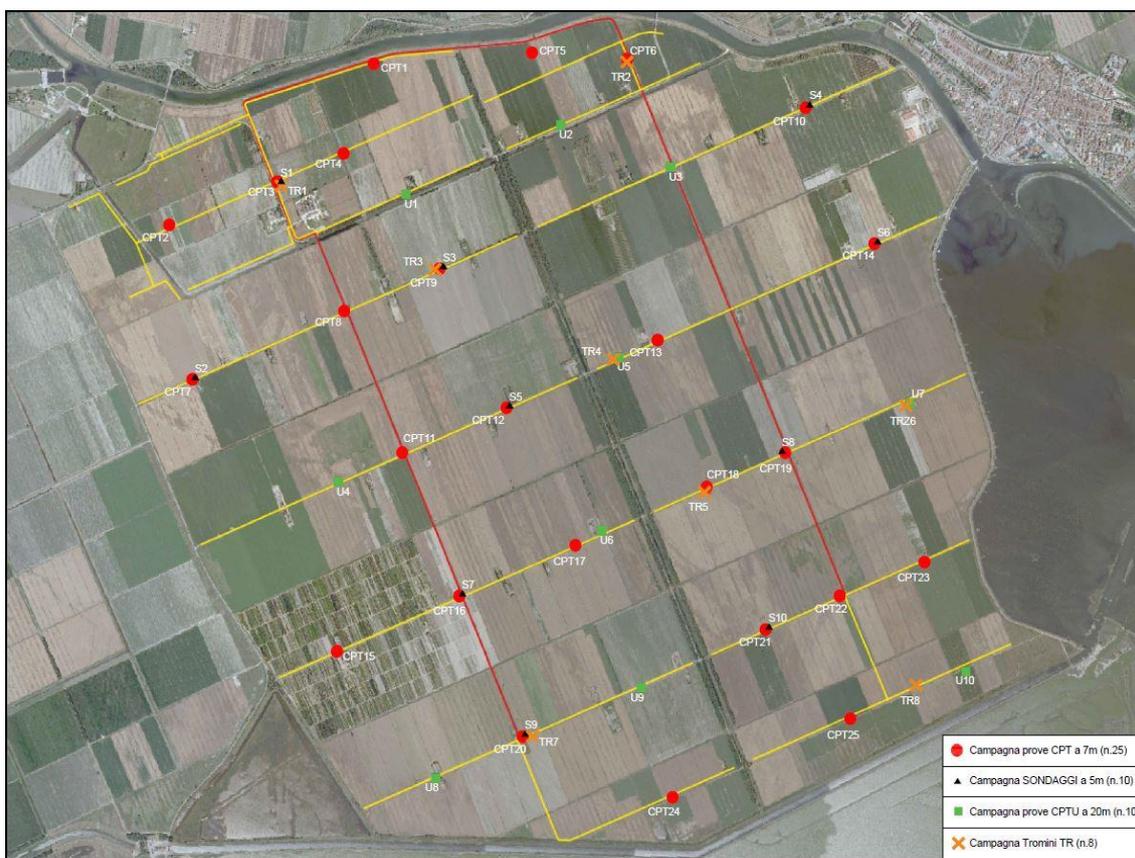


FIGURA – Ubicazione indagini geognostiche

I rapporti di prova relativi alle prove penetrometriche statiche CPT, prove penetrometriche statiche CPTU e stratigrafie dei sondaggi eseguiti sono rispettivamente riportate nell' **ALLEGATO B**, **ALLEGATO D** e **ALLEGATO C**, allegati alla presente relazione

5 ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO

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

- contenuti d'acqua (ASTM D 2216)
- Pesi dell'unità di volume (ASTM D 2937)
- limiti di Atterberg (ASTM D 4318)
- Granulometrie per sedimentazione (ASTM D 422 – Racc. AGI 1994)
- Granulometrie per setacciatura a umido (UNI EN 933-1-2)
- prove di permeabilità (DIN 18130)
- prove triassiale non consolidata non drenata U.U. (Racc. AGI 1994)
- prova di taglio diretto (Racc. AGI 1994)

I campioni sono stati prelevati nei primi 5 metri di profondità, i quali saranno principalmente interessati dalle opere di progetto (scavi e posa condotte irrigue). I rapporti di prova delle analisi di laboratorio eseguite sono riportati nell'**ALLEGATO E** alla presente relazione.

Nella tabella di seguito vengono riassunti i parametri geotecnici ottenuti dalle analisi di laboratorio:

- W [%], contenuto d'acqua naturale;
- γ [kN/m³] peso unità di volume;
- L.L [%], limite liquido;
- L.P [%], limite plastico;
- IC, indice di consistenza;
- S [%], percentuale di sabbia;
- L [%], percentuale di limo;
- A [%], percentuale di argilla;

- K [cm/sec], permeabilità;
- φ °, angolo di attrito
- CU [kPa], coesione non drenata
- IA, indice di attività;
- Potenzialmente liquefacibile.

Sond.	Camp.	Prof. [m]	Litologia	W [%]	Y [kN/m ³]	L.L [%]	L.P [%]	IC	S [%]	L [%]	A [%]	K [cm/sec]	φ	CU [kPa]	IA	Pot. liq
S1	C1	1.3	Sabbia	26	16.53	*	*	*	96	4	*	4.11*E-06	30	*	*	SI
	C2	2.5	Sabbia	22.5	17.82	*	*	*	94	6	*	5.62*E-06	32	*	*	SI
	C3	3.5	Sabbia	24.4	19.7	*	*	*	88	12	*	*	*	*	*	SI
	C4	4.3	Sabbia	23.6	18.54	*	*	*	90	10	*	*	*	*	*	SI
	C5	4.8	Sabbia	27.1	18.15	*	*	*	90	10	*	*	*	*	*	SI
S2	C1	1.3	Limo argilloso	22.2	18.48	53	24	1.06	6	74	20	3.75*E-08	21	60.68	1.45	NO
	C2	2.3	Alternanza di argille e limi argillosi	26.8	18.29	52	22	0.85	6	77	17	2.91*E-08	23	42.29	1.76	NO
	C3	3.5	Alternanza di argille e limi argillosi	37.1	18.25	*	*	*	4	72	24	*	*	*	*	NO
	C4	4.5	Sabbia	24.3	18.77	*	*	*	87	13	*	*	*	*	*	SI
S3	C1	0.8-1.0	Sabbia	4.8	12.65	*	*	*	96	4	*	*	*	*	*	SI
	C2	1.5-1.8	Sabbia	15.8	14.58	*	*	*	96	4	*	3.66*E-06	30	*	*	SI
	C3	3.5-3.8	Sabbia fine	20.8	17.70	*	*	*	84	16	*	4.03*E-06	31	*	*	SI
	C4	4.5	Sabbia fine	21.8	18.15	*	*	*	85	15	*	*	*	*	*	SI

S4	C1	1.50-2.00	Argilla organica	29.8	18.62	54	23	0.78	8	60	32	4.73*E-08	22	72.05	0.97	NO
	C2	2.30-2.80	Argilla limosa	31	18.83	52	23	0.72	8	57	35	3.90*E-08	23	43.43	0.83	NO
	C3	3.00-3.30	Sabbia	17.4	17.70	*	*	*	85	15	*	*	*	*	*	SI
	C4	4.50-4.80	Sabbia	17.3	16.78	*	*	*	92	8	*	*	*	*	*	SI
S5	C1	1.00-1.50	Sabbia	19.4	19.87	*	*	*	88	12	*	4.30*E-06	32	*	*	SI
	C2	2.50-3.00	Sabbia	16.3	19.85	*	*	*	98	2	*	4.39*E-06	32	*	*	SI
	C3	4.30-4.70	Sabbia	19.6	19.75	*	*	*	84	16	*	5.91*E-06	36	*	*	SI
S6	C1	0.70-1.00	Argilla limosa	26.9	19.31	46	21	0.77	8	57	35	*	*	*	0.71	NO
	C2	1.50-1.80	Argilla	71.5	19.24	51	25	0	8	56	36	3.90*E-08	26	45.77	0.72	NO
	C3	2.20-2.40	Argilla	17.1	19.29	53	23	1.21	4	48	48	2.52*E-08	*	52.67	0.63	NO
	C4	3.50-7	Sabbia	11.4	19.92	*	*	*	91	9	*	*	*	*	*	SI
S7	C1	1.20-1.60	Argilla	14.3	19.73	52	22	1.25	4	65	31	8.33*E-08	26	56	0.97	NO
	C2	2.60-3.00	Sabbia	24.4	19.13	*	*	*	93	7	*	4.54*E-06	30	*	*	SI
	C3	3.50	Sabbia	11.6	19.13	*	*	*	93	7	*	*	*	*	*	SI
S8	C1	1.10-1.40	Sabbia	18.6	18.87	*	*	*	92	8	*	7.12*E-06	31	*	*	SI
	C2	2.50-3.00	Sabbia	28.8	19.10	*	*	*	90	10	*	4.38*E-06	33	*	*	SI
	C3	3.50-4.00	Sabbia	11.7	19.01	*	*	*	93	7	*	*	*	*	*	SI

S9	C1	1.60-2.00	Argilla debolmente limosa	17.1	19.44	52	23	1.2	8	52	40	*	*	53.68	0.72	NO
	C2	2.70-3.00	Argilla limosa	17.5	18.76	47	25	1.32	8	58	34	*	*	47.92	0.65	NO
	C3	3.30-3.40	Argilla limosa	4.4	19.83	51	23	1.67	10	62	28	*	*	*	1	NO
S10	C1	1.20-1.40	Argilla	21.6	17.71	51	22	1.03	6	52	42	*	*	57.94	0.69	NO
	C2	2.50-3.00	Sabbia	8	18.11	*	*	*	90	10	*	3.64*E-06	32	*	*	SI
	C3	3.50-3.80	Sabbia	18.4	18.24	*	*	*	90	10	*	*	*	*	*	SI

TABELLA – Tabella riassuntiva risultati analisi di laboratorio

Terreni incoerenti

I terreni incoerenti sono costituiti prevalentemente da sabbie fini aventi mediamente un passante allo 0.063 mm pari al 10%, materiale limoso non plastico.

I valori di angolo di attrito dei terreni incoerenti sono compresi fra 30° e 36° con valore medio pari a 31.5°.

Le prove di permeabilità eseguite con permeametro a carico variabile hanno fornito valori compresi fra 3.64*E-06 cm/sec e 7.12*E06 cm/sec, con valore medio di 4.7*E-06 cm/sec (**4.7*E-08 m/sec**).

k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
<i>Grado di permeabilità</i>	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
<i>Drenaggio</i>	buono					povero			praticamente impermeabile			
<i>Tipo di terreno</i>	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

TABELLA – Tabella 3.1 “Elementi di geotecnica” – Pietro Colombo, Francesco Colleselli

I valori di permeabilità ottenuti sono valori di permeabilità tipici riscontrati normalmente nelle sabbie fini e sabbie limose mediamente addensate (come riportato in tabella).

Le sabbie sono risultate essere tutte potenzialmente liquefacibili in quanto rientranti nei fusi LIQUEFACIBILI AGI 2005 ($UC > 3.5$).

Di seguito si riporta un estratto della D.G.R 630/2019 (Regione Emilia Romagna) in cui vengono evidenziate i casi in cui è possibile escludere fenomeni di liquefazione.

1. CASI IN CUI SI PUÒ ESCLUDERE CHE SI VERIFICHINO FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni¹⁵:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.1g;
3. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine¹⁶, FC , superiore al 20%, con indice di plasticità $PI > 10$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$

dove $(N_1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione: $(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N$ in cui il coefficiente C_N è ricavabile

dall'espressione $C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$ essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_v la pressione efficace verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 1 (a) nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1 (b) per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna¹⁷.

Facendo riferimento al punto 4 sopra menzionato, vengono riportati di seguito i fusi LIQUEFACIBILI AGI 2005 e le curve granulometriche ottenute per ogni campione di sabbia analizzato (divisi per sondaggi). I fusi granulometrici dei campioni di sabbia analizzati rientrano all'interno dei fusi di potenziale liquefazione:

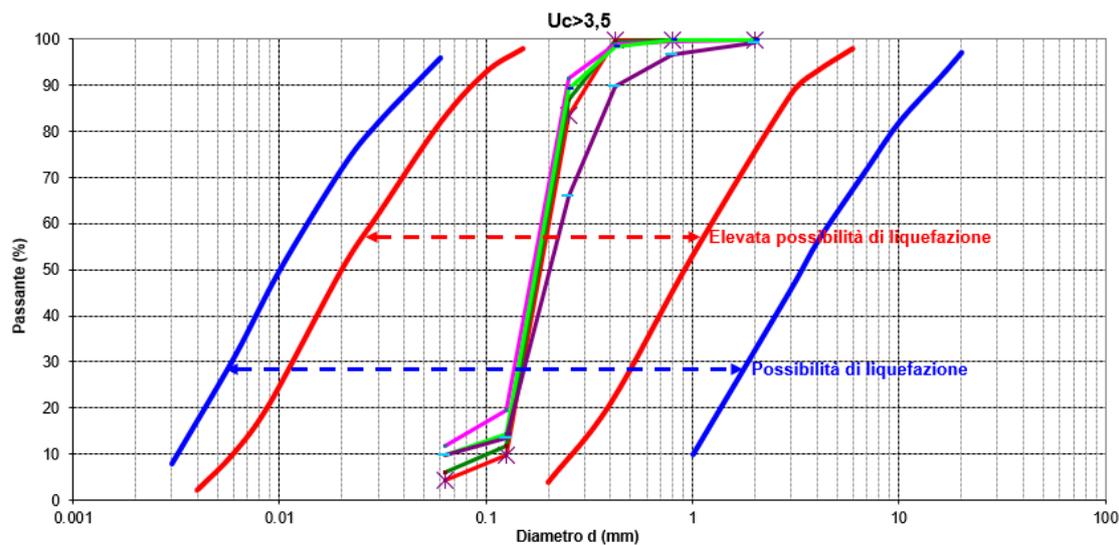


GRAFICO- Grafico fusi granulometrici campioni S1C1, S1C2, S1C3, S1C4, S1C5 -
SONDAGGIO n.1

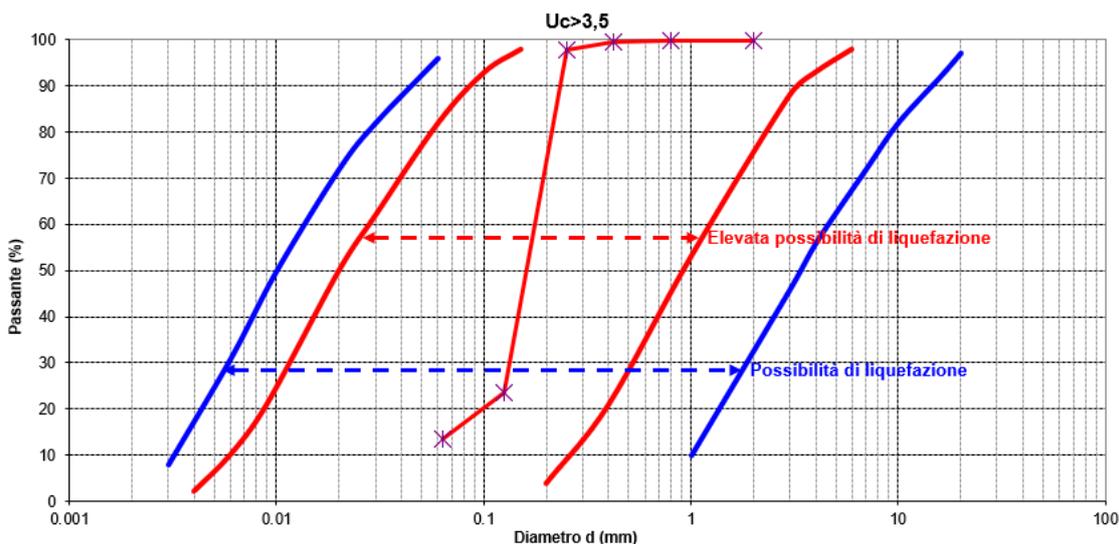


GRAFICO- Grafico fuso granulometrico campione S2C4 - SONDAGGIO n.2

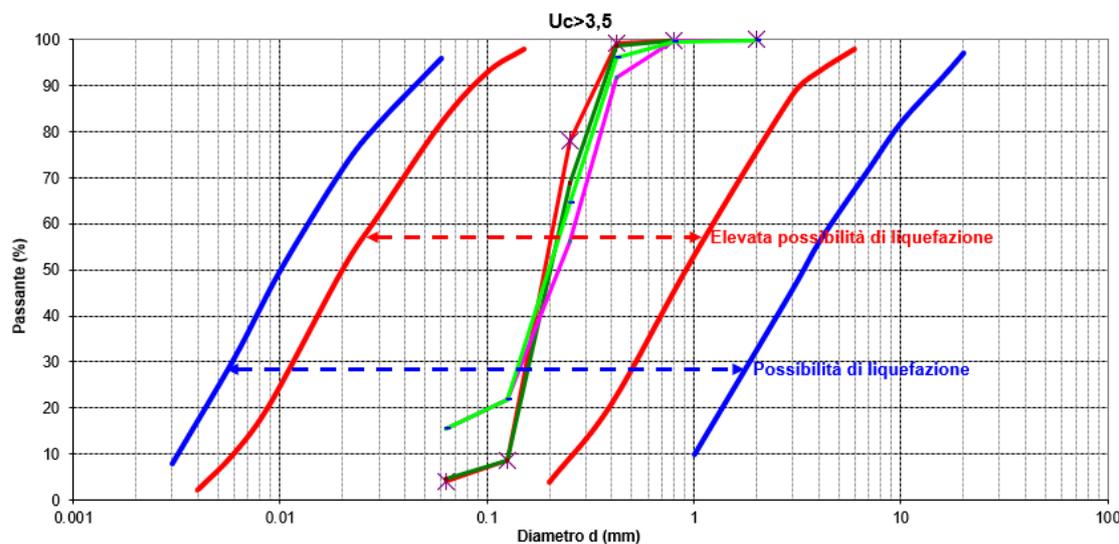


GRAFICO- Grafico fusi granulometrici campioni S3C1, S3C2, S3C3, S3C4 - SONDAGGIO n.3

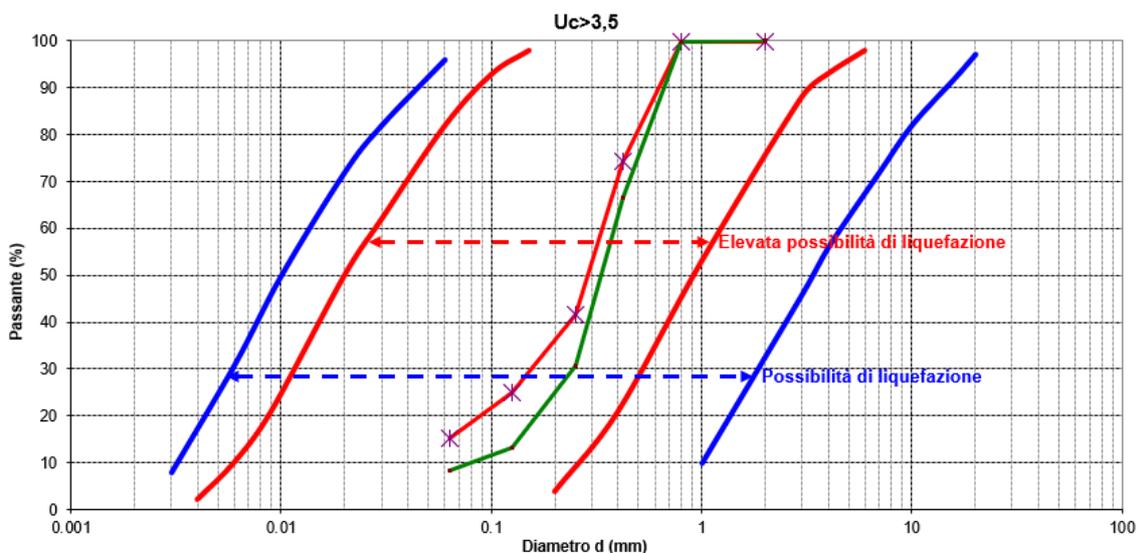


GRAFICO- Grafico fusi granulometrici campioni S4C3, S4C4 - SONDAGGIO n.4

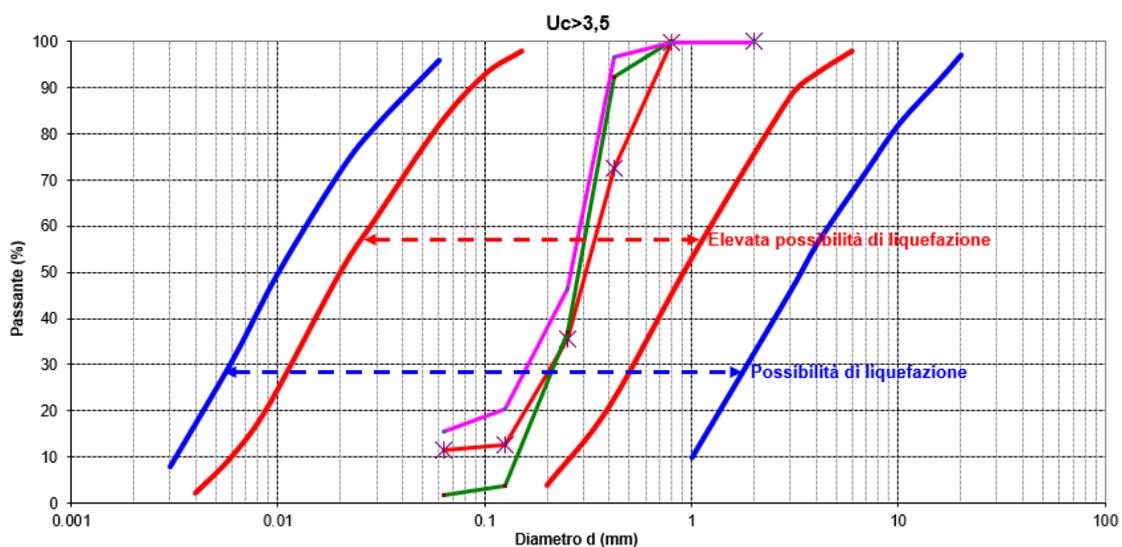


GRAFICO- Grafico fusi granulometrici campioni S5C1, S5C2, S5C3 - SONDAGGIO n.5

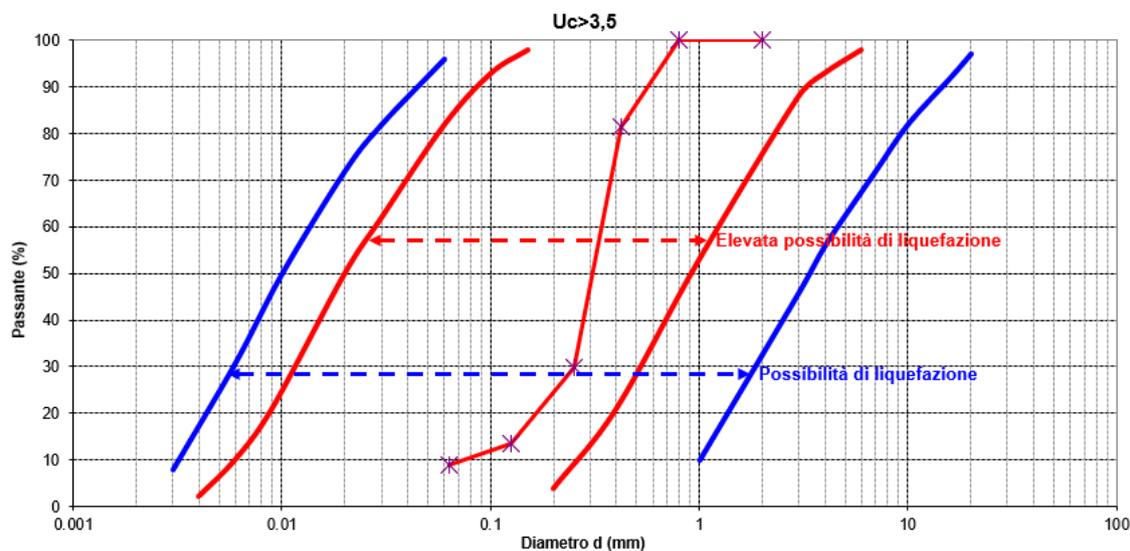


GRAFICO- Grafico fuso granulometrico campione S6C4 - SONDAGGIO n.6

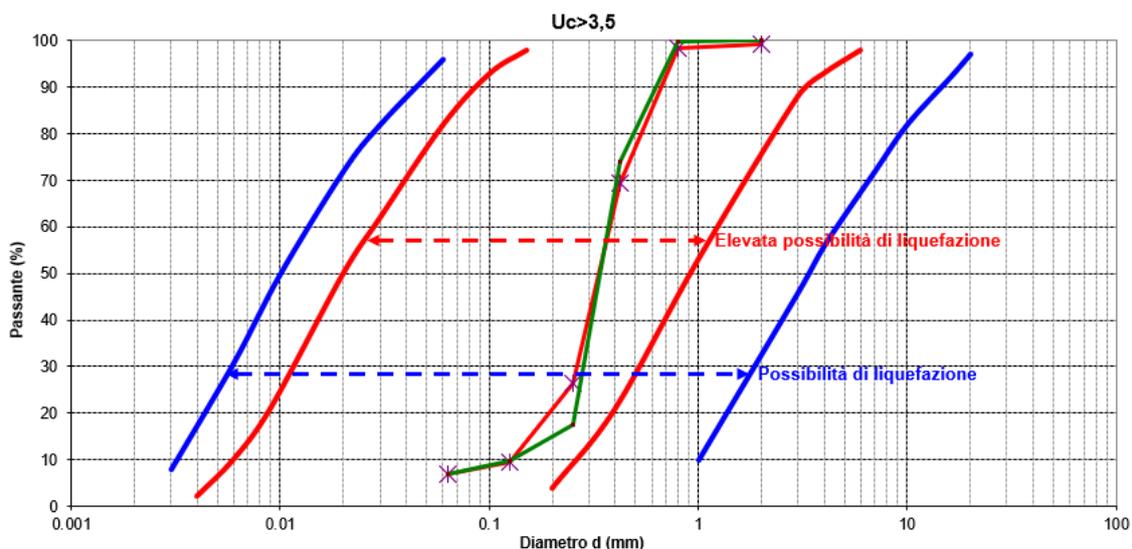


GRAFICO- Grafico fuso granulometrico campione S7C2-S7C3 - SONDAGGIO n.7

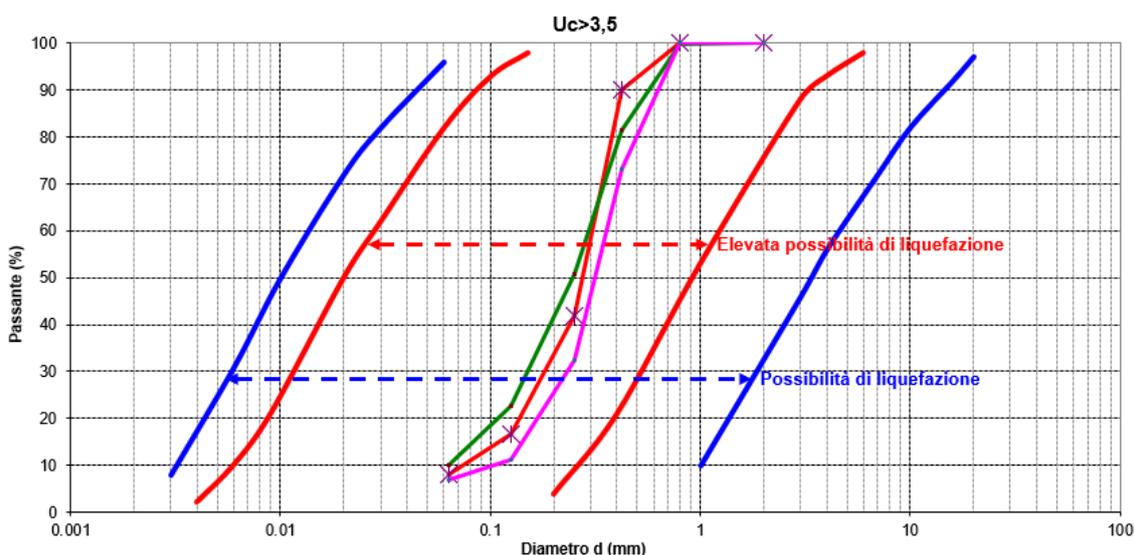


GRAFICO- Grafico fuso granulometrico campione S8C1 - S8C2 - S8C3 - SONDAGGIO n.8

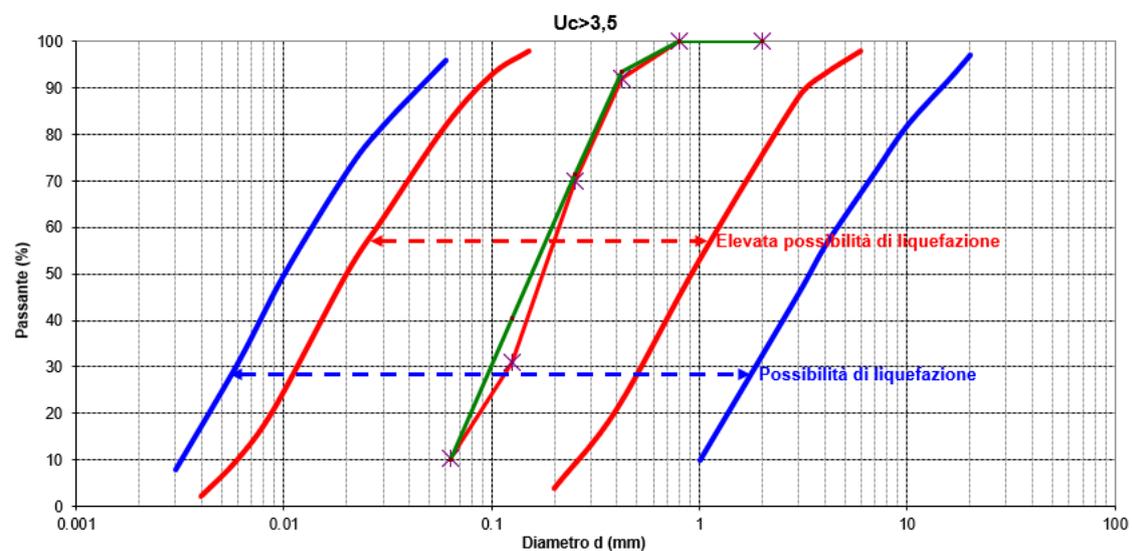
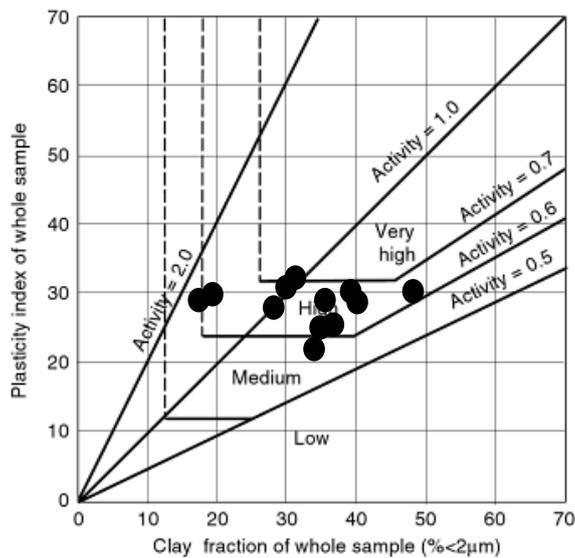


GRAFICO- Grafico fuso granulometrico campione S10C2 – S10C3 - SONDAGGIO n.10

Terreni coesivi

I terreni coesivi sono risulti essere costituiti prevalentemente da argille limose e limi argillosi con frequenti episodi di argille organiche.

I valori di indice di attività IA compresi fra 0.63 e 1.76 sono indicativi di argille suscettibili all'acqua con potenziale di espansione da alto a molto alto



Potential expansiveness	Inch per foot of soil
Very high	1.0
High	0.5
Medium	0.25
Low	0

FIGURE 2.42

Proposed modified chart for determining expansiveness of soils. (From Williams, A. A. and Donaldson, G. W., *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, Colorado, Vol. II, 1980, pp. 834-844. With permission.) The Table is after Van der Merwe, U. H., *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Durban, Vol. 2, 1975, pp. 166-167.

PROPRIETA' DI UN INSIEME DI GRANI CON ACQUA (TERRENI A GRANA FINE)

INDICI DI CONSISTENZA

<ul style="list-style-type: none"> • Indici di consistenza: utilizzando i limiti di Atterberg si possono ottenere degli indici rappresentativi della consistenza dei terreni coesivi. 			
<ul style="list-style-type: none"> • Indice di Plasticità I_p: indica il campo di variazione del contenuto d'acqua all'interno del quale il terreno ha un comportamento plastico, cioè può essere deformato o rimaneggiato senza cambio di volume e senza fessurarsi. $I_p = w_L - w_P$ <p>Il valore di I_p dipende, in un dato campione, dalla percentuale di argilla, dal tipo di argilla e dalla natura dei cationi assorbiti.</p>			
Indice di Plasticità I_p	Terreno		
0-5	Non plastico		
5-15	Poco plastico		
15-40	Plastico		
>40	Molto plastico		
		<i>MINERALE ARGILLOSO</i>	
		w_L (%)	w_P (%)
		I_p (%)	
		MONTMORILLONITE	300-700
		ILLITE	95-120
		CAOLINITE	40-60
			55-100
			45-60
			30-40
			200-650
			50-65
			10-25
<ul style="list-style-type: none"> • Indice di attività A: l'indice di plasticità cresce con la percentuale di argilla e per ogni tipo di materiale la relazione è data da una retta che ha pendenza differente a seconda del minerale presente. Tale pendenza è stata definita da Skempton (1953) indice di attività: $A = \frac{\text{Indice di plasticità}}{\% \text{ in peso } < 0,002\text{mm}} = \frac{I_p}{CF\%}$			
	Terreni inattivi	$A < 0,75$	
	Terreni normalmente attivi	$0,75 < A < 1,25$	
	Terreni attivi	$A > 1,25$	
<ul style="list-style-type: none"> • Indice di consistenza I_c e indice di liquidità I_L: misurano la consistenza di un terreno dotato di contenuto d'acqua w_N 			
$I_C = \frac{w_L - w_N}{I_p}$	$I_L = \frac{w_N - w_P}{I_p} = 1 - I_C$	Consistenza fluida	$I_c < 0$
		Consistenza fluido-plastica	$0 < I_c < 0,25$
		Consistenza molle-plastica	$0,25 < I_c < 0,50$
		Consistenza plastica	$0,50 < I_c < 0,75$
		Consistenza solido-plastica	$0,75 < I_c < 1,0$
		Consistenza semisolido	$I_c > 1$

I valori di permeabilità sono compresi fra $2.91 \cdot 10^{-8}$ e $8.33 \cdot 10^{-8}$ cm/sec con valore medio pari a $4.29 \cdot 10^{-8}$ cm/sec (**$4.29 \cdot 10^{-10}$ m/sec**).

I valori di permeabilità riscontrati sono valori di permeabilità tipici riscontrati normalmente nelle argille.

Per la stima della coesione drenata C_u sono state eseguite prove triassiali non consolidate non drenate tipo U.U.- I valori di coesione C_u sono compresi fra 42.2 kPa e 72.06 kPa, con valore medio pari a 53.2 kPa.

Anche i valori di indice di consistenza I_c compresi fra 0.77 e 1.67 sono indicativi di consistenza da plastica a solido plastica.

I parametri geotecnici di questi terreni coesivi sono risultati migliori di quelli attesi considerato l'ambiente vallivo di provenienza.

6 MODELLAZIONE GEOTECNICA TERRENI SUPERFICIALI DIRETTAMENTE INTERESSATI DALLE OPERE DI PROGETTO.

Per la ricostruzione litostratigrafica/geotecnica dei terreni superficiali interessati dall'intervento di progetto, sono state create n° 12 tavole contenenti le sezioni stratigrafiche ottenute dall'elaborazione di prove penetrometriche CPT, CPTU, sondaggi e parametri geotecnici ricavati dalle analisi di laboratorio. Oltre alle prove geognostiche riportate nel piano di indagine del paragrafo 4, sono state analizzate anche altre prove penetrometriche eseguite precedentemente in Valle Pega. Le indagini geognostiche sono state eseguite lungo le nuove linee di distribuzione irrigua previste dal progetto. Di seguito viene riportata l'ubicazione delle sezioni stratigrafiche e l'individuazione delle linee di distribuzione:



FIGURA– Ubicazione indagini geognostiche previste dal piano di indagini del paragrafo 4 lungo le nuove linee di distribuzione e ubicazioni prove geognostiche precedentemente svolte.

I terreni più superficiali localmente presenti in Valle Pega (modello geotecnico spinto fino a 7.0 mt. dal p.c.), come ampiamente dimostrato anche dalle indagini geognostiche, vanno dalle deposizioni granulari di origine eolica/fluviale alle

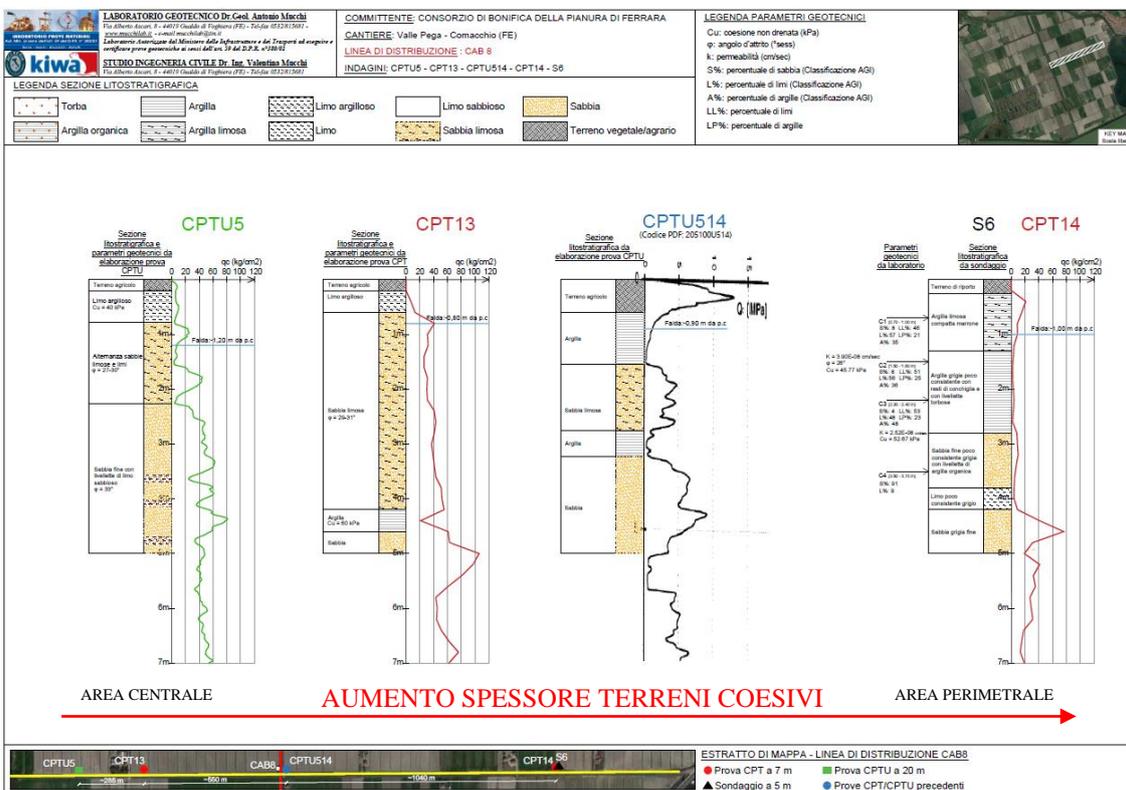
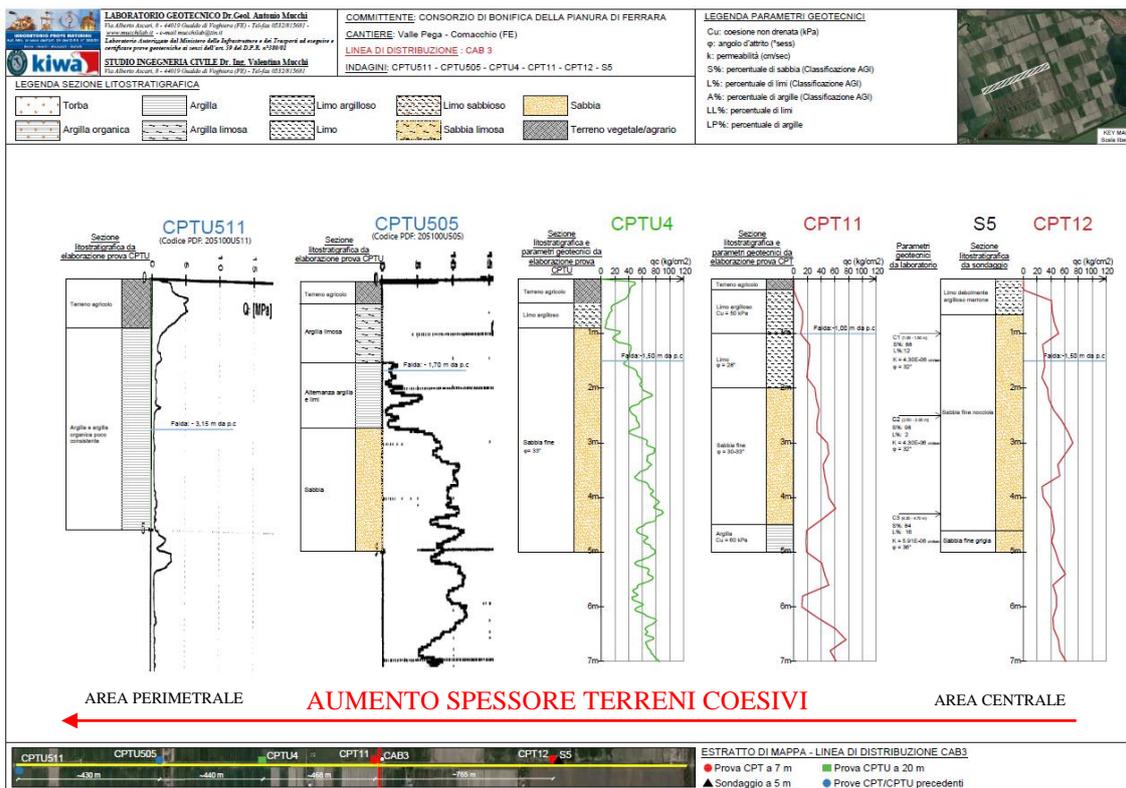
deposizioni fini di valle/palude. I terreni coesivi di natura argillosa e argillo limosa si riscontrano prevalentemente su quasi tutta l'area nel primo metro di profondità, per poi raggiungere profondità maggiori nelle aree perimetrali della valle.

Le sabbie e sabbie limose le troviamo molto abbondanti in tutta l'area centrale della valle (in alcune aree sovrastate superficialmente da terreni coesivi mediamente per circa un metro). Si tratta di sabbie di natura eolica (cordoni dunari) e fluviale (paleo alvei) le cui strutture geomorfologiche non sono più riconoscibili causa antropizzazione umana. In sintesi si può affermare che la parte centrale della Valle è caratterizzata da terreni sabbiosi per lasciare spazio a terreni prevalentemente argillosi e organici verso i perimetri della stessa.



FIGURA - Ubicazione dell'area in esame su orto- foto aerea tratta da Google Earth ©. Sono state tracciate le forme deposizionali di cui si dirà in relazione. Nella fattispecie i corpi idrici divagativi (in nero) gli allineamenti delle paleo dune eoliche (in giallo).

Di seguito si riportano due sezioni litostratigrafiche esplicative di quanto sopra descritto (Linea di distribuzione CAB. 3 e CAB. 8):



Per un' analisi di dettaglio si rimanda alle tavole contenenti le stratigrafie ottenute in allegato presente alla relazione (**ALLEGATO A**).

Dal punto di vista geotecnico, le maggiori penalizzazioni derivano dalla presenza di argille e argille organiche.

Nella fattispecie i terreni fini/coesivi sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche:

- scarsa portanza/alta compressibilità.
- maturazione di cedimenti di grande entità e prolungata durata nel tempo della loro maturazione. Ciò è dovuto anche al fatto che tali terreni sono, in larghissima misura, in condizioni sature/non drenate che non consentono la dispersione delle sovra pressioni (causate dall'immissione di carichi superficiali, derivanti dalle realizzazione delle opere) data la natura argillosa dei terreni stessi. La dispersione delle sovra pressioni può avere durate temporali che si protraggono anche per anni.
- i terreni coesivi sono poi sensibili alle variazioni di umidità naturale in essa contenuti, la variazione del livello della falda freatica può far variare in maniera anche notevole le loro caratteristiche geotecniche ed il loro volume. Il medesimo suolo argilloso può passare dalla condizione sovraconsolidata per essiccazione in assenza di umidità/acqua di falda, alla condizione plastica (o peggio) in condizioni sature/non drenate.
- tutte queste caratteristiche portano a penalizzazioni edificatorie/di intervento che dovranno essere tenute in attenta considerazione, soprattutto per le argille organiche/torbose dove le caratteristiche geotecniche sono ulteriormente penalizzanti. I terreni a forte componente organica hanno la spiacevole caratteristica di esser fortemente anisotropi sia in senso spaziale che temporale. Ovvero la maturazione dei cedimenti non segue uno schema prevedibile e può essere fortemente influenzato (maggiormente che nelle "semplici" argille) dalla presenza della componente acqua e dai suoi meccanismi e tempi di variazione.

Per quanto riguarda i terreni sabbiosi le caratteristiche geomeccaniche sono sicuramente migliori dei terreni coesivi sopra descritti.

Nell'ipotesi di eventuale scuotimento sismico rilevante le argille particolarmente soffici possono causare cedimenti post- sismici e le sabbie sature possono

liquefarsi e quindi causare cedimenti sismici e post- sismici. Considerazioni che saranno ulteriormente illustrate in seguito.

7 CONSIDERAZIONI IDROGEOLOGICHE

Data la natura antropica dell'area di Valle Pega, derivante da un'estesa opera di bonifica meccanizzata, ove le acque sono sollevate per essere immesse a mare essendo le quote del piano di campagna ampiamente sotto il livello del medio mare, la profondità della prima falda freatica sospesa è molto prossima al piano campagna ed è mantenuta appunto artificialmente ad un livello minimo (una distanza minima dal p.c.) chiamata franco di bonifica per consentire lavorabilità agricola dei terreni. Il mantenimento del franco di bonifica avviene tramite una fittissima rete di corpi idraulici gerarchizzati quali scoline e fossi, che convogliano le acque in corpi idraulici maggiori, canali, dai quali poi le idrovore possono innalzare le acque e mandarle a mare attraverso i corpi idrici maggiori. il franco minimo di bonifica è di solito dovrebbe normalmente essere, pari a un metro.

Interessante è individuare un rischio idraulico derivante da un eventuale malfunzionamento della rete di bonifica, in connessione alle caratteristiche locali dei terreni. A tal proposito, di seguito si riportano considerazioni derivanti dal P.S.C. di Comacchio.

LEGENDA:

Grado rischio di allagamento	
	molto basso
	basso
	medio basso
	medio alto
	alto
	molto alto
	Specchi d'acqua
	Confine Comunale

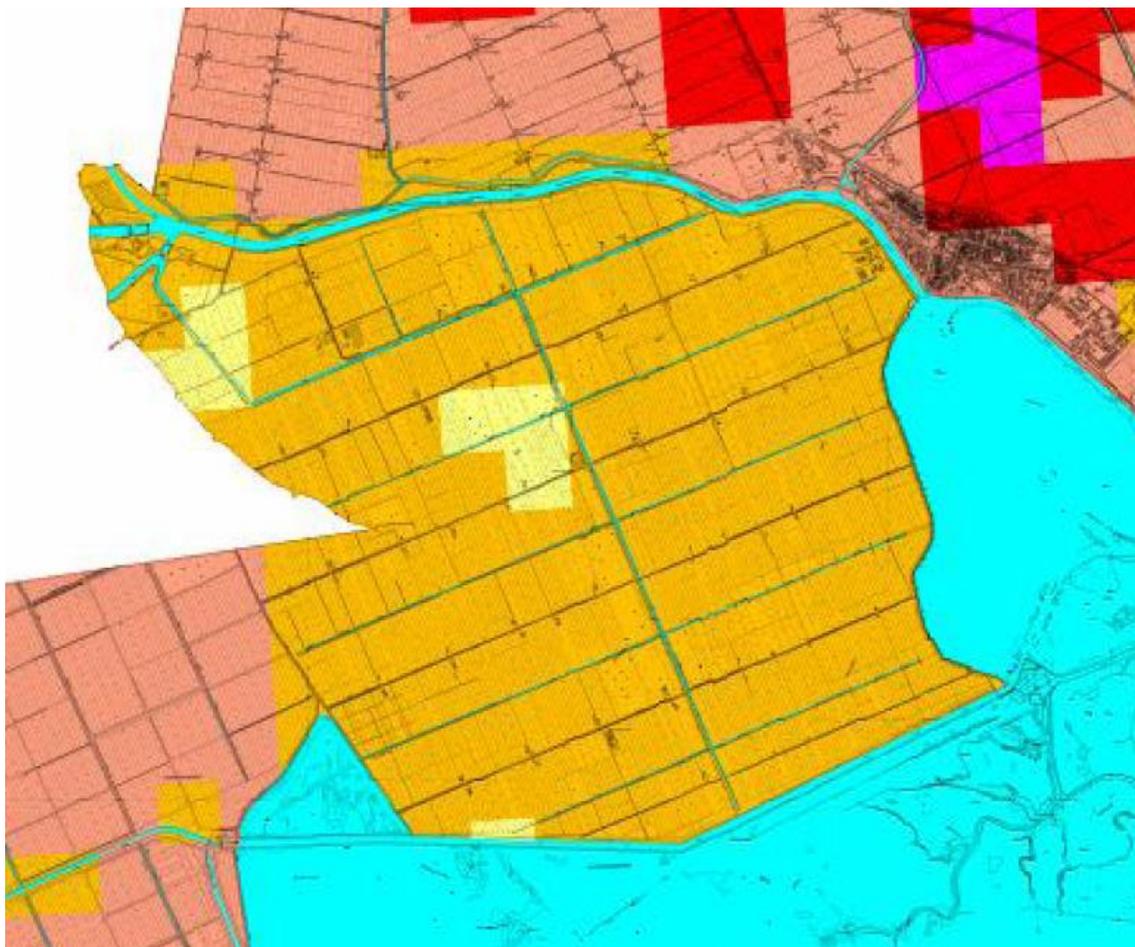


FIGURA -stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. GEO.DP.2.3. Rischio di Allagamento del Documento Preliminare del P.S.C. di Comacchio,

Tale cartografia tiene conto ed incrocia, con pesi ponderali diversi, soprattutto la funzionalità della rete scolante e la propensione storicamente verificata all'alluvionamento ed alla persistenza temporale della durata dello stesso alluvionamento, sia in considerazione della quota del p.c. che della tipologia dei terreni e della loro permeabilità. Alta permeabilità nei terreni granulari e quindi durata ridotta della persistenza dell'alluvionamento, bassa permeabilità nei terreni argillosi ed alta durata. Anche se il tema della durata dipende anche dal grado di saturazione della rete drenante, data la naturale ridotta/ridottissima profondità della falda. Se ne dovrebbe dunque dedurre che l'area della Valle Pega è caratterizzata da un Rischio di Allagamento caratterizzato da Basso a Molto Basso. Si ritiene di dover aggiungere che ciò sia vero in caso di corretto funzionamento del complesso reticolo di bonifica. Qualora il reticolo di bonifica non dovesse funzionare, la situazione potrebbe essere molto più preoccupante, ovvero l'intera area della Valle Pega, a parte le sue porzioni maggiormente rilevate dovrebbe essere considerata potenzialmente alluvionabile. Si pensi

infatti se i canali recettori esterni, in occasione di intensi e/o prolungati eventi meteorici non potessero recapitare a mare, o per guasti tecnici o perchè il mare non riceve oppure anche riferendosi a problematiche più localizzate quale il blocco di una porzione di rete drenante. In tali dinamiche occorrerebbe anche tenere conto della presenza degli estesi rilevati stradali e della loro continuità. Le strade di appoderamento sono infatti costruite su rilevati che localmente possono avere altezze fino a 2 metri circa, questi rilevati disegnano poi micro-bacini chiusi il cui effetti di contrasto o trasmissioni di eventuali alluvionamenti dovrebbe essere considerato con attenzione.

Le indagini eseguite nel periodo compreso fra il 13/05/2020 e 17/06 /2020 hanno permesso di avere indicazioni in merito al livello della prima falda freatica più superficiale che è stata individuata a una profondità compresa fra 0,8 e 2,5 m dal p.c. che chiaramente dipendono dalla quota del p.c.

PROVA	LIVELLO FALDA da p.c [m]	DATA ESECUZIONE PROVA
CPT1	-2.00	15/05/2020
CPT2	-1.50	13/05/2020
CPT3	-1.00	13/05/2020
CPT4	-1.70	13/05/2020
CPT5	-1.20	13/05/2020
CPT6	-1.00	13/05/2020
CPT7	-2.50	13/05/2020
CPT8	-1.50	13/05/2020
CPT9	-1.80	13/05/2020
CPT10	-1.70	13/05/2020
CPT11	-1.00	14/05/2020
CPT12	-1.50	14/05/2020
CPT13	-0.80	14/05/2020
CPT14	-1.00	14/05/2020
CPT15	-1.50	14/05/2020
CPT16	-1.20	14/05/2020
CPT17	-1.40	14/05/2020
CPT18	-1.15	14/05/2020
CPT19	-1.00	14/05/2020
CPT20	-1.20	14/05/2020
CPT21	-1.50	15/05/2020
CPT22	-1.20	15/05/2020
CPT23	-1.15	15/05/2020
CPT24	-1.00	15/05/2020
CPT25	-1.50	15/05/2020
CPTU1	-1.50	13/06/2020

CPTU2	-1.50	13/06/2020
CPTU3	-1.20	13/06/2020
CPTU4	-1.50	13/06/2020
CPTU5	-1.20	13/06/2020
CPTU6	-1.40	17/06/2020
CPTU7	-1.70	17/06/2020
CPTU8	-1.50	17/06/2020
CPTU9	-1.50	17/06/2020
CPTU10	-1.60	17/06/2020

Occorre ricordare che la fitta presenza di fossi di scolo e di rilevati stradali può localmente alterare le direzioni di deflusso della falda. Il grande bacino chiuso della Valle Pega ulteriormente suddiviso in piccoli bacini potrebbe originare situazioni non descrivibili. In periodi molto piovosi la falda può risalire a quote prossime al p.c. e in periodi particolarmente siccitosi il livello della falda può deprimersi.

Si è già parlato di come le argille e argille organiche siano sensibili a tali variazioni di umidità dando origine a fenomeni di ritiro/rigonfiamento con conseguente aumento/riduzione delle loro caratteristiche geomeccaniche.

I terreni granulari, per loro natura, non presentano tale comportamento. Per le argille organiche/torbe invece il rigonfiamento/ritiro può avvenire in termini anche maggiori e soprattutto anisotropi (nello spazio e nel tempo) e può anche dar origine ad una sorta di fenomeno di isteresi per cui non si ha ritorno o avvicinamento a volumi “medi” ma bensì “cedimenti”.

8 INDAGINE SISMICA

8.1 METODOLOGIA TROMOGRAFICA

La metodologia tromografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggiati direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB). La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale. Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali $AS(f)$ e delle sorgenti alla base $AB(f)$, ed è pari a: $R_v(f) = Vs(f)/V_B(f) = As(f)/A_B(f)$. mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie $S(f)$ e può essere espresso nel seguente modo: $R_h(f) = Hs(f)/H_B(f) = [As(f) * Ss(f)] / A_B(f)$. Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti R fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito: $R_h(f)/R_v(f) = Ss(f) = Hs(f)/H_B(f) * V_B(f)/Vs(f)$. Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè: $V_B(f)/H_B(f) = 1$. il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo: $S(f) = Hs(f)/Vs(f)$. Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza

fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. La misura è stata eseguita con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi: corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz, Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 10% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tromografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

La restituzione dell'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dalle indagini geognostiche condotte sull'area in esame e da ulteriori conoscenze stratigrafiche (anche ben più profonde) locali e derivanti da indagini di bibliografia. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. È importante far

osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSVR precedentemente descritto. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Soprattutto in considerazione della tipologia strutturale da realizzarsi, si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione, di cui sopra.

La misura geofisica sismica passiva locale del tipo H/V (tromografica), ha indagato profondità ampiamente maggiori di 30 metri.

8.2 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA

Sono state eseguite complessivamente N.8 indagini tromografiche nell'area di Valle Pega. Di seguito si riportano l'ubicazione delle prove effettuate e in tabella i valori di V_{S30} ottenuti:



FIGURA - Planimetria area ubicazione Tromini

TROMINO N.	V onde di taglio [m/s]	Categoria suolo
1	222	C
2	229	C
3	225	C
4	184	C
5	216	C
6	184	C
7	177	D
8	182	C

TABELLA – Riepilogo V_{S30} indagini tromografiche

Le foto relative all'ubicazione delle prove tromografiche e la relativa elaborazione sono riportate all'**ALLEGATO F** della presente relazione.

8.3 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si è proceduto alla determinazione della categoria di suolo di fondazione secondo quanto previsto nelle NTC/2018 (Capitolo 3 - Azioni Sulle Costruzioni).

Prendendo come riferimento i parametri di V_{s30} ricavati con le otto prove H/V il sito in esame risulta complessivamente rispondere alle caratteristiche di Suolo tipo C,

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza, con profondità del substrato superiore a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti V compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	Depositi 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 compresi fra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

8.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Premessa

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso, permette di determinare il periodo di riferimento;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative probabilità di superamento è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

Vita Nominale, Classi D'uso e Periodo Di Riferimento

Nel DM 17 gennaio 2018-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è

destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. di seguito. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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

Tabella - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Nel caso specifico VN = 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. CU = 0.7;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. CU = 1.0;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. CU = 1.5;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di

calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $CU = 2.0$.

Nel caso in esame viene presa in considerazione la classe d'uso 2 a cui è associato il coefficiente d'uso $CU = 1$.

Ricavati i valori di VN e CU, è possibile calcolare il periodo di riferimento VR, che qui vale:

$$VR = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo Di Ritorno

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): 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;

- Stato Limite di Danno (SLD): 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): 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.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento PVR (Tabella di seguito), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento VR, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/TR$ (TR = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	PVR = 81%
Stato limite di esercizio: danno	SLD	PVR = 63%
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	PVR = 10%
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	PVR = 5%

Tabella - Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento VR

Fissati VR e PVR associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tale relazione tra PVR (probabilità) e TR (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è VR = 50 anni, il tempo di ritorno TR sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	TR = 30
Stato limite di esercizio: danno	SLD	TR = 50
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	TR = 475
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	TR = 975

Tabella - Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR

Definizione della Pericolosità Sismica di Base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (ag) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC/18:

- ag = accelerazione orizzontale massima;
- Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

ag, il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

Fo e TC* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC18 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati). I valori di questi parametri vengono forniti in tabella, contenuta nell'Allegato B delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno TR corrispondente alla VR e PVR fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC18:

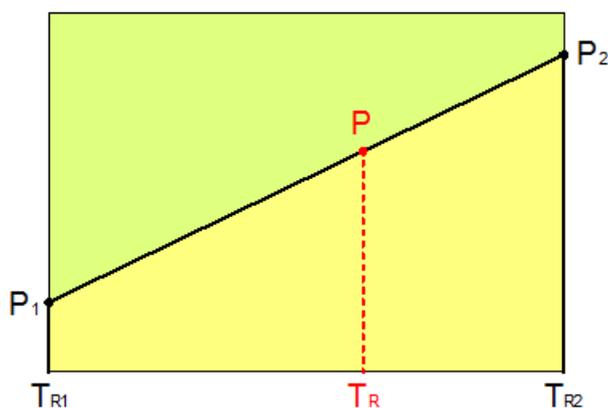
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (ag, Fo, TC*) corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato, mentre p1, 2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno TR1, 2.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC18:

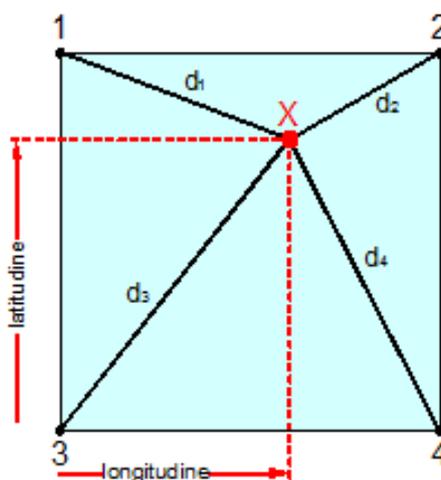
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (ag, Fo, TC*) corrispondente al punto considerato, pi è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e di è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.



Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica in accordo alla procedura delle NTC18.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura di seguito:

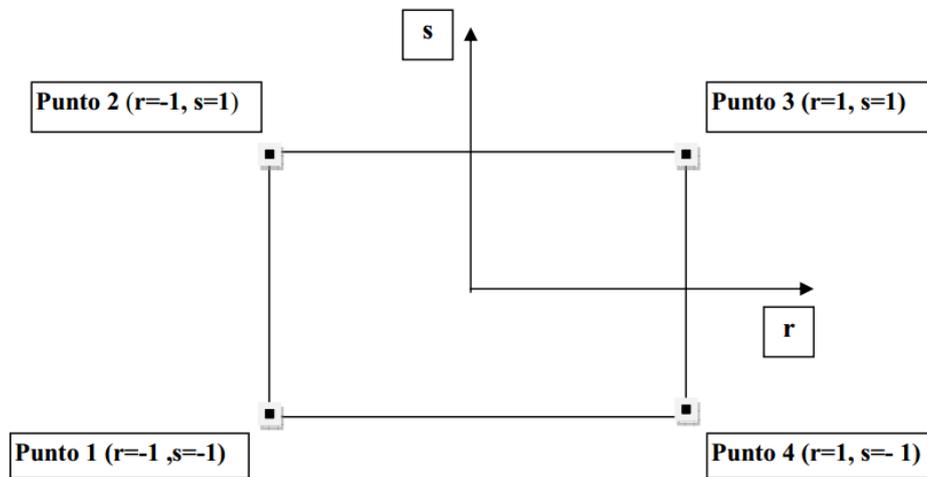


Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC18, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)]$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre lat_α , lon_α , lat_β e lon_β sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.



Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4]$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4]$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g , F_0 , T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4]$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

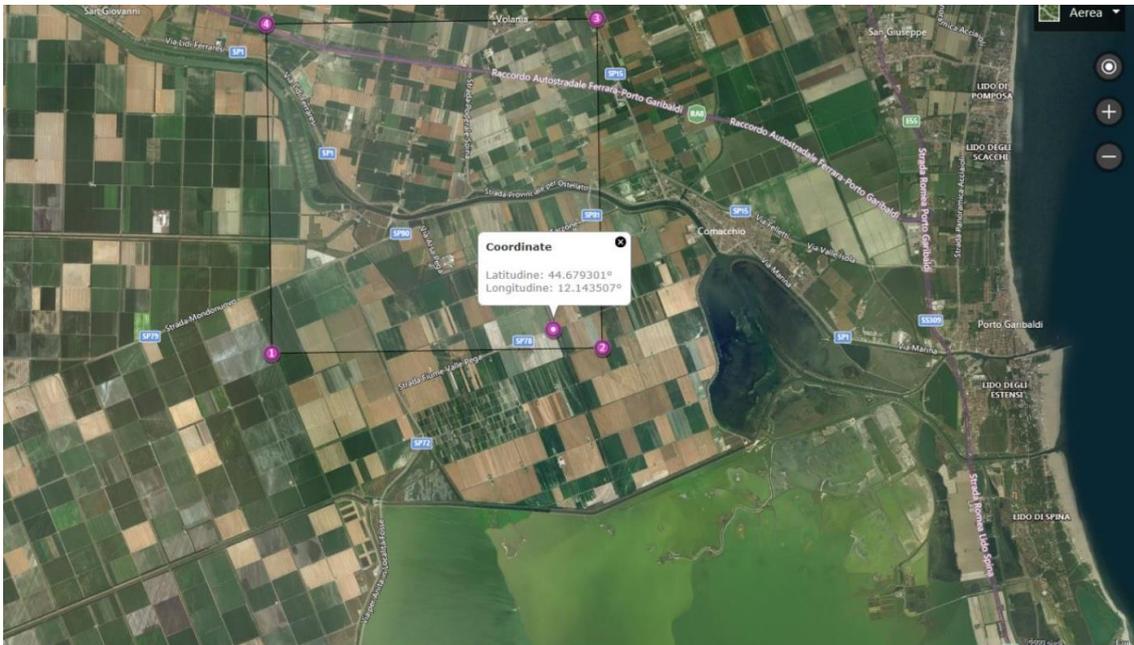
$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

8.5 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Committente: **Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara**

Località: **Valle Pega- Comacchio (FE)**



Ubicazione del punto di classificazione all'interno del Reticolo Sismico Nazionale, Scala Libera

Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso (Cu):	1
Periodo di riferimento (Vr):	50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84):	44.6793022 [°]
Longitudine (WGS84):	12.1435070 [°]
Latitudine (ED50):	44.6802292 [°]
Longitudine (ED50):	12.1444845 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16075	44.676580	12.084630	4749.87
2	16076	44.677390	12.154900	881.95
3	15854	44.727390	12.153750	5294.91
4	15853	44.726580	12.083420	7060.77

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.036	2.533	0.253
SLD	50	0.044	2.524	0.280
SLV	475	0.114	2.586	0.284
SLC	975	0.150	2.591	0.286

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.037	2.538	0.256
SLD	50	0.046	2.498	0.280
	72	0.055	2.493	0.286
	101	0.063	2.529	0.293
	140	0.076	2.513	0.281
	201	0.090	2.570	0.276
SLV	475	0.130	2.590	0.275
SLC	975	0.175	2.554	0.280
	2475	0.253	2.468	0.288

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.036	2.532	0.253
SLD	50	0.044	2.522	0.280
	72	0.050	2.533	0.287
	101	0.058	2.536	0.297
	140	0.068	2.488	0.301
	201	0.080	2.557	0.288
SLV	475	0.114	2.584	0.285
SLC	975	0.149	2.594	0.286
	2475	0.210	2.540	0.294

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.034	2.530	0.249
SLD	50	0.040	2.562	0.279
	72	0.047	2.536	0.290
	101	0.053	2.567	0.299
	140	0.059	2.591	0.307
	201	0.071	2.500	0.310
SLV	475	0.100	2.596	0.293
SLC	975	0.129	2.613	0.295
	2475	0.176	2.574	0.314

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.035	2.536	0.252
SLD	50	0.043	2.530	0.280
	72	0.050	2.531	0.287
	101	0.057	2.525	0.296
	140	0.067	2.496	0.300
	201	0.079	2.561	0.287
SLV	475	0.114	2.577	0.283
SLC	975	0.151	2.587	0.284
	2475	0.215	2.530	0.291

Pericolosità Sismica di Sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Fronti di scavo e rilevati

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0.031	0.065	--
--	0.015	0.033	--	
amax [m/s ²]	0.525	0.640	1.684	2.167
Beta	--	0.470	0.380	--

Paratie NTC 2018

Altezza paratia (H):

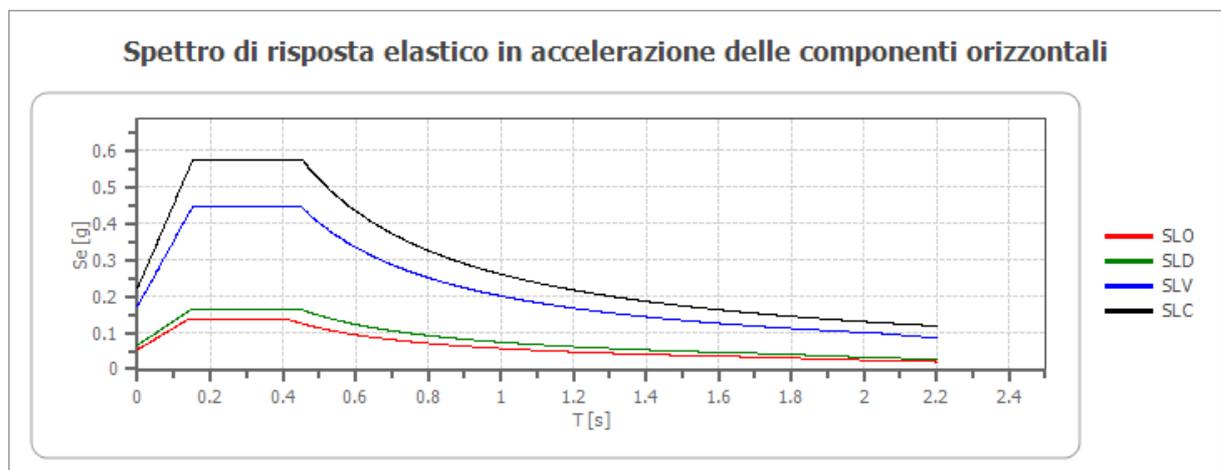
3.0 [m]

Spostamento ammissibile us:

0.015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.042	0.051	0.133	0.171
kv	--	--	--	--
amax [m/s ²]	0.525	0.640	1.684	2.167
Beta	0.776	0.776	0.776	0.776

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.500	1.000	0.139	0.417	1.743	0.054	0.136
SLD	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	1.774	0.065	0.165
SLV	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.500	1.000	0.151	0.452	2.058	0.172	0.444
SLC	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.470	1.000	0.152	0.455	2.201	0.221	0.572

PGA= S X Ag/g = 1,500 X 0,114 = 0,171 g.

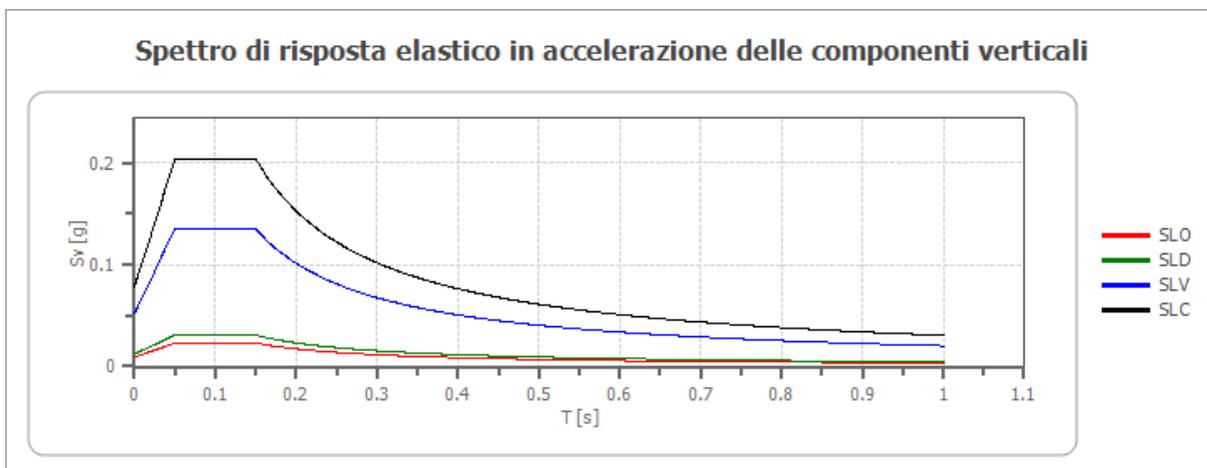
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{1/2}$:

1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.036	2.533	0.253	1	1.650	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.023
SLD	1.0	0.044	2.524	0.280	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.031
SLV	1.0	0.114	2.586	0.284	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.052	0.135
SLC	1.0	0.150	2.591	0.286	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.079	0.204

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q :

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q :

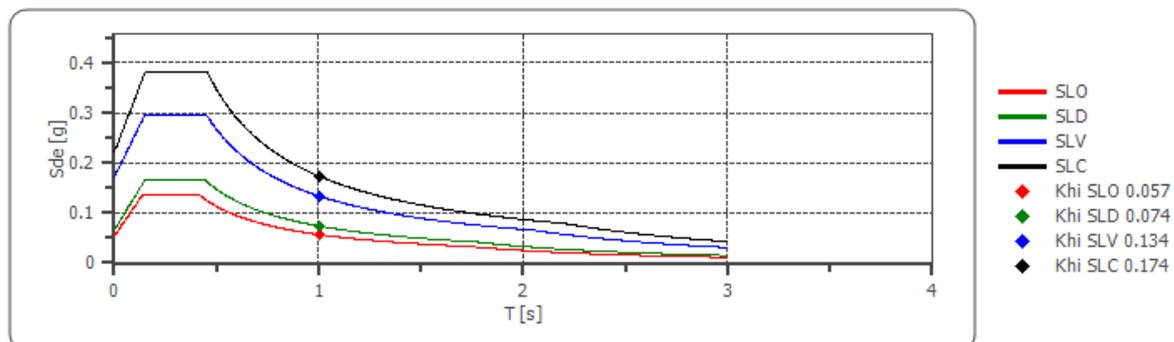
1.50

Periodo fondamentale T :

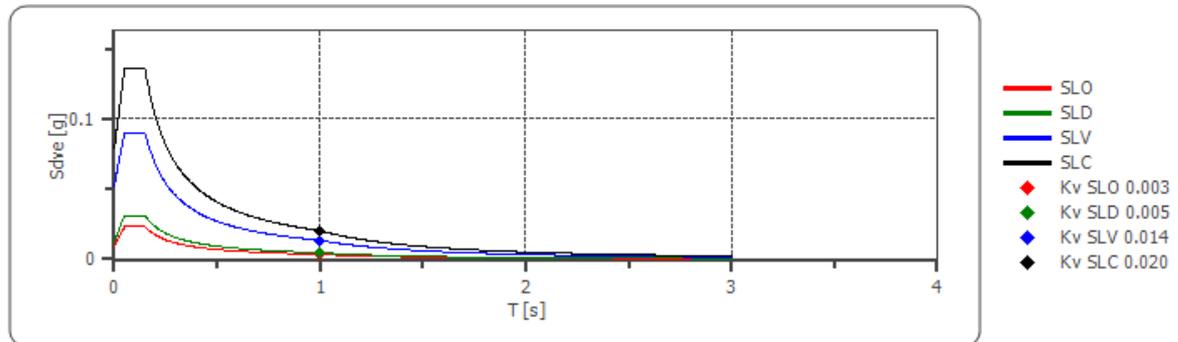
1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_{hi} = S_{de}(T)$ Orizzontale [g]	0.057	0.074	0.134	0.174
$k_{v} = S_{dve}(T)$ Verticale [g]	0.003	0.005	0.014	0.020

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.500	1.000	0.139	0.417	1.743	0.054	0.136
SLO verticale	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.023
SLD orizzontale	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	1.774	0.065	0.165
SLD verticale	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.031
SLV orizzontale	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.500	1.500	0.151	0.452	2.058	0.172	0.296
SLV verticale	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.052	0.090
SLC orizzontale	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.470	1.500	0.152	0.455	2.201	0.221	0.382
SLC verticale	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.079	0.136

9 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidezza, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Le Norme Tecniche 2018 annesse alla vigente Normativa Sismica (l'Ordinanza 3274, 3316 e ss.) impongono detta verifica quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo- argillosa”, “Nel caso di edifici con fondazioni superficiali tale verifica può essere omessa per litotipi suscettibili che si trovino a profondità maggiore di 20 m dal p.c.”

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifica almeno una delle seguenti circostanze (par. 7.11.3.4.2 NTC 2018):

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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ 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 nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

La normativa impone che quando nessuna delle precedenti condizioni risulti soddisfatta si debba procedere alla verifica mediante i metodi generalmente accettati dalla Ingegneria Geotecnica.

Considerato che nel caso in esame nessuna delle condizioni sopra descritte è soddisfatta si è proceduto alla verifica alla liquefazione dei livelli sabbioso presenti nei primi 20.0 metri, utilizzando:

- il metodo semplificato Idriss Boulanger (2014) (metodo proposto nella Delibera Num. 630 del 29/04/2019, REGIONE EMILIA ROMAGNA) ;
- il metodo di Robertson (NCEER R&W 1998,2009).

Il territorio di Valle Pega ricade prevalentemente nel Comune di Comacchio e per minima parte nell'area Comunale di Ostellato:

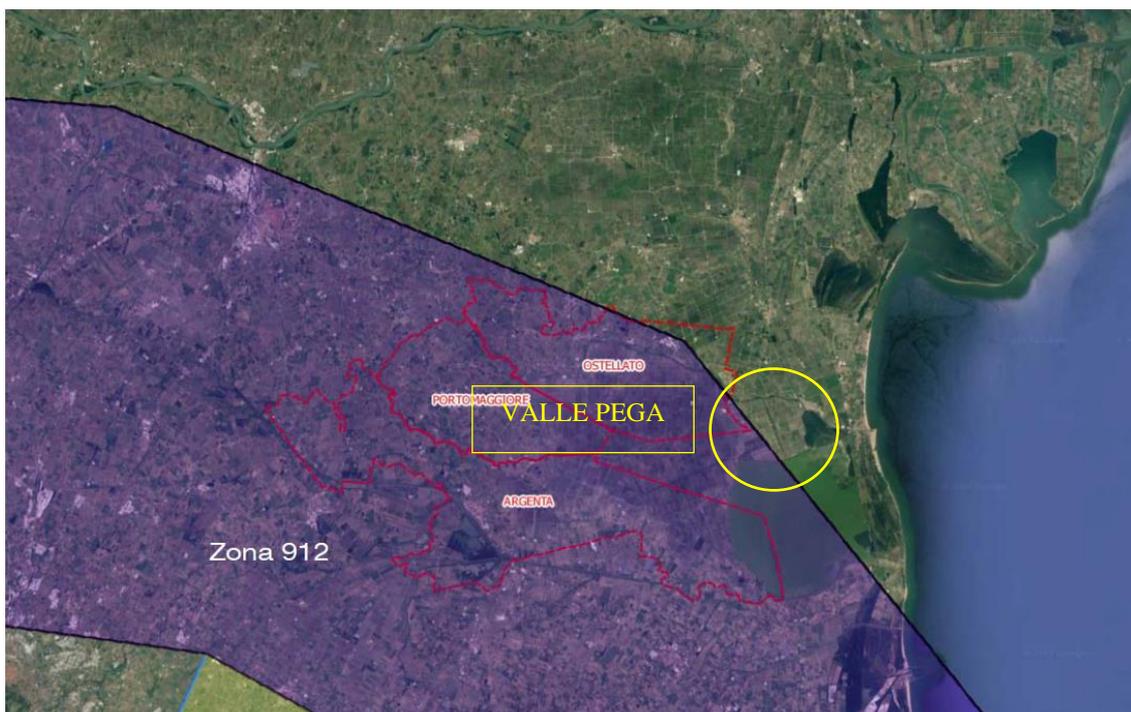


FIGURA - Planimetria ubicazione Valle Pega –Area Comune di Ostellato

Si fa notare che nel Documento inerente lo studio di Microzonazione sismica “Relazione illustrativa – LIVELLO 3” relativo ai Comuni di Argenta, Ostellato e Portomaggiore datato Luglio 2017 e approvato dalla Regione Emilia Romagna, il metodo di Robertson è stato ritenuto più aderente alla realtà locale, motivo per il quale è stata condotta la verifica a liquefazione degli orizzonti saturi sabbiosi anche mediante l'utilizzo di quest'ultimo metodo.

Si riporta di seguito un estratto del documento sopra citato:

“[...]”

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR sono stati utilizzati sia il metodo NCEER (modificato da *Roberson* 2010) che il metodo di Boulanger & Idriss (2014) entrambi implementati dal programma CLIQ della *Geologimiki*. In Fig. 56 viene presentata, in forma di *flow-chart*, la procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma per la verifica con il metodo NCEER, in Fig. 57 la procedura di Boulanger & Idriss.

In tali verifiche, come valori di CSR, sono stati utilizzati quelli calcolati mediante la RSL, come descritto nel paragrafo 3.3.6.

I report delle verifiche effettuate sono stati prodotti esclusivamente per il metodo di Robertson che, come verrà illustrato successivamente (§ 3.5.1), è apparso più aderente alla realtà locale. Anche le cartografie di 3° livello sono state redatte tenendo conto di risultati di tale metodo.

Considerando infine la posizione di Valle Pega, la verifica è stata condotta considerando due differenti valori di Magnitudo Momento sia per il metodo semplificato Idriss Boulanger (2014) sia per il metodo semplificato di Robertson (NCEER R&W 1998,2009):

- **Mw= 6,14**, magnitudo momento fornita dal Rapporto conclusivo INGV (Aprile 2004) per la zona sismogenetica 912;
- **Mw=5,20**, calcolata tramite il metodo della disaggregazione.

Il territorio di Valle Pega rientra per metà all'interno della zona sismogenetica n. 912, individuata dalle coordinate riportate nel Rapporto Conclusivo INGV–Aprile 2004:

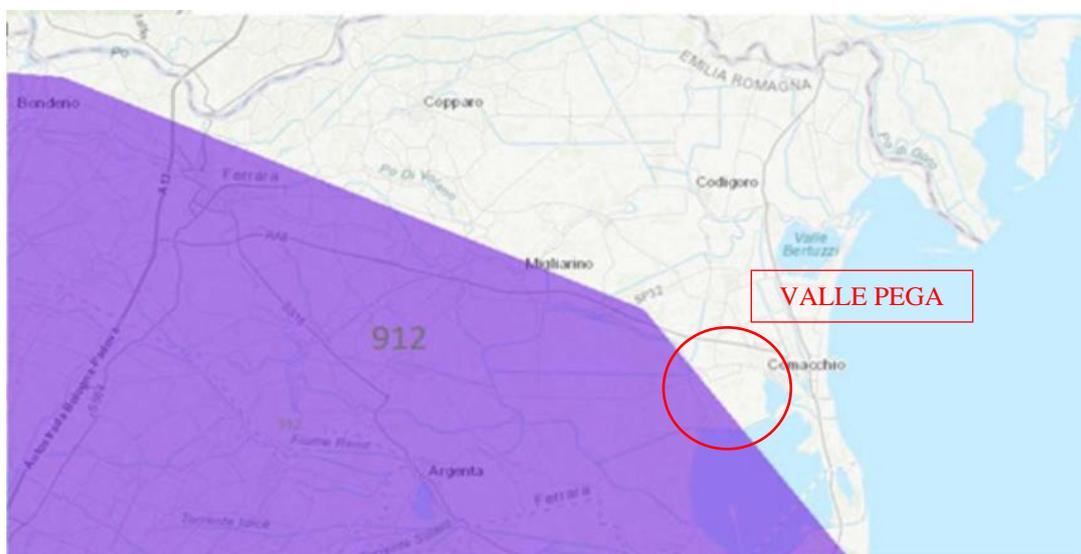


FIGURA - Planimetria ubicazione Valle Pega –Area appartenente a zona sismogenetica n.912



FIGURA - Planimetria ubicazione Valle Pega –Area appartenente a zona sismogenetica n.912

La magnitudo M_{wmax} attesa all'interno della zona sismogenetica 912 è pari a $M_w = 6,14$, valore indicato nel Rapporto conclusivo dell'INGV (Aprile 2004) per la dorsale ferrarese:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
nome ZS	N ZS	DISS2 MwMax	CPTI2 MwMax	CPTI2 MwMax (classe)	CPTI2 completo 04.2	Az1	Mw Max1	Az2	Mw Max2
Savoia	901		5.79	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+2(d)	6.14
Vallese	902		6.10	6.14	6.14		6.14		6.14
Grigioni-Valtellina	903		5.79	5.68	5.22	+3(b)	5.91	+4(d)	6.14
Trieste -Monte Nevoso	904		5.71	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.4	6.66	6.60	6.60		6.60		6.60
Garda-Veronese	906	6.2	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Bergamasco	907	5.9	5.67	5.68	5.68	G	5.91	+2(d)	6.14
Piemonte	908		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Alpi Occidentali	909		5.54	5.45	5.45	+1(a)	5.68	+3(d)	6.14
Nizza-Sanremo	910	6.3	6.29	6.37	6.37		6.37		6.37
Tortona-Bobbio	911		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Dorsale Ferrarese	912	6.2	5.88	5.91	5.91	G	6.14	G	6.14
Appennino Emiliano-Romagn.	913		5.85	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Forlivese	914		5.97	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Garfagnana-Mugello	915	6.4	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Versilia-Chianti	916		5.52	5.45	5.45	+1(c)	5.68	+3(d)	6.14
Rimini-Ancona	917	6.1	5.94	5.91	5.91	G	6.14	G	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918		6.23	6.14	6.14	+1(a)	6.37	+1(a)	6.37
Appennino Umbro	919	6.0	6.33	6.37	6.37		6.37		6.37
Val di Chiana-Ciociaria	920		5.57	5.68	5.45	+1(b)	5.68	+3(d)	6.14
Etruria	921		5.91	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Colli Albani	922		5.53	5.45	5.45		5.45		5.45
Appennino Abruzzese	923	6.7	6.99	7.06	7.06		7.06		7.06
Molise-Gargano	924	6.7	6.73	6.83	6.83		6.83		6.83
Ofanto	925		6.72	6.83	6.83		6.83		6.83
Basento	926	5.8	5.84	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	6.8	6.96	7.06	7.06		7.06		7.06
Ischia-Vesuvio	928		5.78	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+1(a)	5.91
Calabria Tirrenica	929	7.0	7.24	7.29	7.29		7.29		7.29
Calabria Ionica	930	6.0	6.60	6.60	6.60		6.60		6.60
Canale d'Otranto	931		6.90	6.83	6.83		6.83		6.83
Eolie-Patti	932	6.1	6.06	6.14	6.14		6.14		6.14
Sicilia settentrionale	933		5.89	5.91	5.91	+1(c)	6.14	+1(c)	6.14
Belice	934		6.12	6.14	6.14		6.14		6.14
Iblei	935		7.41	7.29	7.29		7.29		7.29
Etna	936		5.30	5.22	5.22	+1(a)	5.45	+1(a)	5.45

Tabella 6. Valori di M_{wmax} da DISS2 e CPTI2 (col.3, 4, 5); valori di M_{wmax} dopo l'applicazione degli intervalli di completezza CO-04.2 (col.6); azioni e valore finale di M_{wmax1} (col.7, 8); azioni e valori finali di M_{wmax2} (col.9, 10). Le azioni indicano l'aumento (in numero di classi) rispetto ai valori della colonna 6 determinato da:

La restante parte di Valle Pega ricade al di fuori della zona sismogenetica 912 per cui si è deciso di procedere anche alla valutazione della magnitudo momento M_w secondo il metodo di disaggregazione dei valori di magnitudo. Utilizzando le coordinate del centro di Valle Pega e prevedendo una Classe d'Uso II si è ottenuto un valore di M_w pari a 5,20 come di seguito illustrato.

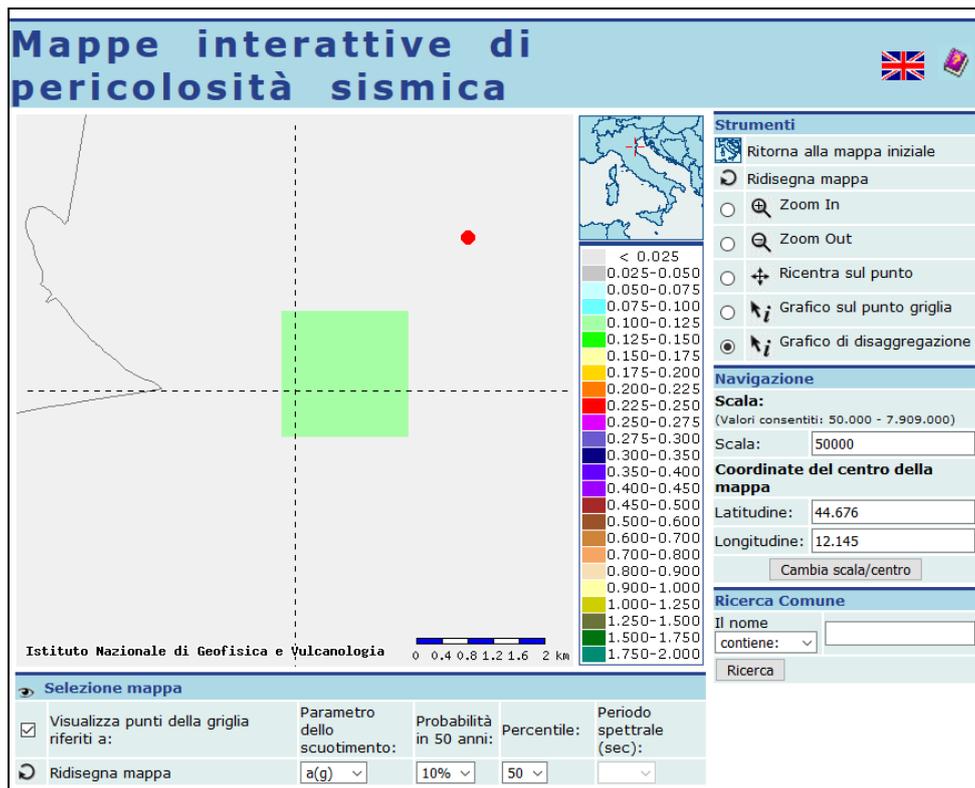


Figura - Ubicazione dell'area in esame per lo studio di disaggregazione (CU II)

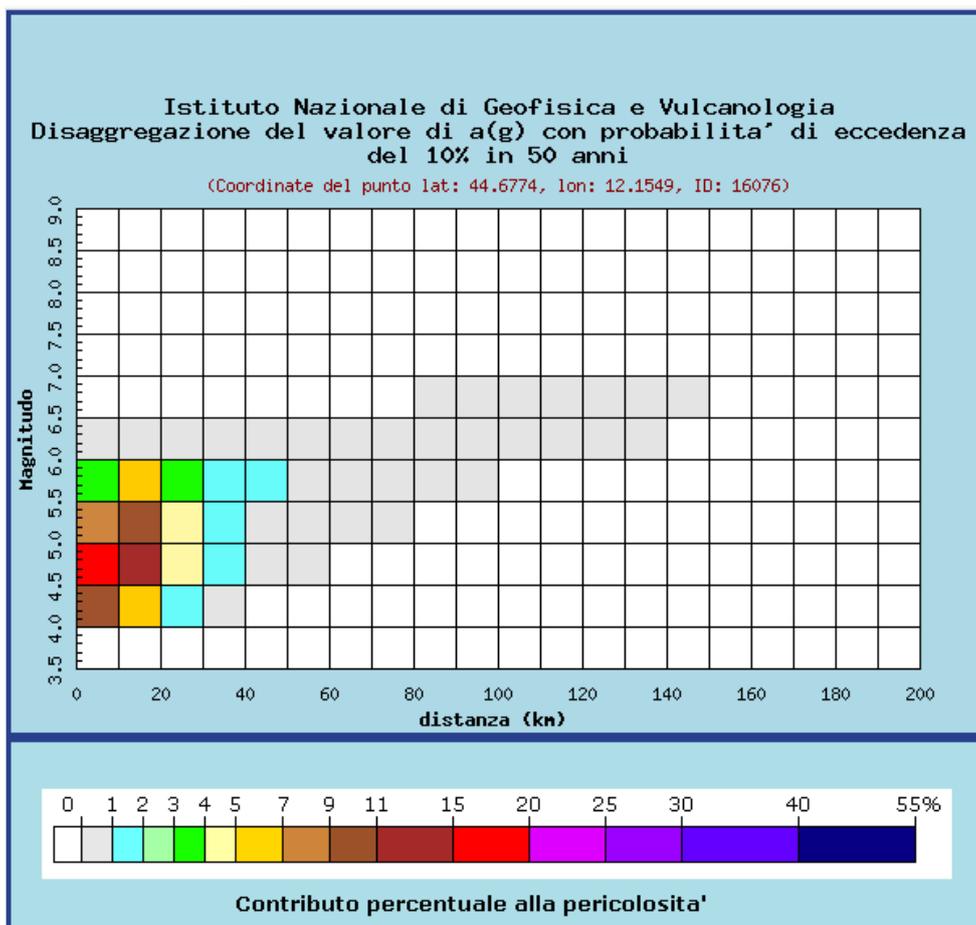


Figura – Disaggregazione dei valori di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.6774, lon: 12.1549, ID: 16076)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	10.700	17.200	7.930	3.190	0.336	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.570	14.300	9.870	5.570	0.713	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.380	4.340	4.460	3.530	0.549	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.129	1.140	1.870	1.980	0.361	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.132	0.845	1.180	0.177	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.001	0.220	0.606	0.094	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.026	0.256	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.001	0.079	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.029	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.017	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.990	15.100	0.732

TABELLA - Tabelle di disaggregazione dei valori di M per l'area in esame (tratte dal sito del Progetto DPC- INGV- S1). La Magnitudo riportata è la Magnitudo Locale ML (Richter) da non confondersi con la Magnitudo Momento MW. Le due scale misurano "oggetti" sostanzialmente diversi e sono quindi scarsamente comparabili. Il corrispondente valore di MW può essere comunque inteso maggiore di 5, sulla base di correlazioni "qualitative" proposte da vari Autori.

Nel complesso l'assetto previsto è il seguente (distanza 10 km) :

- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 9 e 11%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 7 e 9%;

- MI compreso fra 5,5 e 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 3 e 4;
- MI > 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) pari a 1%.

Se ne dovrebbe concludere che il valore maggiormente atteso sia compreso fra 4,5 e 5,0 MI.

Lo studio di disaggregazione indica anche le distanze epicentrali più probabili per il caso in esame sono comprese fra 0 e 30 Km, con minori risentimenti sino a 80 Km.

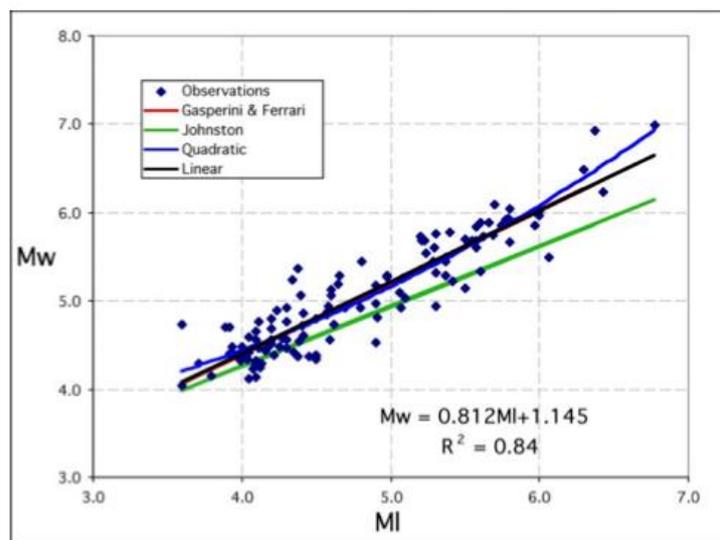


Figura 7. Regressione tra Mw e ML. In nero la legge empirica utilizzata in CPTI2. Per confronto sono anche riportate: i) la regressione quadratica (blu); ii) le regressioni lineari ricavate da Johnston (1996) per le regioni continentali stabili (verde) e da Gasperini e Ferrari (2000) per l'Italia (rosso).

Grafico - Grafico di regressione MI- Mw - Tratto dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica dell'INGV (Aprile 2004) - Per il caso in esame il valore di M sarebbe pari a 5,20: $Mw = 0,812ML + 1,145$; (INGV, 2004).

In merito a tale modalità di disaggregazione occorre rimarcare come pur essendo l'unica possibile essa sia affetta da non trascurabili limiti metodologici; si osservi ad esempio come le risultanze di tale metodo anche per i territori dell'evento dell'Emilia 2012 erano riconducibili a risultati comparabili a quelli dell'area in esame e tali risultati siano poi stati pesantemente smentiti dall'evento realmente accaduto. Come rapportarsi quindi a questi studi di disaggregazione? Con estrema cautela e riconducendoli ad una segnalazione "qualitativa" di valori ragionevolmente attendibili in loco. Fra gli elementi che pur non superabili mostrano la massima problematica nei confronti dell'applicabilità

di un metodo come quello in esame in riferimento alle peculiarità dei fenomeni sismici si consideri ad esempio che i metodi di disaggregazione partono dal presupposto che non possa avvenire evento maggiore di quanto già (storicamente) registrato. Non v'è alcun fondamento scientifico che tale assunzione possa essere applicata al sisma. Come dimostrato appunto ad esempio dal sisma del 2012. Ma ancora: un dato che denoti una percentuale di accadimento dell'1% non è che non possa manifestarsi, semplicemente è poco probabile (ma non impossibile) che lo faccia, purtroppo però questo è il dato maggiormente pericoloso. Considerazioni circa le percentuali di rischio da cui proteggersi non sono considerazioni geologiche ma bensì attengono alla progettazione e a valutazioni diverse in capo alla Committenza e che interessano altre ulteriori sfere di interesse umano.

Per le verifiche ci si è riferiti al valore di PGA pari a 0,17g ottenuta dallo studio della pericolosità sismica di base.

Di seguito viene riportata l'ubicazione delle prove CPTU (n.10 CPTU a 20 m di profondità) sulla base delle quali è stata condotta la verifica a liquefazione degli orizzonti sabbiosi saturi:



Figura- Ubicazione prove CPTU

Si ricorda che all'ALLEGATO 3 della D.G.R N.630/2019 Regione Emilia Romagna, in base al valore stimato dell'indice di potenziale liquefazione IL si definiscono le seguenti classi di pericolosità:

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

Si riportano in tabella di seguito i valori di IL calcolati tramite:

- il metodo Robertson (NCEER R&W,2009) e di Idriss Boulanger (2014);
- Mw=6,14 e Mw=5,20.

	Robertson(2009) Mw=6.14	Boulanger Idriss(2014) Mw=6.14	Robertson (2009) Mw=5.20	Boulanger Idriss (2014) Mw=5,20
CPTU	IL	IL	IL	IL
CPTU1	2.72	15.07	0	8.33
CPTU2	2.77	17.19	0	9.10
CPTU3	3.03	17.46	0	10.31
CPTU4	3.97	17.48	0	10.34
CPTU5	2.83	15.32	0	8.80
CPTU6	2.21	8.77	0	3.80
CPTU7	0.97	3.26	0	1.13
CPTU8	7.86	15.60	0	8.76
CPTU9	8.59	18.16	0.24	12.24
CPTU10	10.36	17.80	0.56	13.63

Tabella- Tabella riassuntiva IL calcolati

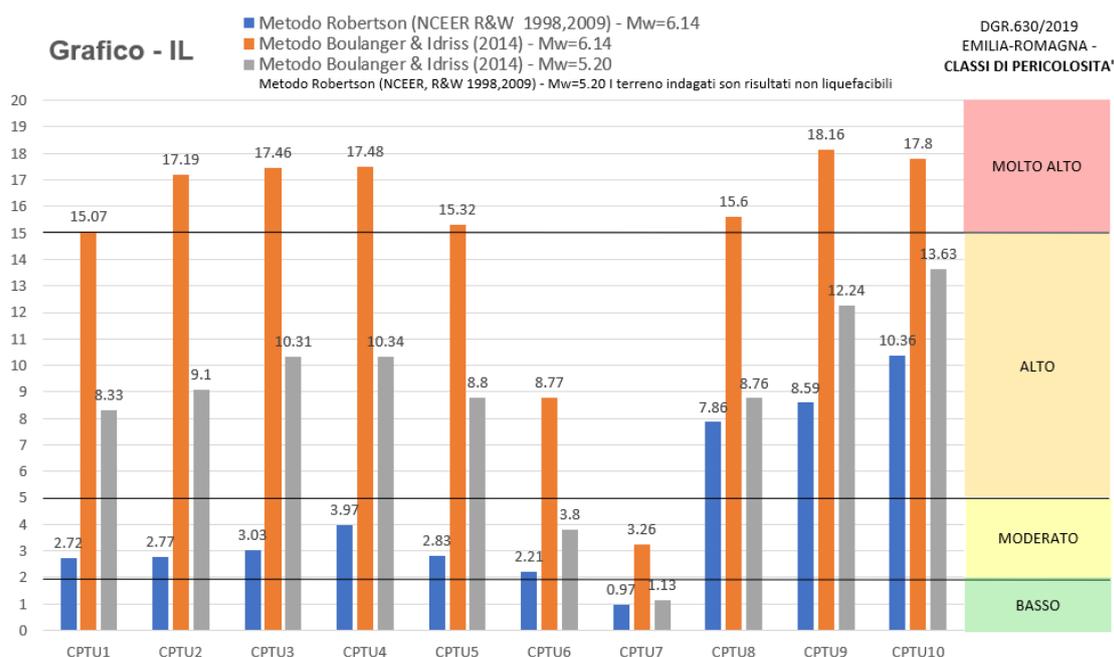


Grafico- Grafico riassuntivo valori di IL calcolati e classificazione pericolosità sismica secondo DGR.630/2019 Regione Emilia Romagna

Si riportano in tabella di seguito i valori di cedimento post sismici calcolati:

	Robertson Mw=6.14	Boulangier idriss Mw=6.14	Robertson Mw=5.20	Boulangier idriss Mw=5.20
CPTU	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)
CPTU1	5.22	22.62	0.14	19.22
CPTU2	7.06	25.92	0.1	22.05
CPTU3	6.15	21.83	0.00	18.78
CPTU4	9.34	24.74	0.27	21.70
CPTU5	5.98	20.07	0.00	17.43
CPTU6	5.06	16.00	0.14	11.95
CPTU7	2.88	14.21	0.00	10.26
CPTU8	16.27	20.66	0.33	18.67
CPTU9	14.85	22.22	1.91	20.22
CPTU10	18.56	19.97	3.09	18.80

Tabella- Tabella riassuntiva cedimenti post sismici

Si può concludere che per l'area in esame l'indice di potenziale liquefazione IL assume valori estremamente differenti a seconda del metodo utilizzato.

Boulangier Idriss (2014) risulta essere un metodo di calcolo estremamente penalizzante, tanto da classificare (per Mw=6,14 magnitudo momento più penalizzante indicata nel Rapporto conclusivo dell'INGV) l'area di Valle Pega come ad elevata probabilità di liquefazione e di conseguenza con elevati cedimenti.

Visto che comunque la verifica sismica ha evidenziato pericolo di liquefazione (fattore di sicurezza FS < di 1 e indice potenziale liquefazione IL > di 2), si è reso necessario procedere con uno studio di RSL (risposta sismica locale) come prescritto nelle NTC/2018.

10 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL

10.1 INTRODUZIONE, PROCEDURA DI CALCOLO

La procedura di calcolo adoperata dalla RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione. Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l’accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l’N-esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come

un solido di Kelvin-Voigt $\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t} \right]$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall’equazione dell’onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z,t) = U(z)e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio complesso. Questo può essere ulteriormente riscritto come:

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

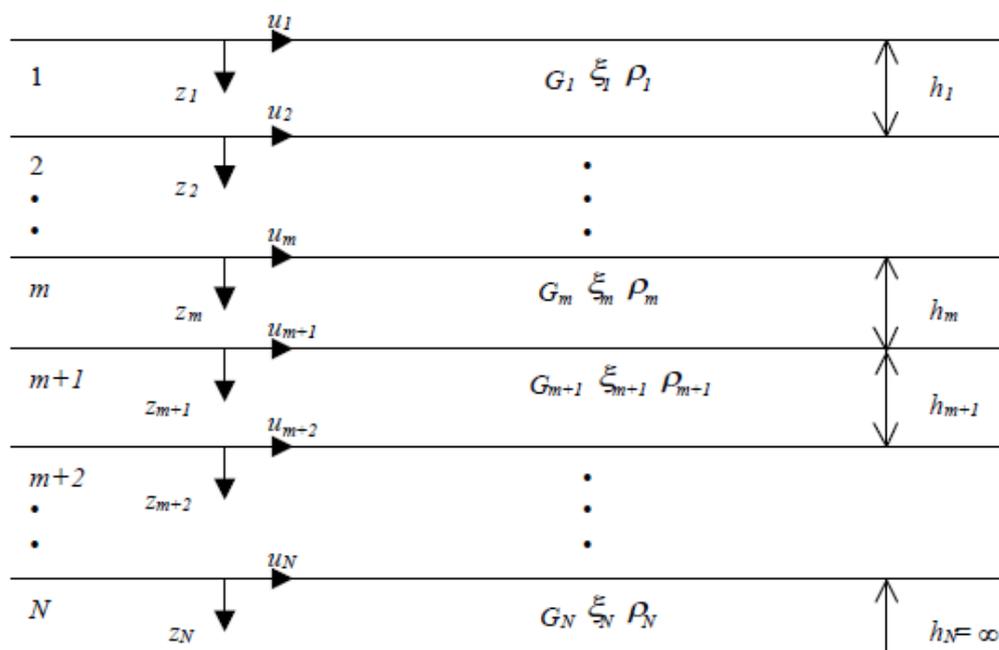


Figura - Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = \left(E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \right) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* \left[E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m} \right] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \left(E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m} \right) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed m+1, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m. La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n. In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

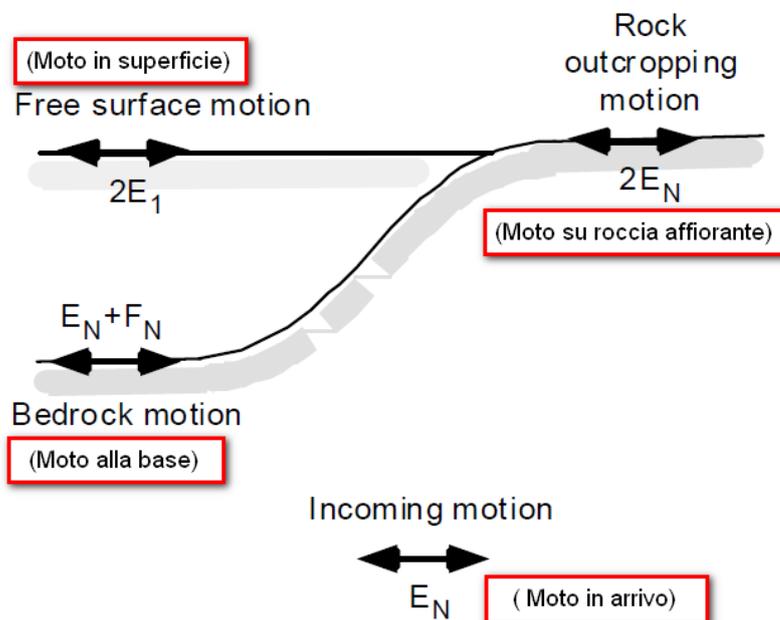
La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* \left(E e^{ik^*z} - F e^{-ik^*z} \right) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.



Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione

ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

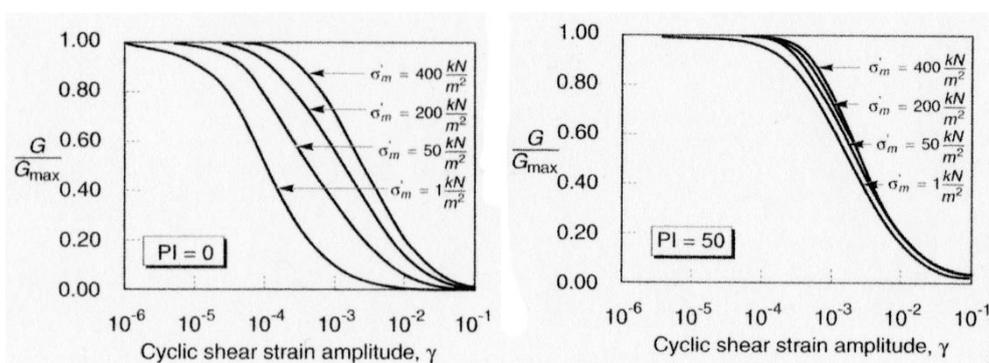
$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

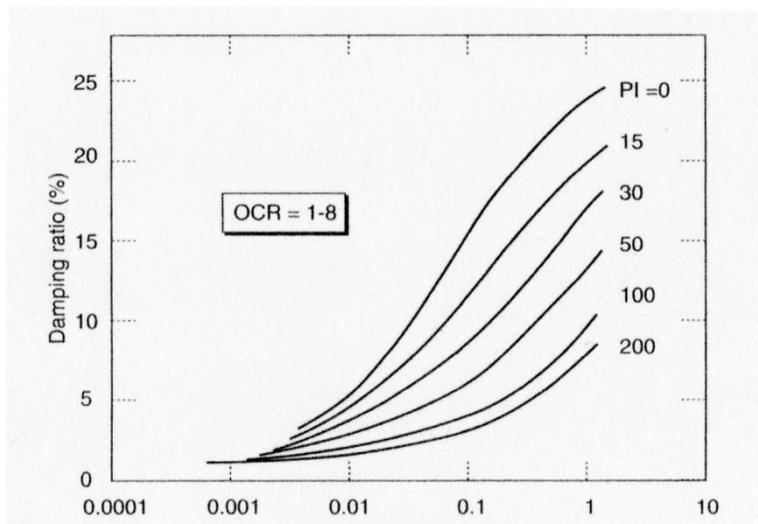


Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.8})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.



Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

10.2 ELABORAZIONE

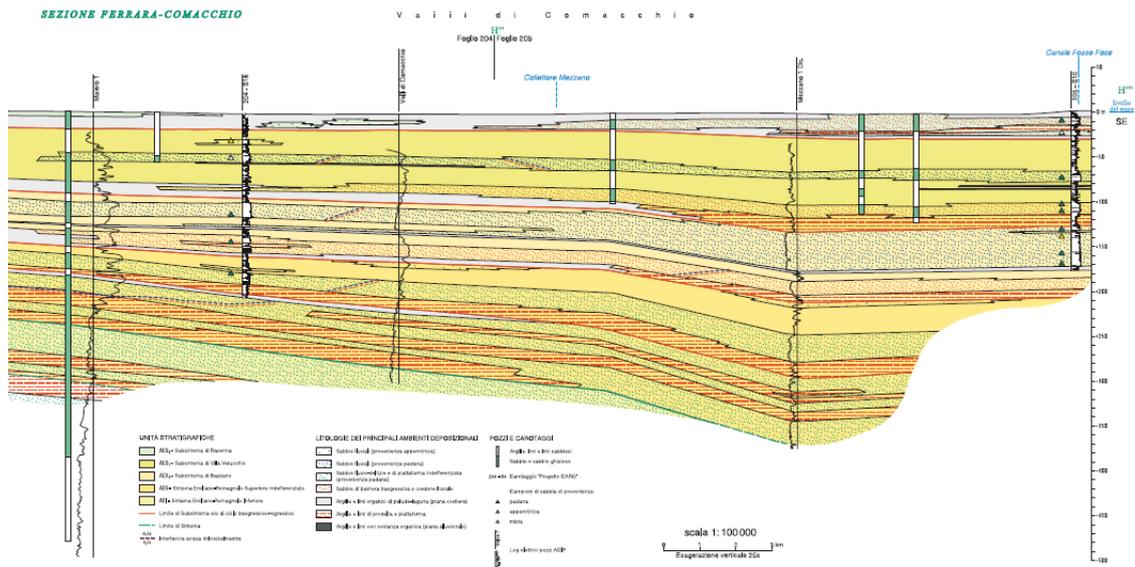
Dati generali:

Descrizione	RSL per Verifica Liquefazione
Committente	Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara
Cantiere	Valle Pega, Comune di Comacchio (FE)
Via	Strada Canale Pega, Comacchio FE
Latitudine	44.6793022[°]
Longitudine	12.143507[°]

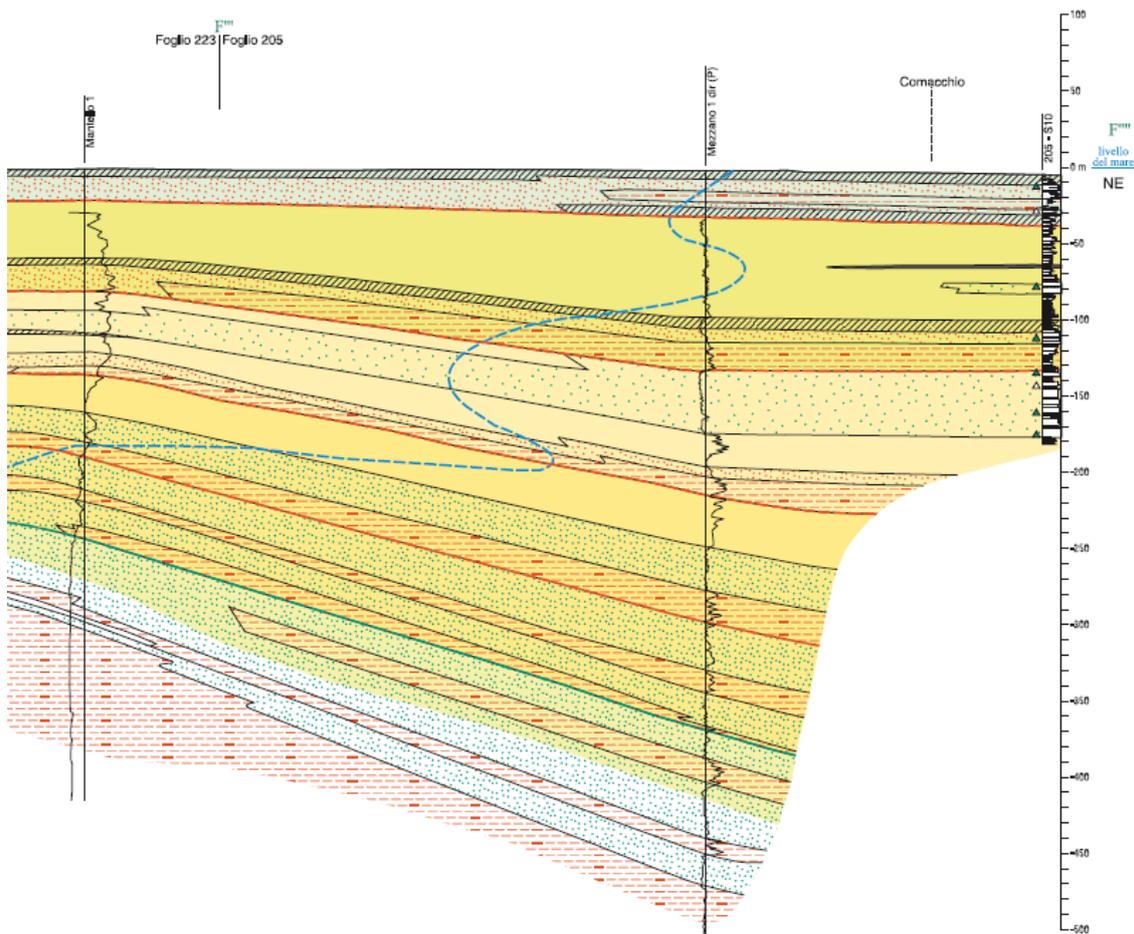
Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	6.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	42.43	18.5	150.0	26.1
2	6.0	14.0	EPRI Sand (1993) 6,4-15,24 metri	77.47	19.0	200.0	185.1
3	20.0	80.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	178.90	19.5	300.0	705.7
4	100.0	40.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	412.84	20.0	450.0	1297.1
5	140.0	200.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	770.64	21.0	600.0	2619.9
6	oo	--	Idriss (1990) Rock	1816.51	22.0	900.0	3738.9

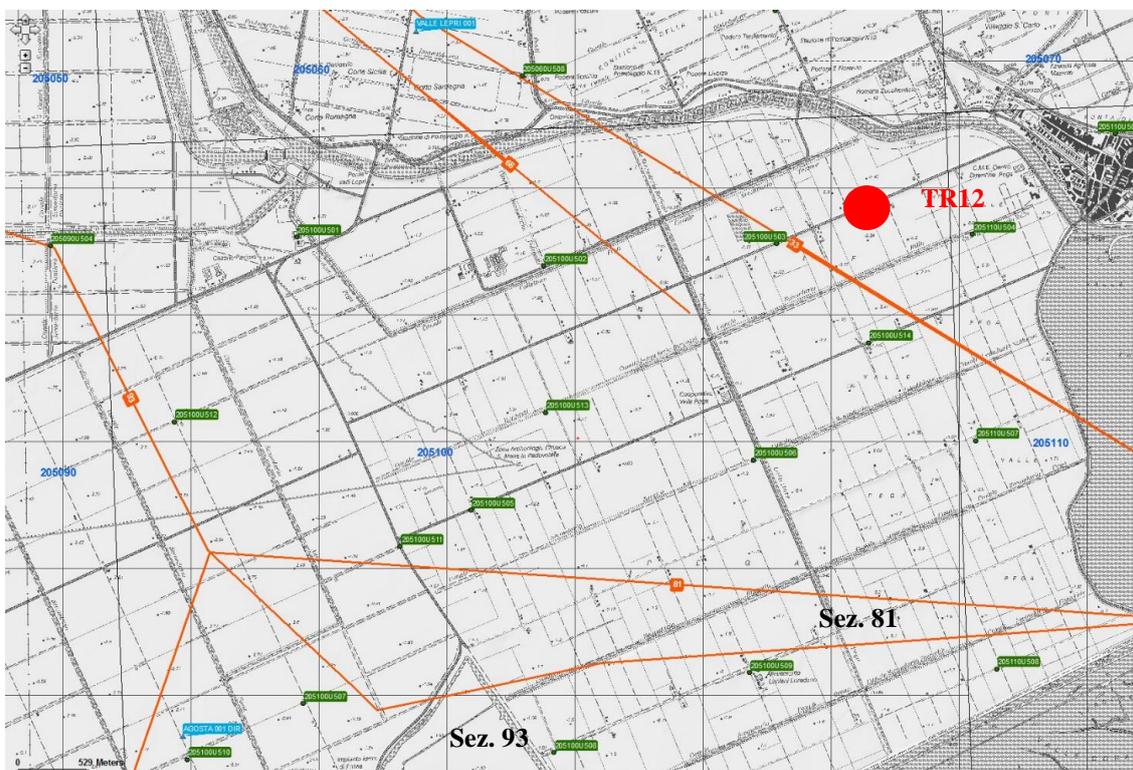
Strato con falda: 2
Strato rilevamento accelerogramma: 6 Affiorante



Sez. 93.



Sez. 81.

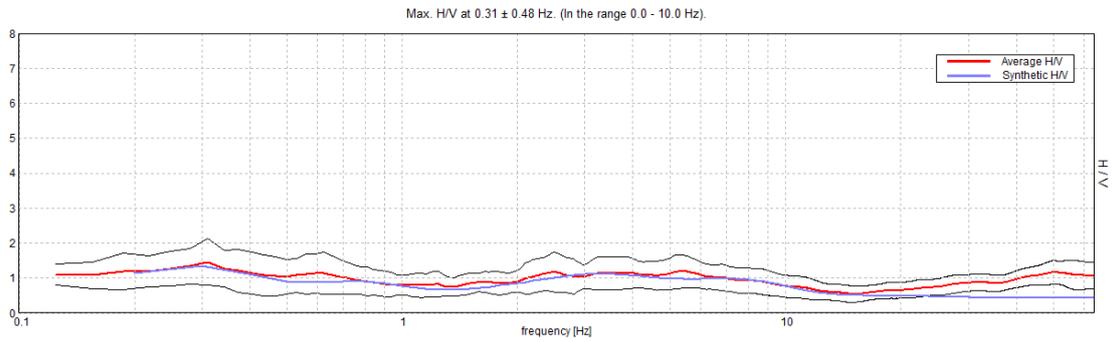


Ubicazione delle Sezioni.

Modello H/V di riferimento locale:

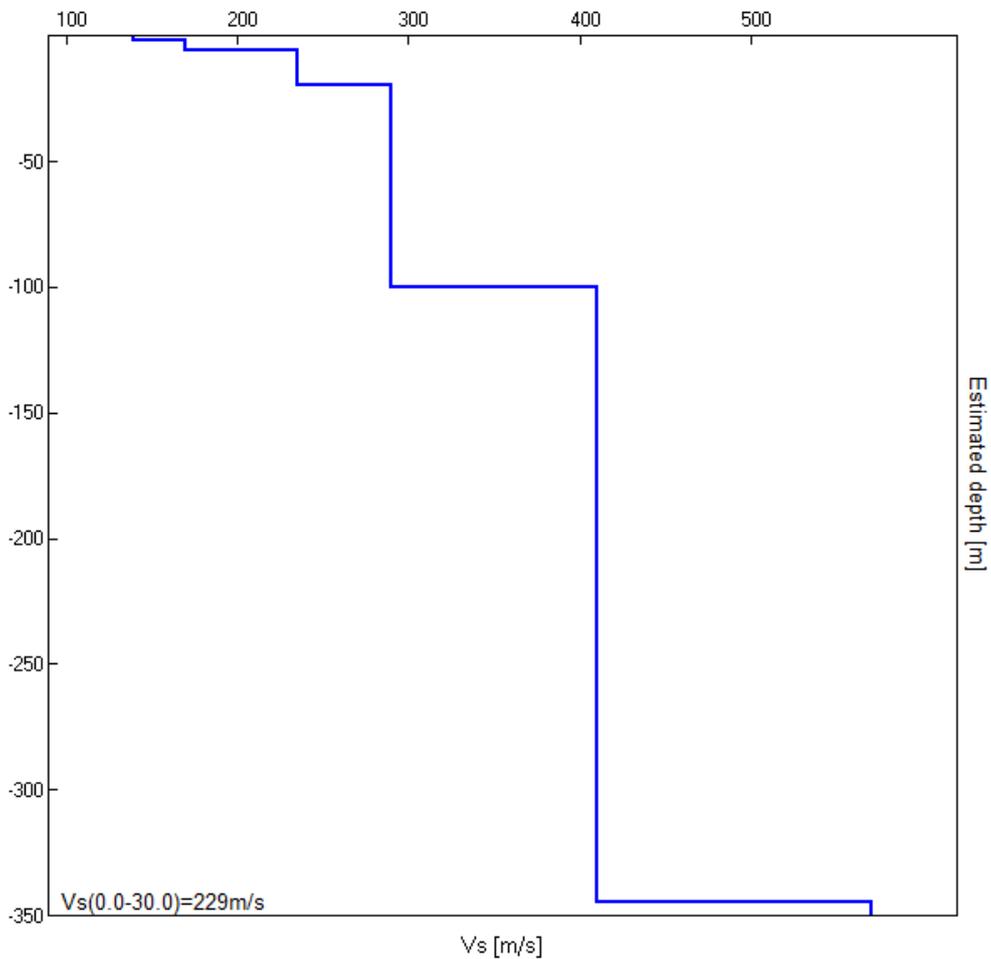
TR12-TROMINO N.2

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	140	0.49
5.70	3.70	170	0.48
19.70	14.00	235	0.46
99.70	80.00	290	0.44
344.70	245.00	410	0.42
inf.	inf.	570	0.42

Vs(0.0-30.0)=229m/s (Cat C da Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018).



Elaborazione:

Numero di iterazioni 25
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
 Tipo di modulo elastico Shake 91
 Massimo errore percentuale di convergenza 7.76 E-05

Fattori di amplificazione ICMS 2008:

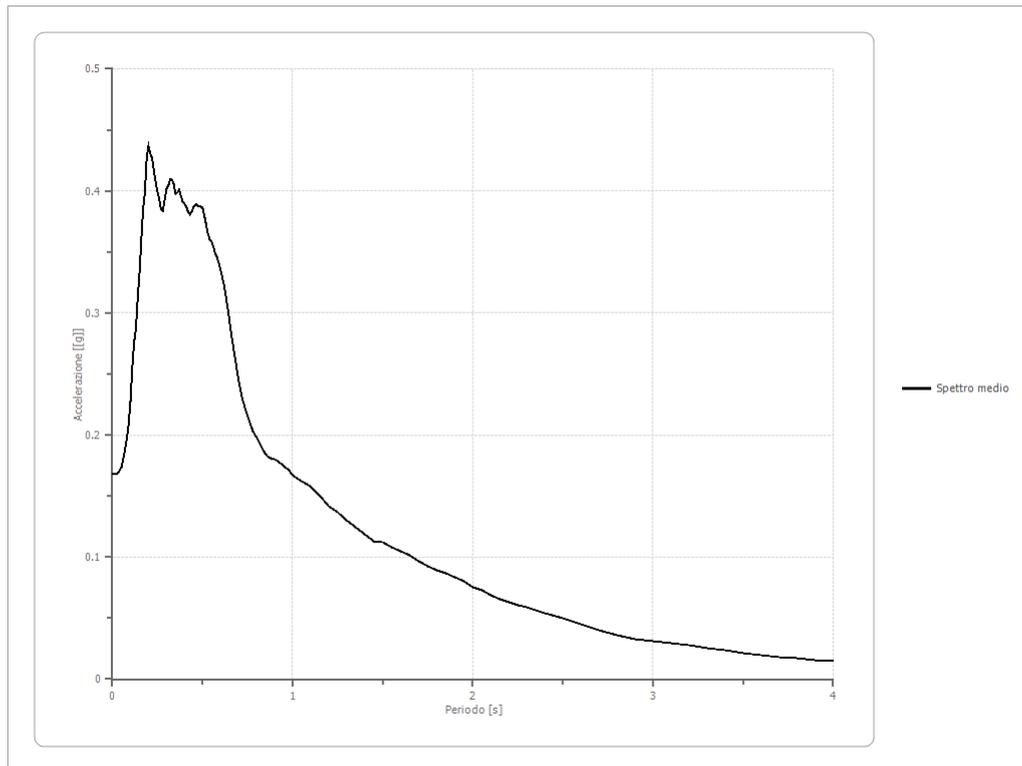
Tai 0.200 [s]
 Tvi 0.920 [s]
 Tao 0.200 [s]
 Tvo 0.600 [s]
 Sami 2.791 [m/s²]
 Svmi 0.147 [m/s]
 Samo 3.637 [m/s²]
 Svmo 0.299 [m/s]
Fa 1.303 [-]
Fv 2.038 [-]
 TB 0.172 [s]
 TC 0.516 [s]
 TD 2.056 [s]
 SA(0) 0.148 [g]
 SA(TB) 0.371 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. input [m]	Housner output [m]	Int. input/output [m]	Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.041	0.066	0.200	0.200	1.613
0.500	1.000	0.071	0.142	0.500	0.500	1.996
0.100	1.500	0.182	0.351	0.067	0.067	1.926
0.100	2.500	0.316	0.625	0.040	0.040	1.978

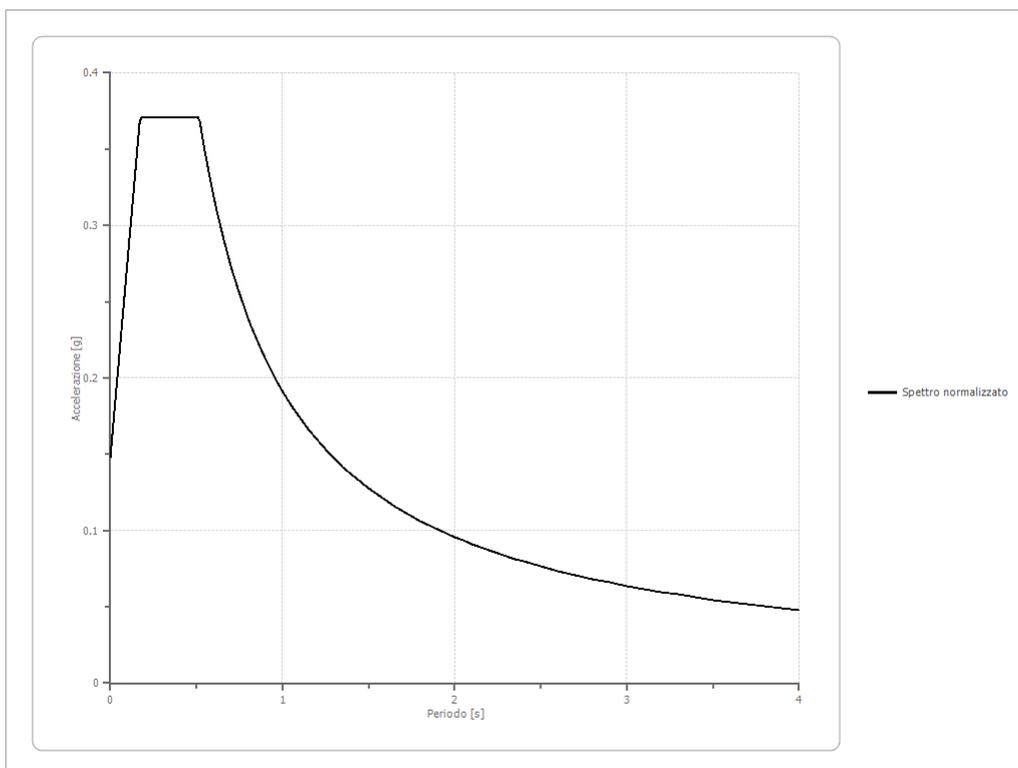
Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.1675	0.26	0.3927	0.52	0.3720	0.98	0.1711	2.25	0.0608
0.01	0.1675	0.27	0.3843	0.53	0.3647	1.00	0.1672	2.30	0.0588
0.02	0.1678	0.28	0.3841	0.54	0.3602	1.05	0.1622	2.35	0.0566
0.03	0.1689	0.29	0.3928	0.55	0.3584	1.10	0.1581	2.40	0.0544
0.04	0.1708	0.30	0.4019	0.56	0.3547	1.15	0.1507	2.50	0.0502
0.05	0.1737	0.31	0.4044	0.57	0.3488	1.20	0.1417	2.60	0.0453
0.06	0.1796	0.32	0.4094	0.58	0.3463	1.25	0.1364	2.70	0.0403
0.07	0.1881	0.33	0.4089	0.60	0.3353	1.30	0.1299	2.80	0.0362
0.08	0.1976	0.34	0.4055	0.62	0.3227	1.35	0.1246	2.90	0.0330
0.09	0.2089	0.35	0.3980	0.64	0.3038	1.40	0.1188	3.00	0.0311
0.10	0.2273	0.36	0.3986	0.66	0.2821	1.45	0.1128	3.10	0.0295
0.11	0.2549	0.37	0.4011	0.68	0.2632	1.50	0.1117	3.20	0.0275
0.12	0.2756	0.38	0.3957	0.70	0.2449	1.55	0.1082	3.30	0.0255
0.13	0.2862	0.39	0.3912	0.72	0.2298	1.60	0.1045	3.40	0.0236
0.14	0.3118	0.40	0.3894	0.74	0.2200	1.65	0.1013	3.50	0.0216
0.15	0.3310	0.41	0.3868	0.76	0.2108	1.70	0.0966	3.60	0.0198
0.16	0.3592	0.42	0.3833	0.78	0.2026	1.75	0.0924	3.70	0.0183
0.17	0.3844	0.43	0.3809	0.80	0.1977	1.80	0.0889	3.80	0.0168
0.18	0.3982	0.44	0.3831	0.82	0.1921	1.85	0.0864	3.90	0.0159
0.19	0.4260	0.45	0.3870	0.84	0.1867	1.90	0.0834	4.00	0.0150
0.20	0.4372	0.46	0.3888	0.86	0.1826	1.95	0.0799		
0.21	0.4306	0.47	0.3884	0.88	0.1811	2.00	0.0756		
0.22	0.4273	0.48	0.3873	0.90	0.1799	2.05	0.0725		
0.23	0.4161	0.49	0.3874	0.92	0.1781	2.10	0.0688		
0.24	0.4079	0.50	0.3864	0.94	0.1757	2.15	0.0657		
0.25	0.3996	0.51	0.3795	0.96	0.1738	2.20	0.0632		



Spettro normalizzato di risposta elastico:

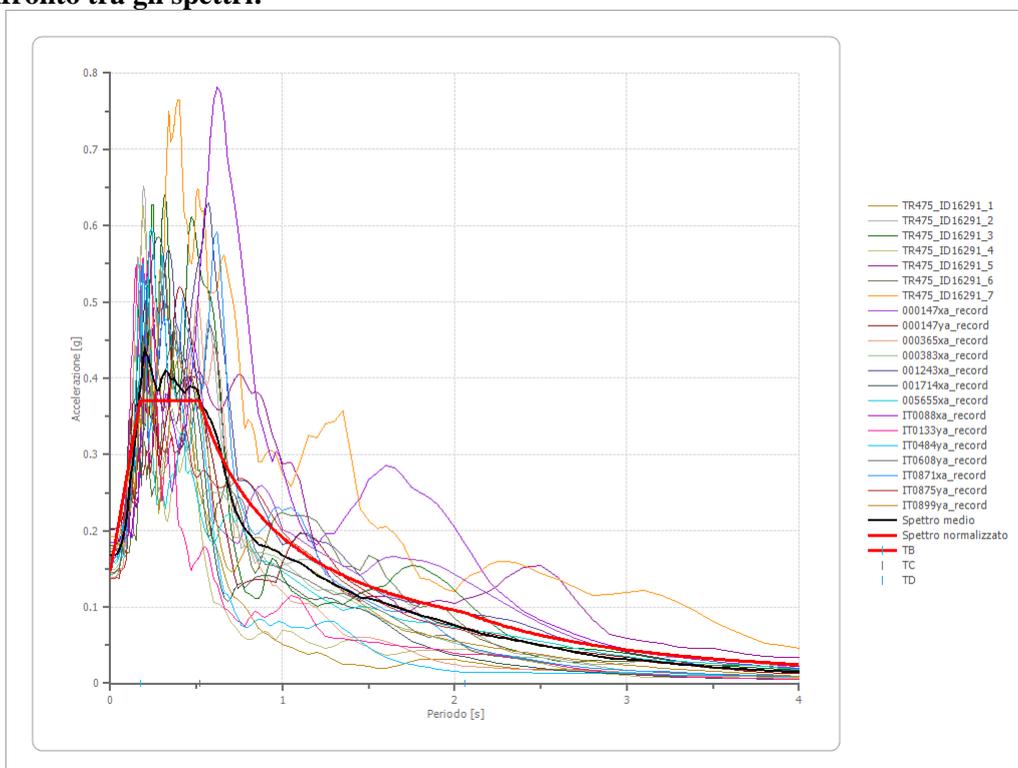
Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.1481	0.26	0.3707	0.52	0.3679	0.98	0.1952	2.25	0.0850
0.01	0.1610	0.27	0.3707	0.53	0.3610	1.00	0.1913	2.30	0.0832
0.02	0.1740	0.28	0.3707	0.54	0.3543	1.05	0.1822	2.35	0.0814
0.03	0.1869	0.29	0.3707	0.55	0.3479	1.10	0.1739	2.40	0.0797
0.04	0.1999	0.30	0.3707	0.56	0.3416	1.15	0.1664	2.50	0.0765
0.05	0.2128	0.31	0.3707	0.57	0.3357	1.20	0.1594	2.60	0.0736
0.06	0.2257	0.32	0.3707	0.58	0.3299	1.25	0.1531	2.70	0.0709
0.07	0.2387	0.33	0.3707	0.60	0.3189	1.30	0.1472	2.80	0.0683
0.08	0.2516	0.34	0.3707	0.62	0.3086	1.35	0.1417	2.90	0.0660
0.09	0.2646	0.35	0.3707	0.64	0.2989	1.40	0.1367	3.00	0.0638
0.10	0.2775	0.36	0.3707	0.66	0.2899	1.45	0.1319	3.10	0.0617
0.11	0.2905	0.37	0.3707	0.68	0.2814	1.50	0.1275	3.20	0.0598
0.12	0.3034	0.38	0.3707	0.70	0.2733	1.55	0.1234	3.30	0.0580
0.13	0.3163	0.39	0.3707	0.72	0.2657	1.60	0.1196	3.40	0.0563
0.14	0.3293	0.40	0.3707	0.74	0.2585	1.65	0.1160	3.50	0.0547
0.15	0.3422	0.41	0.3707	0.76	0.2517	1.70	0.1125	3.60	0.0531
0.16	0.3552	0.42	0.3707	0.78	0.2453	1.75	0.1093	3.70	0.0517
0.17	0.3681	0.43	0.3707	0.80	0.2392	1.80	0.1063	3.80	0.0503
0.18	0.3707	0.44	0.3707	0.82	0.2333	1.85	0.1034	3.90	0.0491
0.19	0.3707	0.45	0.3707	0.84	0.2278	1.90	0.1007	4.00	0.0478
0.20	0.3707	0.46	0.3707	0.86	0.2225	1.95	0.0981		
0.21	0.3707	0.47	0.3707	0.88	0.2174	2.00	0.0957		
0.22	0.3707	0.48	0.3707	0.90	0.2126	2.05	0.0933		
0.23	0.3707	0.49	0.3707	0.92	0.2080	2.10	0.0911		
0.24	0.3707	0.50	0.3707	0.94	0.2035	2.15	0.0890		
0.25	0.3707	0.51	0.3707	0.96	0.1993	2.20	0.0870		



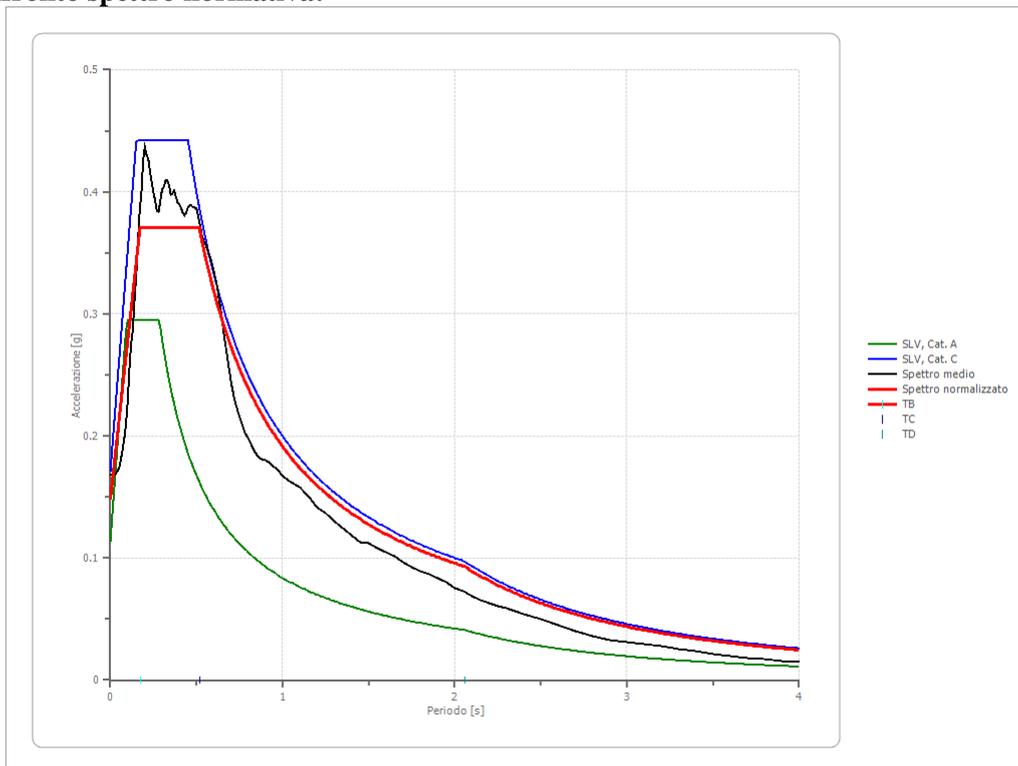
Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.148	2.504	--	0.172	0.516	2.056	0.148	0.371	1.299

Confronto tra gli spettri:



Confronto spettro normativa:



Si è infine proceduto ad una nuova stima della liquefazione utilizzando il fattore di amplificazione calcolato con lo studio di RSL (risposta sismica locale) che porta a stimare con **ag = 0,15g** terreni ancora liquefacibili con il metodo **Boulanger Idriss**, mentre il metodo **Robertson** risulta liquefazione solo in corrispondenza della **CPTU 8-9-10** e solo per magnitudo **6.14**:

	Robertson Mw=6.14	Boulanger idriss Mw=6.14	Robertson Mw=5.20	Boulanger idriss Mw=5.20
CPTU	IL	IL	IL	IL
CPTU1	1.07	8.49	0	3,25
CPTU2	0.54	9.35	0	2.95
CPTU3	0.58	10.90	0	5.15
CPTU4	1.55	10.60	0	4.64
CPTU5	0.47	9.23	0	3.91
CPTU6	0.23	4.15	0	0.90
CPTU7	0	1.70	0	0
CPTU8	2.44	9.38	0	3.30
CPTU9	5.59	12.52	0	7.48
CPTU10	6.67	13.49	0.12	9.45

Tabella- Tabella riassuntiva IL calcolati

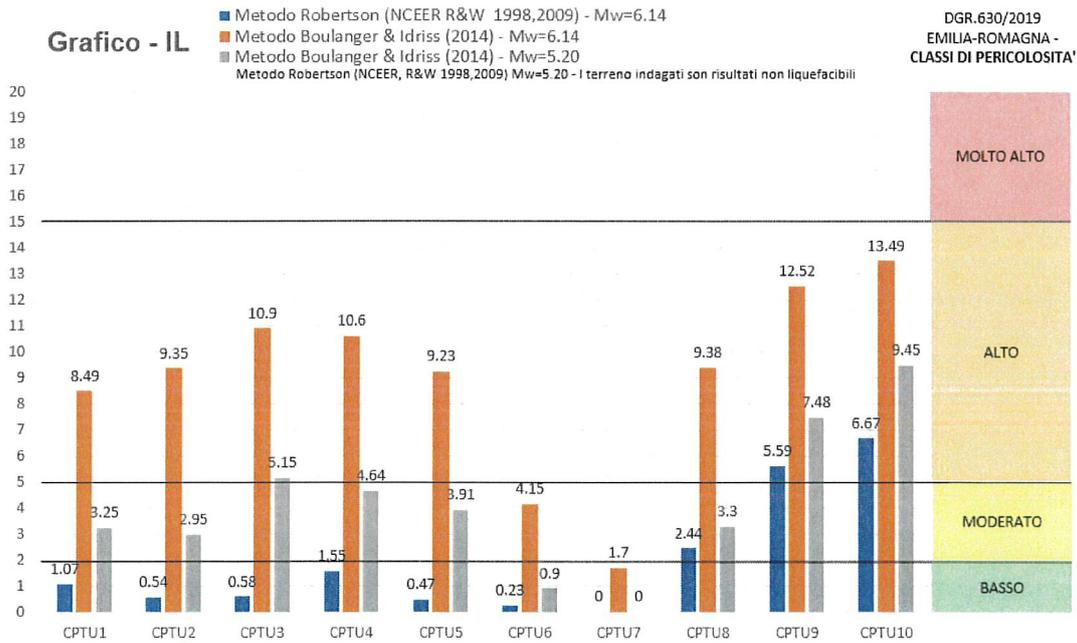


Grafico- Grafico riassuntivo valori di IL calcolati e classificazione pericolosità sismica secondo DGR.630/2019 Regione Emilia Romagna

Anche in questo caso si è proceduto alla verifica dei cedimenti post sismici riportati nella seguente tabella.

	Robertson Mw=6.14	Boulanger idriss Mw=6.14	Robertson Mw=5.20	Boulanger idriss Mw=5.20
CPTU	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)	Ced. verticale (cm)
CPTU1	2.68	20.22	0	14.04
CPTU2	2.67	22.85	0	15.45
CPTU3	2.31	19.99	0	15.76
CPTU4	5.01	22.13	0	17.30
CPTU5	1.37	18.28	0	14.00
CPTU6	1.53	12.67	0	7.11
CPTU7	0.86	10.06	0	5.53
CPTU8	7.84	19.39	0	14.05
CPTU9	11.30	20.89	0.42	17.28
CPTU10	14.28	19.08	1	17.77

Tabella- Tabella riassuntiva cedimenti post sismici

Dr. Ing. Valentina Mucchi



Dr. Geol. Antonio Mucchi

