

REGIONE EMILIA-ROMAGNA

COMUNE DI FONTANELLATO

PROVINCIA DI PARMA

RELAZIONE  
GEOLOGICA



**LAVORO:** AMPLIAMENTO AZIENDALE

**UBICAZIONE:** LOC. PAROLETTA

**COMMITTENTE:** AZIENDA AGRICOLA SALVI VALERIO

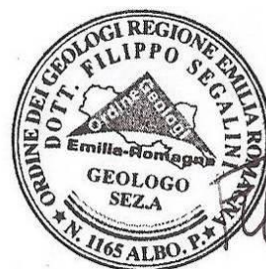
**GEOLOGIA**

DATA  
LUGLIO 2020

REDAZIONE  
Dr. Geol. Filippo Segalini



Dr. Geol. Filippo Segalini  
Ufficio: Via Papa Giovanni, 121  
29020 Morfasso (PC)  
☎: 347.7304453  
✉: filippo.segalini@morfasso.com  
pec: filippo.segalini@epap.sicurezzapostale.it



*Filippo Segalini*



## INDICE

1.0	PREMESSA E FINALITÀ .....	3
2.0	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E IDROGRAFICO .....	4
3.0	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....	4
4.0	IDROGEOLOGIA .....	5
5.0	PERICOLOSITÀ SISMICA .....	7
5.1.	ZONAZIONE SISMICA (ZS) E SISMICITÀ STORICA .....	7
5.2.	PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO PROVINCIALE (P.T.C.P.) .....	10
6.0	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	11
6.1.	PROVE SISMICHE MASW+HVSr .....	12
6.2.	PROVE PENETROMETRICHE .....	18
7.0	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA .....	24
7.1.	VALORI CARATTERISTICI .....	26
8.0	RISPOSTA SISMICA LOCALE SECONDO APPROCCIO SEMPLIFICATO NTC18 .....	26
8.1.	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE (EFFETTI DI SITO) .....	26
8.2.	EFFETTI LOCALI .....	27
8.2.1.	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO .....	27
8.2.2.	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	28
8.3.	CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI .....	28
9.0	VERIFICHE .....	29
9.1.	LIQUEFAZIONE .....	29
9.2.	FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	34
9.3.	CEDIMENTI .....	38
10.0	CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI .....	40
	ALLEGATO A – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA .....	43



## 1.0 PREMESSA E FINALITÀ

Il presente elaborato è stato prodotto a supporto del progetto di realizzazione di ampliamento aziendale, ubicato in località Paroletta, comune di Fontanellato (PR).

Lo studio svolto è finalizzato a:

- ricostruire i caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del sito;
- fornire uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni nel volume significativo;
- determinare la "risposta sismica locale" sulla base degli effetti di sito e degli effetti locali.

Quanto detto è stato definito attraverso l'analisi della documentazione cartografica e bibliografica esistente, 10 prove penetrometriche statiche e due indagini sismiche tipo MASW+HVSr.

Lo studio è stato condotto seguendo le seguenti normative di riferimento:

- D.M. LL. PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 16 Gennaio 1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- L.R. n. 3 del 21 aprile 1999. Riforma del sistema locale e regionale.
- D.G.R. n. 1117 del 11/07/2000. Direttiva Regionale concernente le procedure amministrative e le norme tecniche relative alla gestione del vincolo idrogeologico ai sensi ed in attuazione degli art. 148, 149, 150 e 151 della L.R. 21 aprile 1999, n. 3 Riforma del sistema regionale e locale.
- UNI ENV 1997-1:2005-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 1: Regole generali.
- UNI ENV 1997-2:2002-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 2: Progettazione assistita con prove in sito.
- UNI ENV 1997-3:2002-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica-Parte 3: Progettazione assistita con prove in di laboratorio.
- O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003. Costruzioni in zona sismica.
- O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b. Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.
- Delibera dell'Assemblea legislativa progr. n°112 - oggetto °3121 del 2 maggio 2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".
- D.M. 14 Gennaio 2008. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DGR n.2193 del 21 dicembre 2015. Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112.
- D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».



## 2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E IDROGRAFICO

L'area interessata dal presente studio è localizzata entro il territorio comunale di Fontanellato.

La sezione della Carta Tecnica Regionale (scala 1:5.000) che ricomprende il sito è la 181110. L'altitudine è circa 44 m s.l.m., latitudine e longitudine valgono rispettivamente 44.909137 N e 10.166940 E (Coordinate ED50).

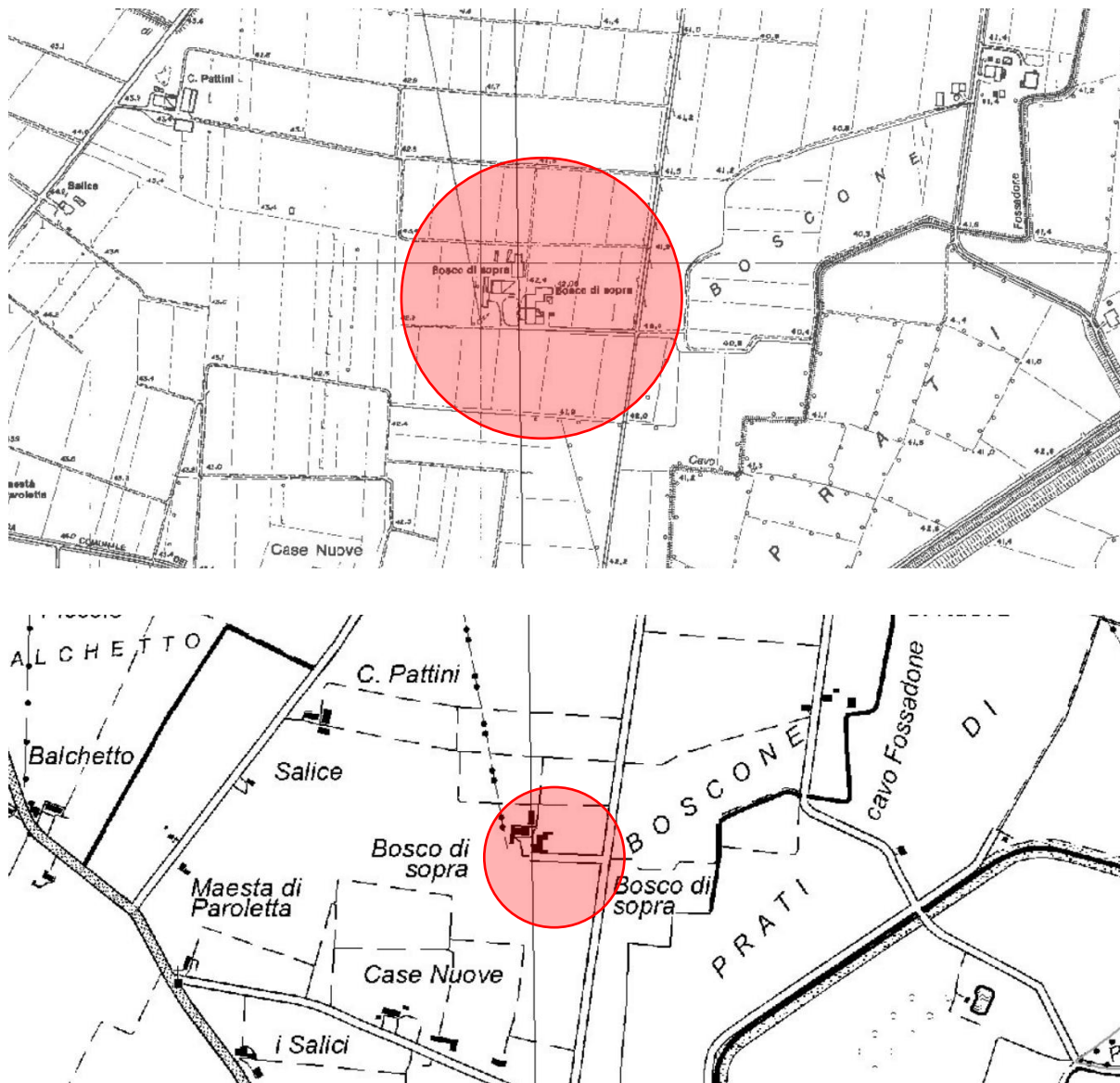


Figura 1. Inquadramento corografico su CTR ([www.regione.emilia-romagna.it](http://www.regione.emilia-romagna.it)), scale varie. In rosso l'area di studio.

Dal punto di vista idrografico l'area è situata a circa 600 m ad ovest del Cavo Scannabecco, il rischio di esondazione risulta dunque assai basso. A scala locale si segnalano il Cavo Fossadone, che scorre in vicinanza dell'area di studio.

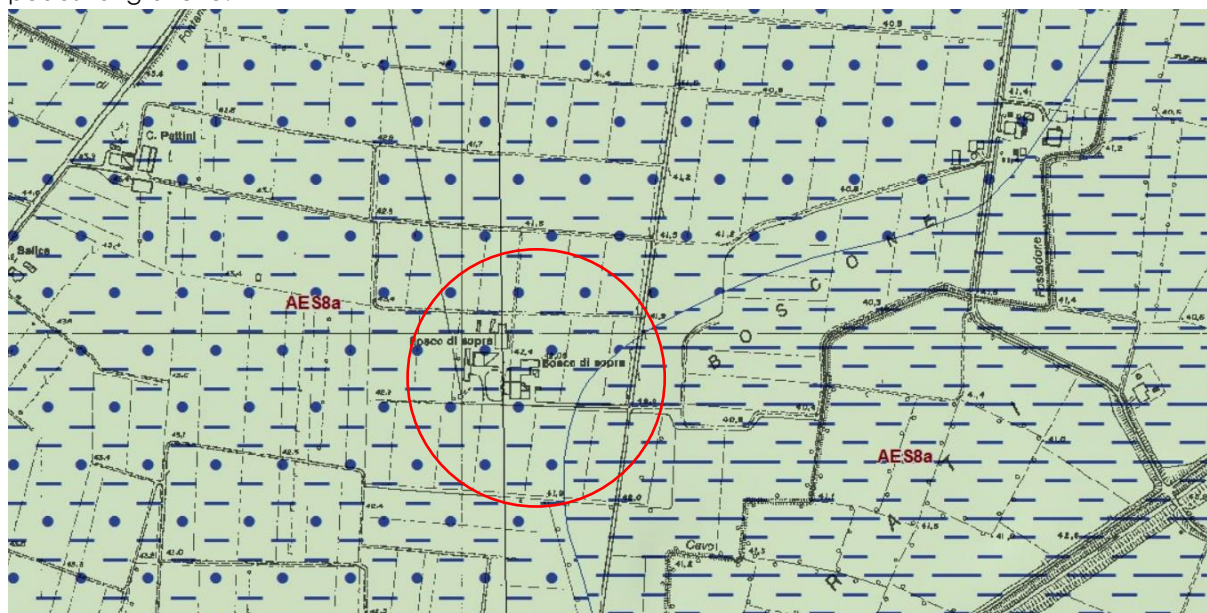
## 3.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Le unità geologiche affioranti nell'area appartengono al Supersistema Emiliano-Romagnolo (Quaternario Continentale), successione suddivisibile in due unità principali: un'unità inferiore, detta Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI), ed un'unità superiore, detta Sintema Emiliano-Romagnolo






Superiore (AES), a sua volta frazionata in cinque subsintemi in funzione delle caratteristiche morfo-pedostratigrafiche.



#### Ambienti deposiz. e litologie (10K)

Limo Argilloso - Piana alluvionale

 Limo Sabbioso - Piana alluvionale

#### Coperture quaternarie (10K)


 AES8a - Unità di Modena

Figura 2. Inquadramento geologico (da progetto CARG, Servizio Geologico Sismico e dei Suoli - Regione Emilia-Romagna). In cerchiato rosso l'area in studio.

Il *Subsistema di Ravenna\_Unità di Modena (AES8a)* comprende ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi (depositi intravallivi terrazzati e di conoide) e limi e limi sabbiosi (depositi di interconoide). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 metri. È sede di attività agricola diffusa, di insediamenti produttivi e, localmente, di nuclei abitati (Pleistocene sup. - Olocene; post circa 18.000 anni B.P.).

La carta litologica segnala la presenza di limi sabbiosi e limi argillosi di piana alluvionale.

L'assetto geomorfologico di questa porzione territoriale è in parte legato all'azione fluviale e secondariamente all'azione delle acque di scorrimento superficiale; sovrapposta agli agenti naturali si è poi sviluppata l'attività antropica. La morfologia del sito è prettamente pianeggiante. Gli elementi morfologici principali sono le aree topograficamente depresse ed incise entro le quali scorrono i rii, le deboli ondulazioni della superficie topografica prodotte dalla rete idrica secondaria e gli interventi antropici.

## 4.0 IDROGEOLOGIA

La struttura idrogeologica del sottosuolo è conosciuta grazie alle numerose perforazioni eseguite per la ricerca idrica e di idrocarburi.

Con il termine acquiferi si intendono dei corpi geologici (ghiaie e sabbie) che svolgono le funzioni di serbatoio e condotta per le acque sotterranee. Sono limitati inferiormente da livelli scarsamente impermeabili (acquitrini) o impermeabili (acquicludi).



Per l'individuazione e la definizione degli acquiferi che caratterizzano il sottosuolo della pianura si è fatto riferimento al modello delle Unità Idrostratigrafico-Sequenziali <sup>1</sup>. Queste unità sono denominate informalmente Gruppi Acquiferi A (sedimenti afferenti all'AES), B (depositi riconducibili all'AEI) e C (depositi marini). Entro ogni Gruppo sono poi state distinte unità di rango gerarchico inferiore, in totale 14, denominate Complessi Acquiferi.

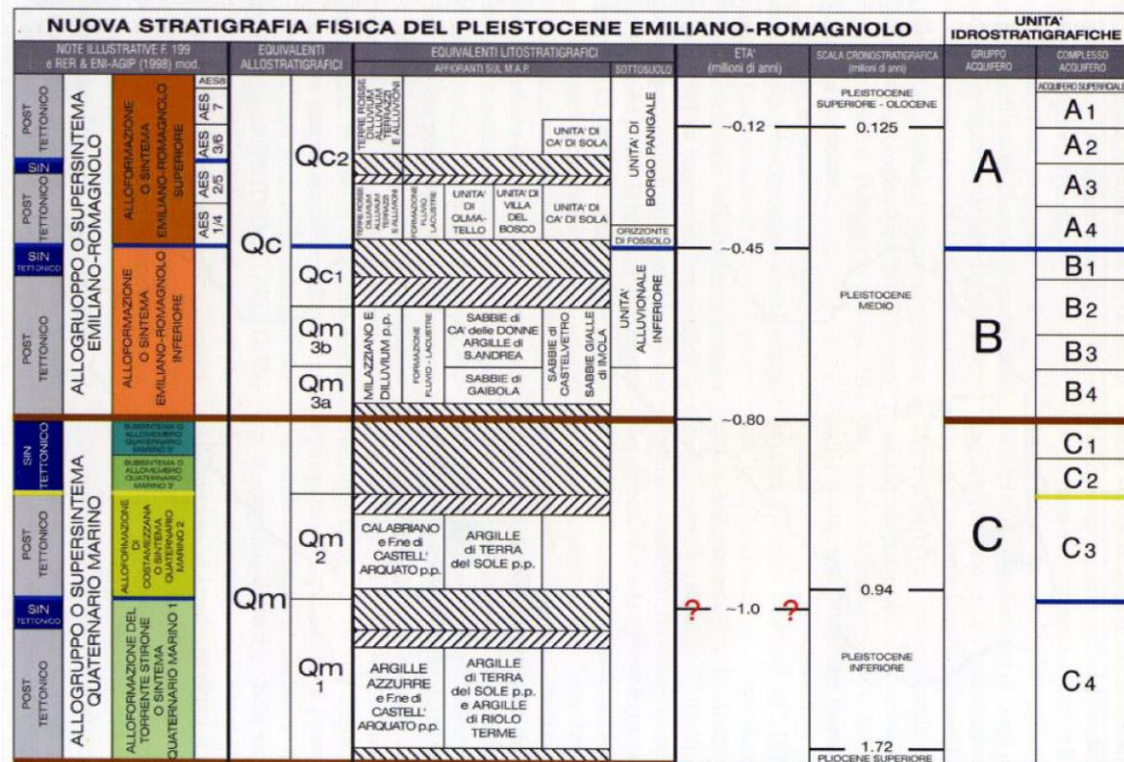


Figura 3. Schema geologico-stratigrafico e idrostratigrafico del Bacino Pleistocenico del pianura emiliano-romagnola (da "G. Di Dio, 2001 Il quadro delle conoscenze. In studi sulla vulnerabilità degli acquiferi/15. Nuova carta di vulnerabilità del parmense ed indirizzi di tutela delle acque. A cura di G. Alifracco. 9-20 ed. Pitagora, Bologna").

I rapporti geometrici fra i Complessi Acquiferi e le caratteristiche geometrico-stratigrafiche e idrogeologiche più importanti sono:

1. i depositi grossolani di origine marino-marginale e di delta-conoide ascritti al Gruppo Acquifero C costituiscono Sistemi Acquiferi confinati di grande estensione, intercalati da Barriere di Permeabilità di notevole spessore (> 8 m) e continuità, la cui correlazione è possibile in tutta l'alta pianura parmense;
2. il Gruppo Acquifero C risulta deformato e strutturato per effetto dei movimenti tettonici tardo quaternari del Margine Appenninico Padano; in conseguenza di ciò, gli assi strutturali sepolti condizionano notevolmente la profondità a cui può essere incontrato uno stesso Sistema Acquifero del Gruppo C;
3. il tetto del Gruppo Acquifero C nel Comune di Fontanellato si estende alla profondità di circa 150 metri dalla superficie topografica;
4. i Gruppi Acquiferi B e A, d'origine alluvionale, non costituiscono mai, se non nelle zone strettamente apicali di conoide, un acquifero freatico, monostrato e indifferenziato. Essi sono invece molto più complessi e articolati del Gruppo C a causa della giustapposizione e sovrapposizione di differenti

<sup>1</sup> Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP (1998), Riserve Idriche Sotterranee della Regione Emilia-Romagna. A cura di G. Di Dio. S.E.L.C.A. (Firenze), 120 pp.





sistemi deposizionali, ma possono comunque essere studiati e cartografati in dettaglio, evidenziando le aree di interconnessione presenti tra Sistemi Acquiferi generalmente separati e l'estensione delle principali Barriere di Permeabilità.

Per la piezometria dell'area si riporta un estratto della Carta Idrogeologica QC 4.4 della Variante Generale al Piano Strutturale Comunale. Si registra, osservando la Carta Idrogeologica, una soggiacenza della falda tra i 5 e i 6 metri per l'area di studio.

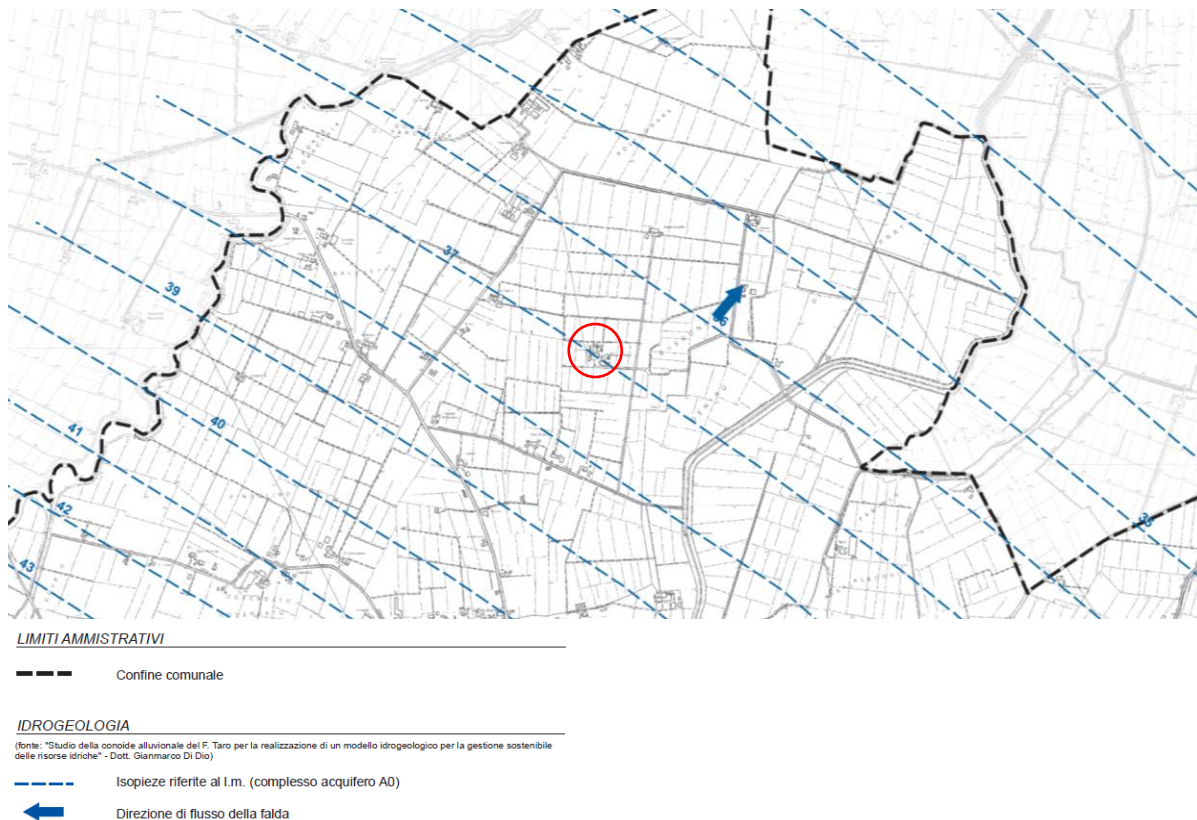


Figura 4. Estratto Carta Idrogeologica Q.C.4.4 allegata alla Variante Generale al PSC di Fontanellato (2011). In cerchiato rosso l'area in studio.

## 5.0 PERICOLOSITÀ SISMICA

### 5.1. Zonazione sismica (ZS) e sismicità storica

Con il termine «zonazione sismica» si intende convenzionalmente l'operazione di suddivisione del territorio nazionale in zone sismiche a differente livello di pericolosità sismica. La zonazione sismogenetica rappresenta la traduzione operativa del modello sismotettonico; in particolare la nuova zonazione sismogenetica ZS9 "Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo" pubblicata sul sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it/> (G.d L., 2004<sup>2</sup>) è stata ottenuta partendo dalla zonizzazione ZS4 (Scandone e Stucchi, 1999), accorpando e modificando le zone sorgente rendendole più coerenti con le informazioni oggi disponibili. Il modello sismotettonico che ha guidato nel tracciamento delle aree di ZS4 è basato sia su un modello strutturale 3D della penisola, sia sulla

<sup>2</sup> Gruppo di Lavoro (2004): redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma



distribuzione spaziale dei terremoti storici ed attuali, sia sul modello cinematico dell'area mediterranea. In particolare il territorio del comune di Fontanellato, nella nuova zonazione ZS9, ricade nella zona sismogenetica **913**.

Di seguito si riporta una breve descrizione relativa alle zone 913, estratta dal già citato Rapporto conclusivo ("Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo", G.d L, 2004).

Tutto l'arco appenninico settentrionale è stato riorganizzato secondo cinque fasce parallele longitudinali alla catena. Le zone sismogenetiche **913**, **914** e **918** risultano dalla scomposizione della fascia che da Parma si estende fino all'Abruzzo. In questa fascia si verificano terremoti prevalentemente compressivi nella porzione nord-occidentale e probabilmente distensivi nella porzione più sud-orientale; si possono altresì avere meccanismi distensivi nella porzione più sud-orientale; si possono altresì meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture. L'intera fascia è caratterizzata da terremoti storici che raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo. Le profondità ipocentrali sono mediamente maggiori in questa fascia di quanto non siano nella fascia più esterna.

La zonazione (ZS9) indica anche una profondità dello strato sismogenetico, che risulta essere compreso tra 12 e 20 km per la zona sismogenetica 913. Al suo interno si verificano terremoti compressivi che raggiungono valori massimi di magnitudo pari a 6.14.

Nome ZS	Numero ZS	M <sub>wmax</sub>
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 5. Valori di Mwmax (magnitudo momento) per le zone sismogenetiche ZS9.

La classificazione sismica dei Comuni stabilita al punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza n. 3274/2003 fa rientrare il Comune di Fontanellato in Zona 3. L'O.P.C.M. 3519 del 28 Aprile 2006 suddivide altresì le zone 1, 2 e 3 in sottozone caratterizzate da valori di ag con intervalli non minori di 0.025g. La mappa di pericolosità sismica, consultabile interamente all'indirizzo <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, assegna al sito un valore di a(g) compreso tra 0.120 e 0.150g.

La sismicità storica è stata studiata a partire dai cataloghi dei terremoti disponibili, in particolare sono stati presi in considerazione i cataloghi presenti sul sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ([www.ingv.it](http://www.ingv.it)). Sono stati consultati i seguenti cataloghi:

**DBMI15** – database macrosismico italiano\_Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

**CPTI 15** – catalogo parametrico dei terremoti italiani (217a.c. – 2002)\_Rovida A., Locati M., Camassi R., Lelli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>



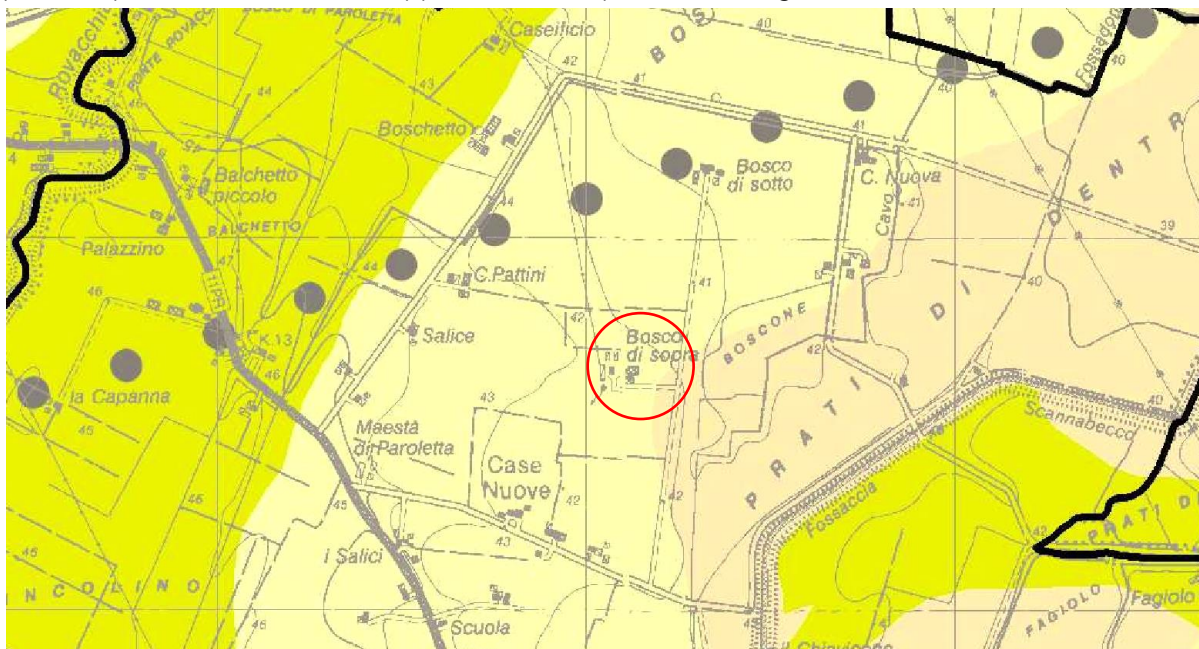




In sintesi si segnalano in particolare il terremoto del 29/04/1984 di magnitudo 5.62 con epicentro in Umbria Settentrionale e il terremoto del 15/07/1971 di magnitudo 5.51 con epicentro nel Parmense.

## 5.2. Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.)

La "Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali"<sup>3</sup> evidenzia come l'area sia al limite tra la classe **DAGS** (depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o misti), per cui è previsto il secondo livello di approfondimento per l'eventuale amplificazione litologica, e la classe **DAA** (depositi alluvionali argillosi) per cui è previsto il terzo livello di approfondimento per la stima degli eventuali cedimenti attesi.



<sup>3</sup> Provincia di Parma (2011), "Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali", Cartografia di piano del PTCP



CLASSE	EFFETTI DI SITO					LIVELLI DI APPROFONDIMENTO per la pianificazione comunale
	Amplificazione per caratteristiche litologiche	Amplificazione per caratteristiche topografiche	Instabilità di versante in atto    evoluzione    potenziale	Potenziamenti cedimenti	Potenziale liquefazione	
IA	×		×			III (per interventi ammessi)
APE	×		×			III
IP	×			×		III (II a seguito di verifica in sede di PSC)
IPt	×	×		×		III
DS	×				×	III (II se si esclude il rischio di liquefazione)
PDS	×				×	III (II se si esclude il rischio di liquefazione)
PLS	×					II
PLSt	×	×				II
DAA	×			×		III (II se si esclude il rischio di cedimenti)
DAGS	×					II
DAGSt	×	×				II (III a seguito di necessità verificata in sede di PSC)
DAE	×				×	III (per interventi ammessi)
LCT	×					II (III se possibile amplificazione stratigrafica di orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore >5 m)
SRR						I (II nel caso di marcato grado di alterazione/fratturazione spessore >5 m)
SRRt		×				II (III nel caso di marcato grado di alterazione/fratturazione spessore >5 m)

Depositi alluvionali argillosi [DAA]

Depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o misti, depositi alluvionali intravallivi, substrato roccioso con Vs < 800 m/s [DAGS]

Figura 7. Estratto "Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali" con indicazione livelli di approfondimento richiesti.

## 6.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area in studio sono state dunque realizzate 10 prove penetrometriche statiche e due indagini sismiche MASW+HVSr, le cui ubicazioni sono riferite nella figura successiva.



Figura 8. Ubicazione indagini geognostiche: in arancio le prove sismiche Masw, in verde le misurazioni HVSr, in giallo le indagini penetrometriche.





## 6.1. PROVE SISMICHE MASW+HVSr

La tecnica MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*) consiste nell'analisi della dispersione delle onde di superficie al fine di definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio S (Park et al., 1999)<sup>4</sup>.

Le acquisizioni MASW sono state eseguita tramite l'utilizzo di un sismografo 24 canali, modello Echo 2002, collegato a 12 geofoni orizzontali con frequenza propria di 4.5 Hz. Sono stati realizzati due stendimenti sismico lineare con lunghezza di 55 metri, spaziatura 5 m e tempo di acquisizione pari a 1 s. Le misure HVSR permettono invece di analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR) utile a definire eventuali risonanze di sito e, unitamente a misure di dispersione delle onde di superficie, a meglio vincolare il profilo  $V_s$  (Dal Moro, 2010<sup>5</sup>; 2011<sup>6</sup>). A causa della pesante non-univocità della soluzione una modellazione del solo HVSR senza quantitative informazioni sulle  $V_s$  da parte di misure MASW non risulta affidabile.

### MASW\_1+HV\_1

#### ELABORAZIONE

Dal sismogramma acquisito (dominio spazio-tempo) si è ricavato mediante la trasformata di Fourier lo spettro di ampiezza (dominio frequenza-ampiezza), da cui si sono determinati gli spettri di velocità di Figura 9 (dominio frequenza-velocità) attraverso il metodo denominato *phase shift*.

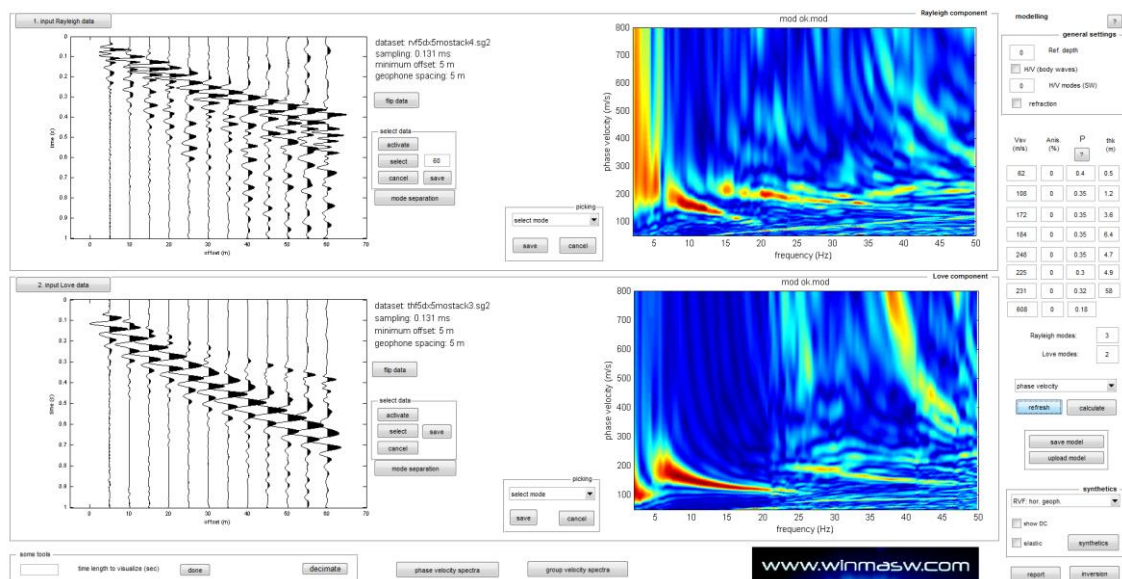


Figura 9. Sismogrammi e spettri di velocità relativi alla componente radiale delle onde Rayleigh \_in alto\_ e alle onde di Love \_in basso\_.

Successivamente alla pulizia del dato si è proceduto alla modellazione diretta della curva di dispersione, ottenendo le curve di Figura 10.

I *datasets* hanno evidenziato il modo fondamentale e frammenti di primo e secondo superiore per le onde di Rayleigh e modo fondamentale e primo superiore per le onde di Love.

<sup>4</sup> Park C. B., Miller R. D. & Xia J. (1999), " Multichannel analysis of surface waves", *Geophysics*, 64, 3; 800–808.

<sup>5</sup> Dal Moro G. (2010), "Insights on Surface-Wave Dispersion Curves and HVSR: Joint Analysis via Pareto Optimality", *J. Appl. Geophysics*, 72, 29-140.

<sup>6</sup> Dal Moro G. & Ferigo F. (2011), "Joint Analysis of Rayleigh - and Love-Wave Dispersion for Near-Surface Studies: Issues, Criteria and Improvements", *J. Appl. Geophysics*, in stampa.



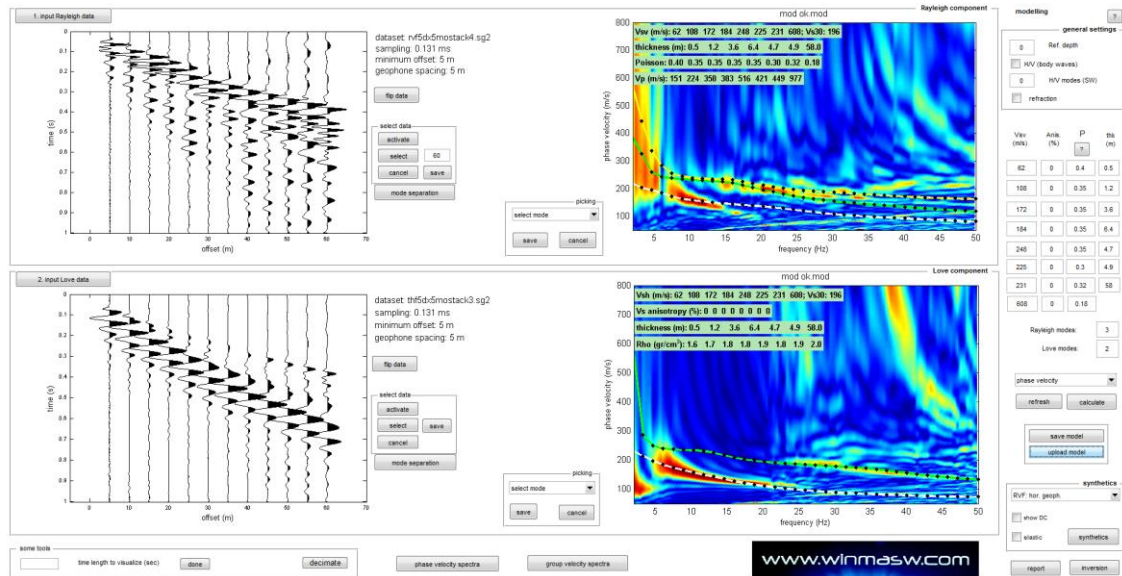


Figura 10. Risultati dell'analisi dei dati effettuata considerando la dispersione delle onde di superficie (Rayleigh e Love). A sinistra il sismogramma acquisito, a destra gli spettri di velocità e, sovrapposte, le curve di dispersione dei primi 3 modi per le onde di Rayleigh e dei primi 2 per le onde di Love.

### RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di definire il periodo di risonanza di sito e migliorare (tramite analisi congiunta MASW+HVSr) la definizione del profilo verticale VS nelle porzioni più profonde, si è effettuata una misurazione di microtremore utile a definire il rapporto H/V lungo lo stendimento.

Nelle figure successive si riportano i dati acquisiti, lo spettro d'ampiezza medio delle 3 componenti (NS, EW e verticale) ed i valori HVSr per l'acquisizione eseguita.

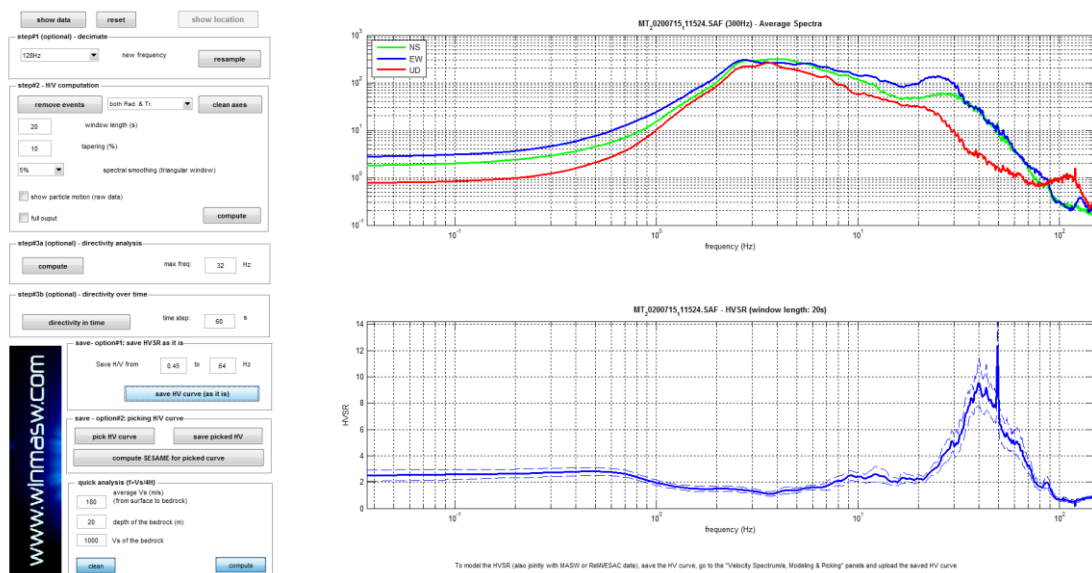


Figura 11. Spettri d'ampiezza medi delle 3 componenti (NS, EW e verticale) e valori di HVSr.

I criteri SESAME definiscono la robustezza statistica della curva HVSr e degli eventuali picchi presenti. La curva HVSr è essenzialmente piatta, non si rilevano picchi litologici degni di nota. L'unico picco di ampiezza superiore a 2 si trova a frequenze molto alte, al di fuori del range ingegneristico.

La modellazione dell'HV realizzato a metà stendimento è stata eseguita applicando lo schema geologico dato dall'analisi delle onde di superficie (figura successiva).

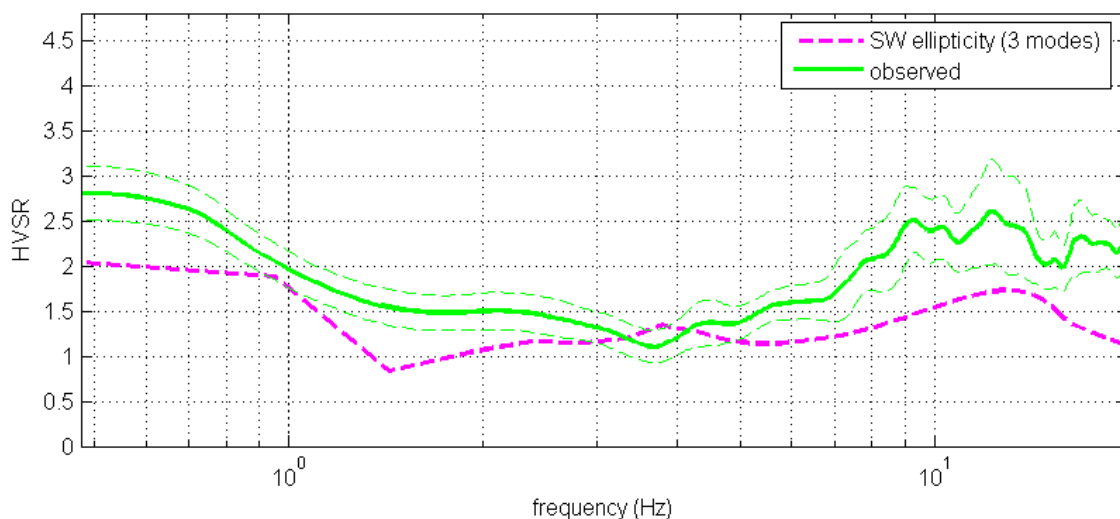


Figura 12. HVSr: in verde le misure effettuate, in magenta la curva HVSr modellata tramite ellitticità delle onde di superficie (Lunedei & Albarello, 2009). Il modello è chiaramente lo stesso usato per l'analisi delle onde di superficie.

### ANALISI CONGIUNTA

L'analisi congiunta dei dati ha restituito il modello finale di seguito riportato.

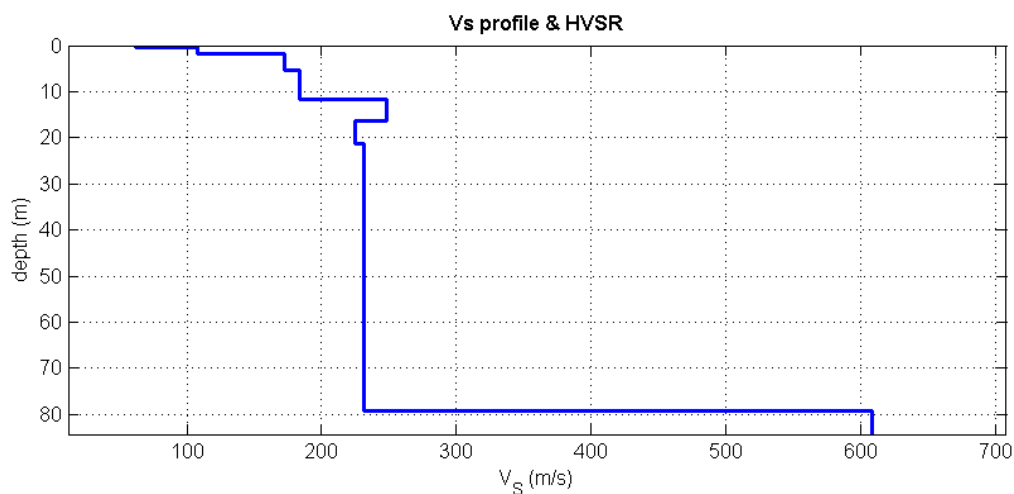


Figura 13. Profilo di velocità ottenuto dall'analisi congiunta.

Spessore (m)	Vs (m/s)
0,5	62
1,2	108
3,6	172
6,4	184
4,7	248
4,9	225
58,0	231
Inf.	608

Tabella 1. Modello di sottosuolo determinato mediante analisi congiunta.



## RISULTATI

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

dove:

$h_i$ : spessore in metri dell' $i$ -esimo strato;

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

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

L'indagine sismica ha permesso di ricavare una  $V_{S,eq}$  al piano campagna pari a 196 m/s.

## MASW\_2+HV\_2

### ELABORAZIONE

Dal sismogramma acquisito (dominio spazio-tempo) si è ricavato mediante la trasformata di Fourier lo spettro di ampiezza (dominio frequenza-ampiezza), da cui si sono determinati gli spettri di velocità di Figura 9 (dominio frequenza-velocità) attraverso il metodo denominato *phase shift*.

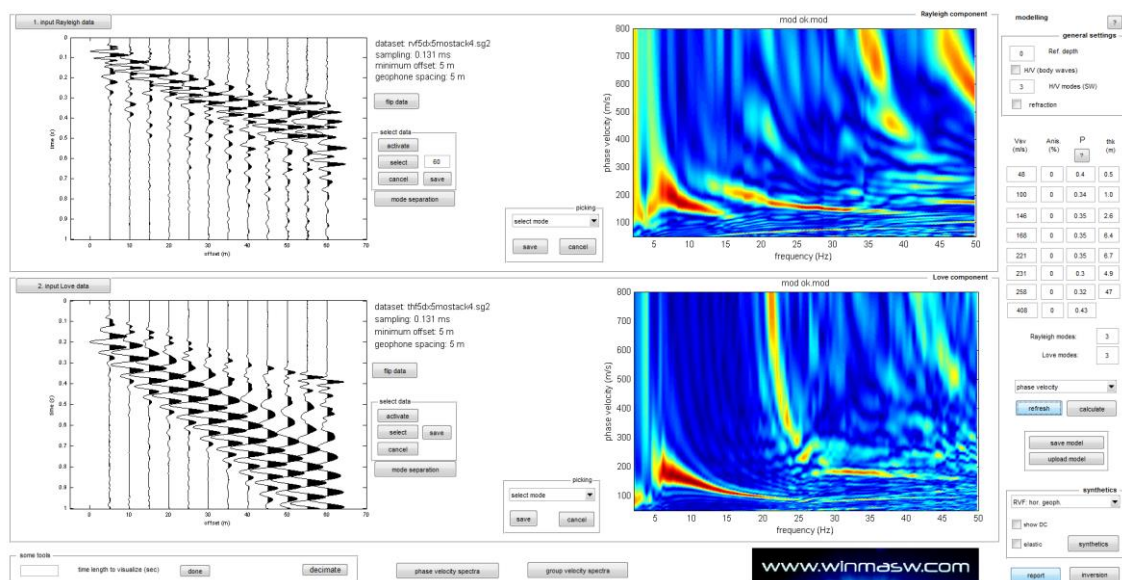


Figura 14. Sismogrammi e spettri di velocità relativi alla componente radiale delle onde Rayleigh \_ in alto e alle onde di Love \_ in basso.

Successivamente alla pulizia del dato si è proceduto alla modellazione diretta della curva di dispersione, ottenendo le curve di Figura 10.

I datasets hanno evidenziato il modo fondamentale e frammenti di primo e secondo superiore sia per le onde di Rayleigh che per le onde di Love.

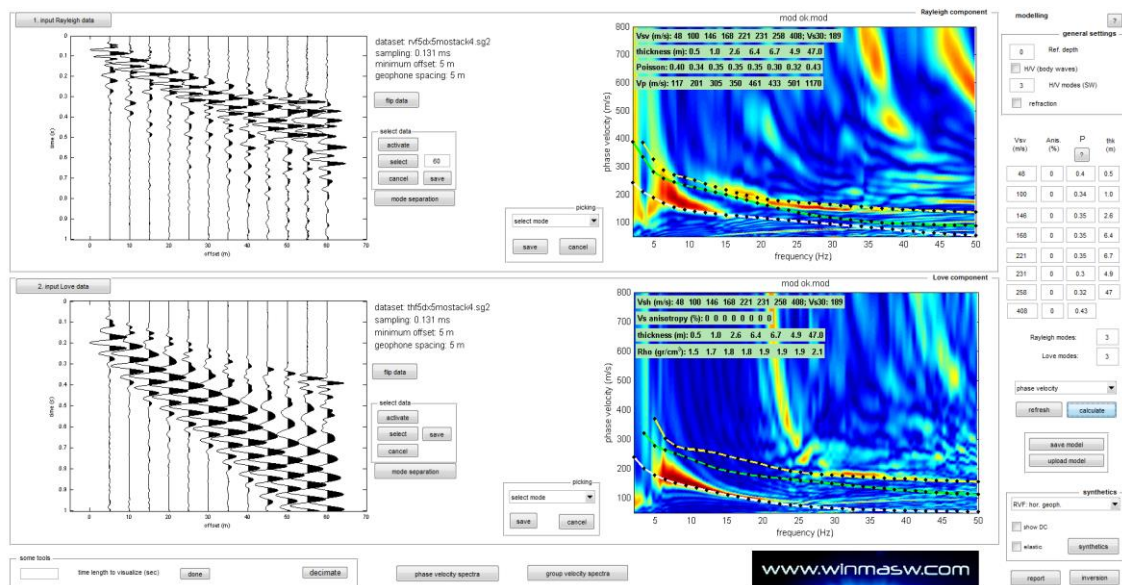


Figura 15. Risultati dell'analisi dei dati effettuata considerando la dispersione delle onde di superficie (Rayleigh e Love). A sinistra il sismogramma acquisito, a destra gli spettri di velocità e, sovrapposte, le curve di dispersione dei primi 3 modi sia per le onde di Rayleigh che per le onde di Love.

### RAPPORTI SPETTRALI H/V

Allo scopo di definire il periodo di risonanza di sito e migliorare (tramite analisi congiunta MASW+HVSr) la definizione del profilo verticale VS nelle porzioni più profonde, si è effettuata una misurazione di microtremore utile a definire il rapporto H/V lungo lo stendimento.

Nelle figure successive si riportano i dati acquisiti, lo spettro d'ampiezza medio delle 3 componenti (NS, EW e verticale) ed i valori HVSr per l'acquisizione eseguita.

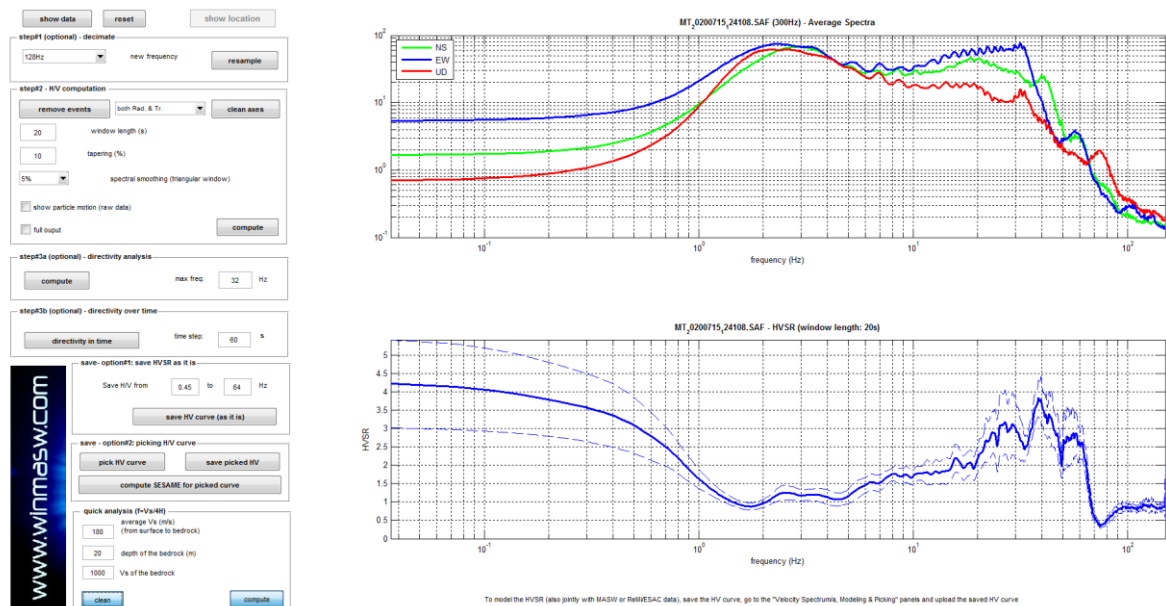


Figura 16. Spettri d'ampiezza medi delle 3 componenti (NS, EW e verticale) e valori di HVSr.

I criteri SESAME definiscono la robustezza statistica della curva HVSr e degli eventuali picchi presenti. La curva HVSr è essenzialmente piatta, non si rilevano picchi litologici degni di nota. L'unico picco di ampiezza superiore a 2 si trova a frequenze molto alte, al di fuori del range ingegneristico.





La modellazione dell'HV realizzato a metà stendimento è stata eseguita applicando lo schema geologico dato dall'analisi delle onde di superficie (figura successiva).

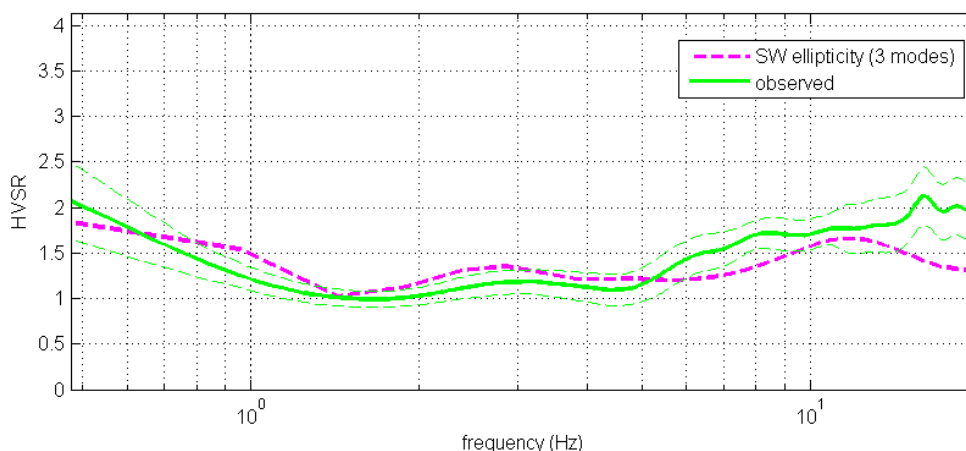


Figura 17. HVSr: in verde le misure effettuate, in magenta la curva HVSr modellata tramite ellitticità delle onde di superficie (Lunedei & Albarello, 2009). Il modello è chiaramente lo stesso usato per l'analisi delle onde di superficie.

### ANALISI CONGIUNTA

L'analisi congiunta dei dati ha restituito il modello finale di seguito riportato.

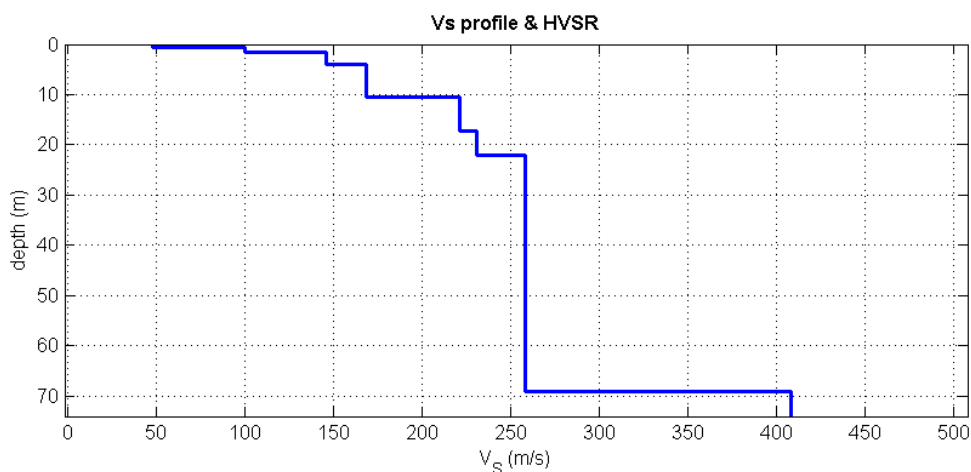


Figura 18. Profilo di velocità ottenuto dall'analisi congiunta.

Spessore (m)	Vs (m/s)
0,5	48
1,0	100
2,6	146
6,4	168
6,7	221
4,9	231
47,0	258
Inf.	408

Tabella 2. Modello di sottosuolo determinato mediante analisi congiunta.



## **RISULTATI**

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

dove:

$h_i$ : spessore in metri dell' $i$ -esimo strato;

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

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

L'indagine sismica ha permesso di ricavare una  $V_{s,eq}$  al piano campagna pari a 189 m/s.

### **6.2. PROVE PENETROMETRICHE**

Per determinare la stratigrafia e i parametri geotecnici del sottosuolo si è ricorsi a 10 prove penetrometriche statiche (CPT1 – CPT10).

La prova consiste nell'infiggere a pressione nel terreno una punta conica misurando separatamente ma con continuità lo sforzo necessario per la penetrazione della punta. La spinta viene fornita da un sistema idraulico ed è trasmessa alla punta conica mediante una batteria d'aste cave nel cui interno scorrono delle aste più piccole. Lo strumento posto alla base della batteria, costituito da una punta e da un manicotto di attrito, misura rispettivamente, ad intervalli regolari, la resistenza alla punta " $R_p$ " (LP) e la resistenza laterale+punta " $RI+R_p$ " (LL).

Le prove sono state eseguite mediante un penetrometro Pagani TG 63-200, semovente, attrezzato con punta meccanica "Begemann" capace di esercitare una forza di infissione di 200 kN.

Entro i fori penetrometrici è stata rilevata la presenza della falda acquifera alla profondità costante di circa 2.25 metri da piano campagna, tranne nella prova CPT10 dove si è registrato un livello di circa 3.00 metri da piano campagna.

Di seguito i diagrammi ottenuti dall'elaborazione delle prove realizzate e i tabulati penetrometrici con interpretazione stratigrafica secondo AGI '77.

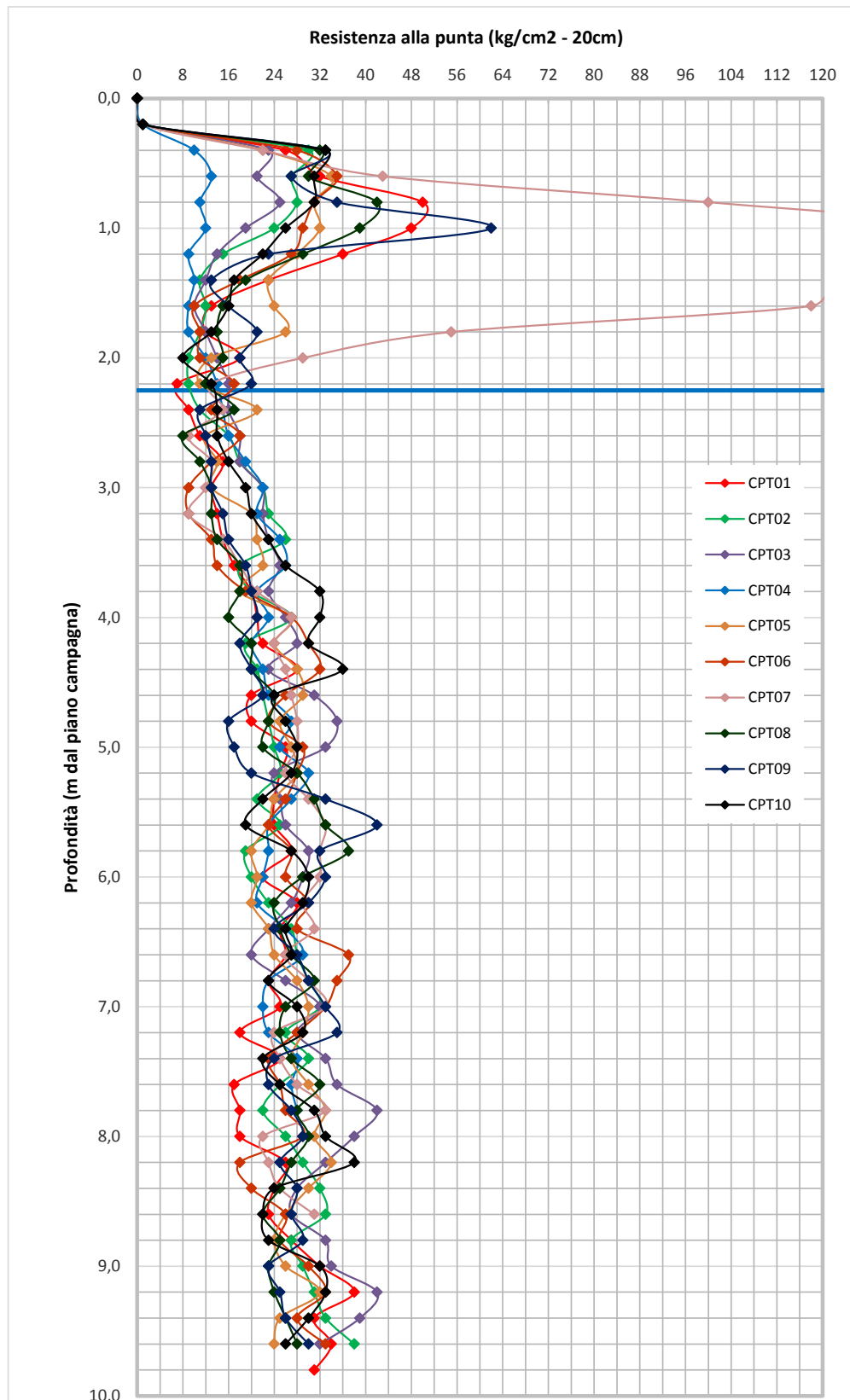


Figura 19. Diagramma Resistenza alla punta - Profondità (CPT1 - CPT10).



CPT01			CPT02			CPT03			CPT04		
0			0			0			0		
1	2	Torbe ed argille torbose	1	2	Torbe ed argille torbose	1	2	Torbe ed argille torbose	1	2	Torbe ed argille torbose
26	30	Limi e argille.	30	42	Limi e argille.	23	30	Limi e argille.	10	16	Limi e argille.
32	46	Limi e argille.	27	50	Limi e argille.	21	39	Limi e argille.	13	21	Torbe ed argille torbose
50	74	Limi e argille.	28	49	Torbe ed argille torbose	25	44	Limi e argille.	11	28	Torbe ed argille torbose
48	80	Limi e argille.	24	55	Limi e argille.	19	38	Torbe ed argille torbose	12	26	Limi e argille.
36	67	Limi e argille.	15	36	Torbe ed argille torbose	14	37	Limi e argille.	9	20	Torbe ed argille torbose
23	45	Limi e argille.	11	34	Torbe ed argille torbose	12	23	Limi e argille.	10	21	Torbe ed argille torbose
13	30	Limi e argille.	12	27	Torbe ed argille torbose	10	21	Torbe ed argille torbose	9	22	Limi e argille.
12	24	Limi sabbiosi e Sabbie limose	11	24	Torbe ed argille torbose	12	23	Torbe ed argille torbose	9	17	Limi e argille.
18	23	Limi sabbiosi e Sabbie limose	9	21	Limi e argille.	14	27	Torbe ed argille torbose	12	21	Limi e argille.
7	15	Limi e argille.	9	18	Limi e argille.	16	32	Limi e argille.	14	23	Limi e argille.
9	14	Limi e argille.	11	19	Limi e argille.	16	31	Limi e argille.	15	25	Limi e argille.
11	18	Limi e argille.	16	27	Limi e argille.	18	33	Limi e argille.	16	28	Limi e argille.
15	22	Limi e argille.	18	30	Limi e argille.	18	35	Limi e argille.	19	33	Limi e argille.
13	25	Torbe ed argille torbose	22	36	Limi e argille.	22	40	Limi e argille.	22	35	Limi e argille.
14	28	Limi e argille.	23	40	Limi e argille.	22	39	Limi e argille.	21	36	Limi e argille.
15	28	Torbe ed argille torbose	26	43	Limi e argille.	23	40	Limi e argille.	25	40	Limi e argille.
17	33	Limi e argille.	18	40	Torbe ed argille torbose	25	46	Limi e argille.	26	44	Limi e argille.
20	36	Limi e argille.	20	42	Limi e argille.	23	46	Limi e argille.	21	38	Limi e argille.
21	37	Limi e argille.	27	43	Limi e argille.	26	48	Limi e argille.	23	41	Limi e argille.
22	38	Limi e argille.	19	43	Limi e argille.	28	52	Limi e argille.	20	39	Limi e argille.
28	40	Limi e argille.	21	39	Torbe ed argille torbose	23	46	Limi e argille.	22	40	Limi e argille.
20	38	Limi e argille.	22	45	Limi e argille.	31	53	Limi e argille.	23	38	Limi e argille.
20	35	Limi e argille.	23	42	Limi e argille.	35	57	Limi e argille.	27	48	Limi e argille.
26	38	Limi e argille.	24	41	Limi e argille.	33	53	Limi e argille.	25	50	Limi e argille.
25	40	Limi e argille.	25	43	Limi e argille.	24	48	Torbe ed argille torbose	30	50	Limi e argille.
24	39	Limi e argille.	21	39	Limi e argille.	25	50	Limi e argille.	27	49	Limi e argille.
24	41	Limi e argille.	25	42	Limi e argille.	26	47	Limi e argille.	23	48	Limi e argille.
27	42	Limi e argille.	19	38	Limi e argille.	30	50	Limi e argille.	23	42	Limi e argille.
22	44	Limi e argille.	20	38	Limi e argille.	29	55	Limi e argille.	22	37	Limi e argille.
28	46	Limi e argille.	23	39	Limi e argille.	27	51	Limi e argille.	21	39	Limi e argille.
25	44	Limi e argille.	27	45	Limi e argille.	23	42	Limi e argille.	26	42	Limi e argille.
26	49	Limi e argille.	28	50	Limi e argille.	20	36	Torbe ed argille torbose	29	46	Limi e argille.
23	44	Limi e argille.	30	58	Limi e argille.	26	51	Limi e argille.	23	44	Limi e argille.
25	38	Limi e argille.	32	60	Limi e argille.	32	55	Limi e argille.	22	43	Limi e argille.
18	33	Limi e argille.	26	49	Limi e argille.	28	58	Limi e argille.	23	40	Limi e argille.
25	35	Limi e argille.	30	54	Limi e argille.	33	54	Limi e argille.	28	47	Limi e argille.
17	35	Limi e argille.	25	51	Limi e argille.	35	56	Limi sabbiosi e Sabbie limose	27	43	Limi e argille.
18	30	Limi sabbiosi e Sabbie limose	22	38	Limi e argille.	42	60	Limi sabbiosi e Sabbie limose	28	49	Stima non eseguibile
18	23	Limi e argille.	26	42	Torbe ed argille torbose	38	58	Limi sabbiosi e Sabbie limose			
26	42	Limi e argille.	29	57	Torbe ed argille torbose	33	49	Limi e argille.			
24	48	Torbe ed argille torbose	32	63	Limi e argille.	28	56	Limi e argille.			
23	50	Torbe ed argille torbose	33	54	Limi e argille.	27	54	Limi e argille.			
27	55	Limi e argille.	27	52	Torbe ed argille torbose	33	52	Limi e argille.			
32	60	Limi e argille.	29	58	Limi e argille.	34	54	Limi sabbiosi e Sabbie limose			
38	62	Limi e argille.	31	59	Limi e argille.	42	56	Limi sabbiosi e Sabbie limose			
31	63	Limi e argille.	33	55	Limi e argille.	39	58	Limi e argille.			
34	64	Limi e argille.	38	60	Stima non eseguibile	32	55	Stima non eseguibile			
31	62	Stima non eseguibile									

Figura 20. Tabulati penetrometrici con interpretazione stratigrafica AGI'77(CPT1 - CPT4).



Figura 21. Tabulati penetrometrici con interpretazione stratigrafica AGI'77 (CPT5 - CPT8).

Figura 22. Tabulati penetrometrici con interpretazione stratigrafica AGI'77(CPT9 - CPT10).



Di seguito è riferita anche l'elaborazione della prove realizzate con classificazione dei terreni sulla base della carta proposta da Robertson e Wride (1998)<sup>7</sup>. I diagrammi evidenziano la presenza prevalente di litologie limose e argillose.

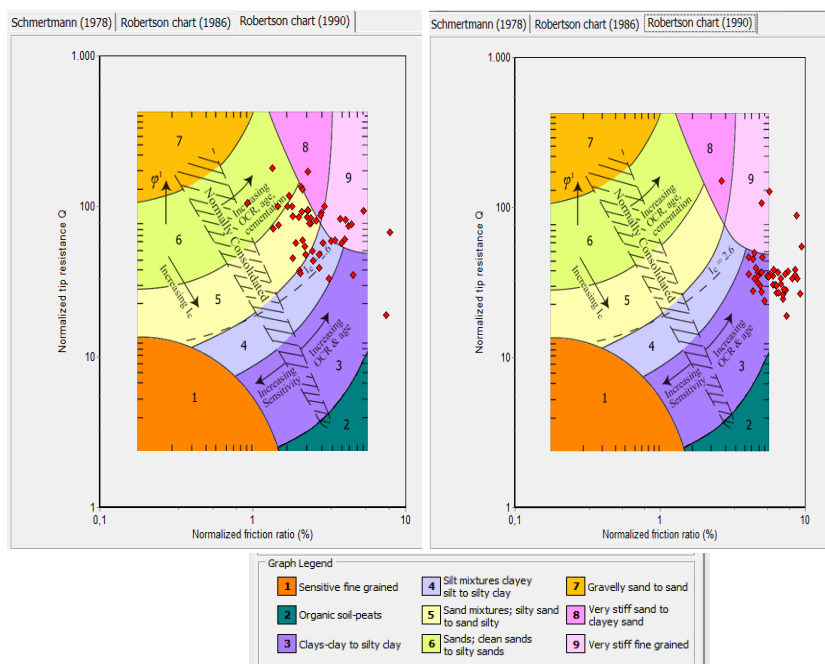


Figura 23. Carta di classificazione dei terreni di Robertson e Wride (1998) con ubicate le misure eseguite nella CPT1 (a sx) e nella CPT2 (a dx).

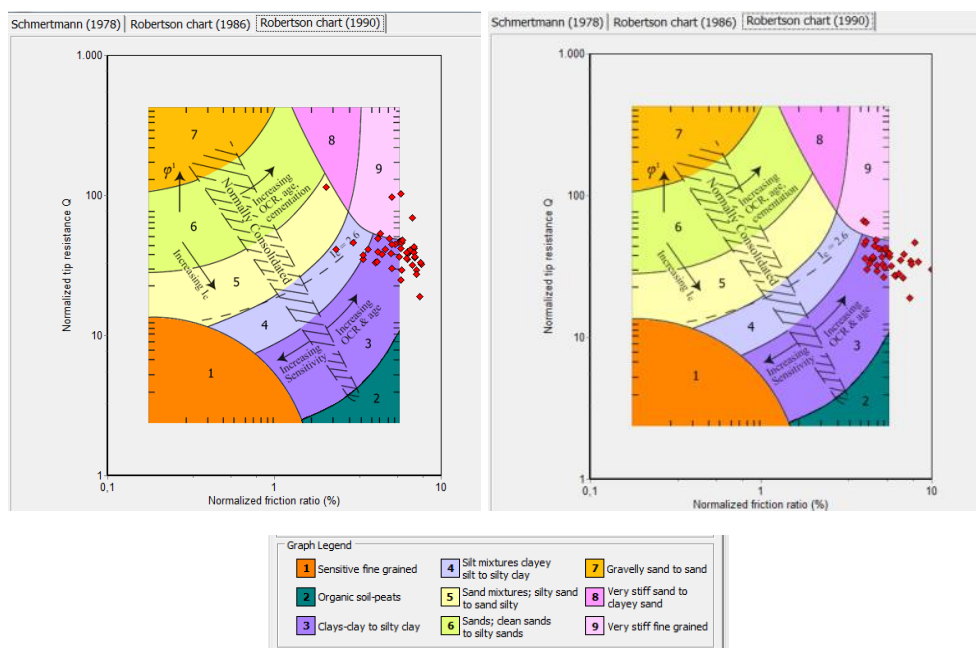


Figura 24. Carta di classificazione dei terreni di Robertson e Wride (1998) con ubicate le misure eseguite nella CPT3 (a sx) e nella CPT4 (a dx).

<sup>7</sup> Robertson P.K. and Wride C.E.. (1998), "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal, 35, 442-459.

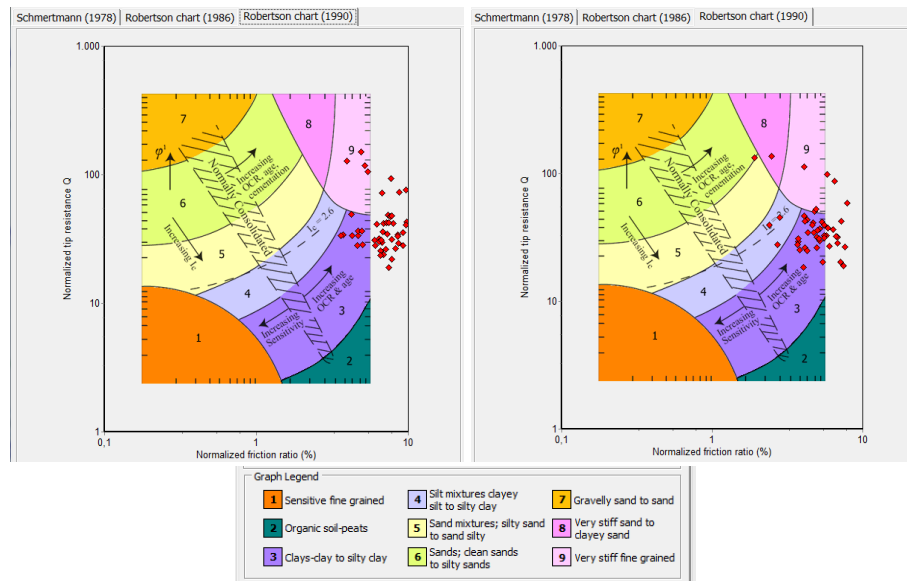


Figura 25. Carta di classificazione dei terreni di Robertson e Wide (1998) con ubicate le misure eseguite nella CPT5 (a sx) e nella CPT6 (a dx).

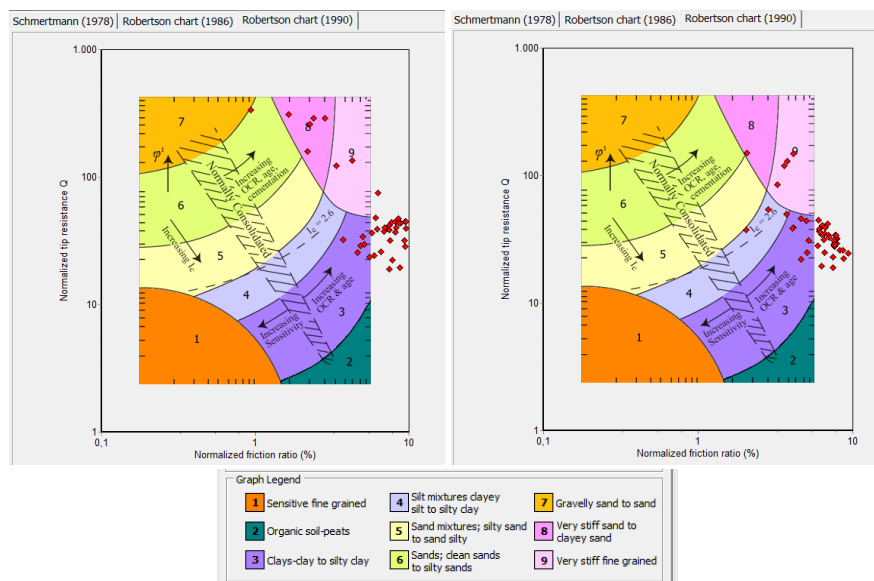


Figura 26. Carta di classificazione dei terreni di Robertson e Wide (1998) con ubicate le misure eseguite nella CPT7 (a sx) e nella CPT8 (a dx).

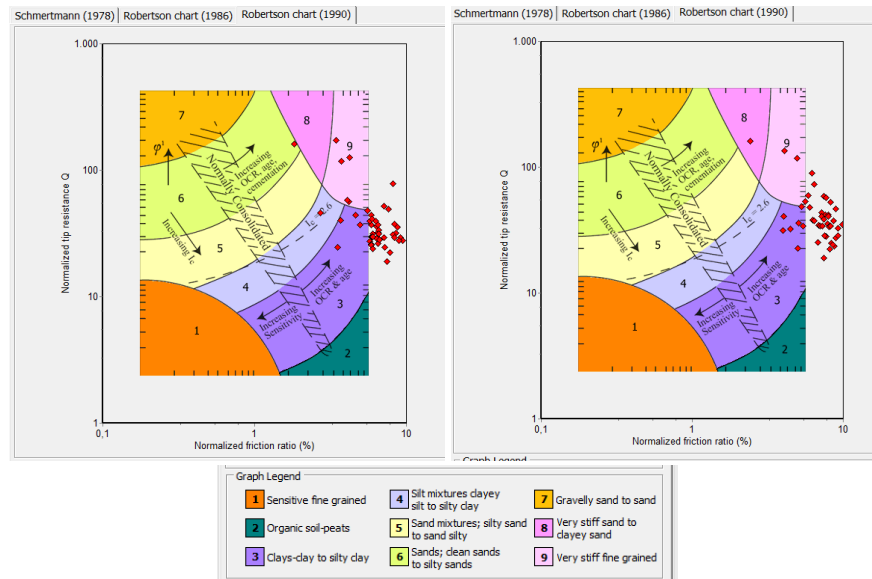


Figura 27. Carta di classificazione dei terreni di Robertson e Wide (1998) con ubicate le misure eseguite nella CPT9 (a sx) e nella CPT10 (a dx).

## 7.0 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Le verticali indagate hanno consentito, unitamente all'analisi di prove adiacenti, pozzi circostanti e della prova sismica MASW+HVSr, di individuare la seguente possibile stratigrafia:

- **Strato A:** limi argillosi con deboli intercalazioni sabbiose, consistenti a causa della stagione seccitosa, rinvenibili da piano campagna fino a profondità variabili da 1,00 m di profondità nelle prove CPT2 e CPT3 fino a circa 2,00 m di profondità nelle prove CPT7 e CPT9;
- **Strato B:** limi argillosi moderatamente consistenti, rinvenibili al di sotto dello strato A fino a profondità variabili da 2,80 m di profondità nelle prove CPT3 e CPT4 fino a circa 5,20 m di profondità nelle prova CPT9.
- **Strato C:** limi argillosi con intercalazioni sabbiose, consistenti, rinvenibili al di sotto dello strato B fino a profondità intorno ai 10 metri in tutte le verticali indagate.

Di seguito si riferiscono le determinazioni dei parametri geotecnici caratteristici, occorre tuttavia sottolineare che in assenza di prove geotecniche di laboratorio queste correlazioni ed i dati ricavati hanno ovviamente validità esclusivamente orientativa.

Si è dunque provveduto a stimare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi riscontrati ricorrendo all'elaborazione dei dati acquisiti dalla prove penetrometriche nonchè da nozioni bibliografiche.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante il programmi di calcolo automatico *Static Probing* della *GeoStru Software*.

La coesione non drenata è stata calcolata sulla base della seguente correlazione <sup>8</sup>:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

<sup>8</sup> Lancelotta R. (2004), "Geotecnica", Zanichelli editore S.p.A.





dove  $\sigma_{v0}$  rappresenta la tensione verticale totale valutata alla quota alla quale viene misurata la resistenza alla punta  $q_c$ .

Per quanto concerne il coefficiente  $N_c$  sono proposti i seguenti valori:

- 14 per argille tenere (Lunne et al., 1976<sup>9</sup> e Baligh et al., 1980<sup>10</sup>);
- $17 \pm 5$  per argille preconsolidate intatte (Kjekstad et al., 1978<sup>11</sup>);
- 10-30 per argille fessurate (Marsland e Powell, 1979<sup>12</sup>).

Il modulo edometrico è stato calcolato sulla base della correlazione di seguito riportata:

$$M = \alpha \cdot q_c = \frac{1}{mv}$$

dove  $M$  è il modulo edometrico,  $\alpha$  è un coefficiente,  $mv$  il coefficiente di compressibilità e  $q_c$  lo sforzo alla penetrazione. I coefficienti  $\alpha$  per litologie coesive sono forniti da (Mitchell & Gardner, 1975)<sup>13</sup>.

L'angolo di resistenza al taglio è funzione di molti fattori del terreno, tra cui la composizione granulometrica, l'indice dei vuoti, il livello tensionale e deformativo, la tessitura.

La resistenza al taglio di un materiale si determina in base al criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

dove  $\tau$  rappresenta la tensione tangenziale,  $c'$  la coesione,  $\sigma'$  la tensione normale e  $\varphi'$  l'angolo di attrito.

Le correlazioni proposte per determinare l'angolo di resistenza al taglio da prove penetrometriche statiche sono molteplici, di seguito alcune di quelle utilizzate.

$$\varphi = 9.80 + 4.96 \cdot \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{Metodo di Caquot}$$

$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{Metodo di Koppejan}$$

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \ln \left( \frac{R_p}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{Metodo di De Beer}$$

---

9 Lunne T., Eide O., De Ruiter J. (1976), "Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays", *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 430-441.

10 Baligh M.M., Vivatrat V., Ladd C.C. (1980), "Cone penetration in soil profiling", *JGED, ASCE*, 4, 447-461.

11 Kjekstad O., Lunne T., Clausen C.J.F. (1978), "Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated North Sea clays", *Marine Geotechnology*, 3, 4, 23-26.

12 Marsland A., Powell J.J.M. (1979), "Evaluating the large scale properties of glacial clays for foundation design", *Proc. BOOS* 79, 1, 193-214.

13 Mitchell J. and Gardner W. (1975), "In situ measurement of volume change characteristics, proceedings, in situ measurement of soil properties", Volume II, Raleigh, NC, ASCE, 279-345.



### 7.1. Valori caratteristici

Di seguito la caratterizzazione dei livelli riconosciuti.

Unità geotecnica	Comportamento prevalente	Massa volumica $\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione non drenata $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico $M_{ed}$ (MN/m <sup>2</sup> )	Parametri efficaci	
					Angolo d'attrito $\phi'$ (°)	Coesione $c'$ (kN/mq)
<b>Strato A</b>	Coesivo	19-20	62-92	3,9-4,6	26-33	4-8
<b>Strato B</b>	Coesivo	19-20	46-70	3,4-4,9	23-25	4-8
<b>Strato C</b>	Coesivo	19-20	81-104	4,6-6,3	26-28	5-10

Tabella 3. Tabella riassuntiva principali parametri geotecnici caratteristici.

## 8.0 RISPOSTA SISMICA LOCALE secondo APPROCCIO SEMPLIFICATO NTC18

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

L'osservazione dei danni causati dai terremoti distruttivi ha evidenziato ripetutamente che una corretta progettazione strutturale antisismica non è da sola sufficiente a garantire condizioni di sicurezza adeguate e che strutture e infrastrutture dimensionate per resistere ad azioni sismiche anche molto violente possono perdere la loro efficienza per problemi dipendenti dalla natura del terreno di fondazione. Se in superficie si avesse un terreno ideale, cioè duro e pianeggiante, gli effetti in superficie delle onde sismiche sarebbero essenzialmente associati alla sorgente ed al cammino di propagazione. Ma i terreni reali sono ben diversi dallo schema di terreno duro e pianeggiante, e lo scuotimento sismico in superficie è conseguenza non solo delle caratteristiche della sorgente e del cammino di propagazione, ma soprattutto delle cosiddette "condizioni locali". Con questo termine si intende l'insieme dei fattori naturali che interagendo con le onde sismiche possono modificare, rispetto allo scuotimento che si avrebbe sulla roccia sottostante (bedrock), le caratteristiche dello scuotimento sismico in superficie generando gli "effetti di sito" e gli "effetti locali".

### 8.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE (EFFETTI DI SITO)

L'azione sismica è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A).

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali, queste ultime definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:  $a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;  $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. I valori dei parametri per il sito in studio sono stati calcolati attraverso il programma di calcolo Geostru PS.



Ipotizzando una vita nominale VN maggiore o uguale a 50 (tabella 2.4.I delle NTC18) ed una classe d'uso II con coefficiente pari a 1 (tabella 2.4.II delle NTC18) si ricava una vita di riferimento di 50 anni. I tempi di ritorno e i parametri sismici associati a ciascun stato limite sono riportati di seguito.

STATI LIMITE		P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>
Stati limite di esercizio (SLE)	- Stato Limite di Operatività (SLO)	81%	30
	- Stato Limite di Danno (SLD)	63%	50
Stati limite ultimi (SLU)	- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	10%	475
	- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)	5%	975

Tabella 4. Probabilità di superamento della vita di riferimento per i vari stati limite e relativi tempi di ritorno dell'azione sismica.

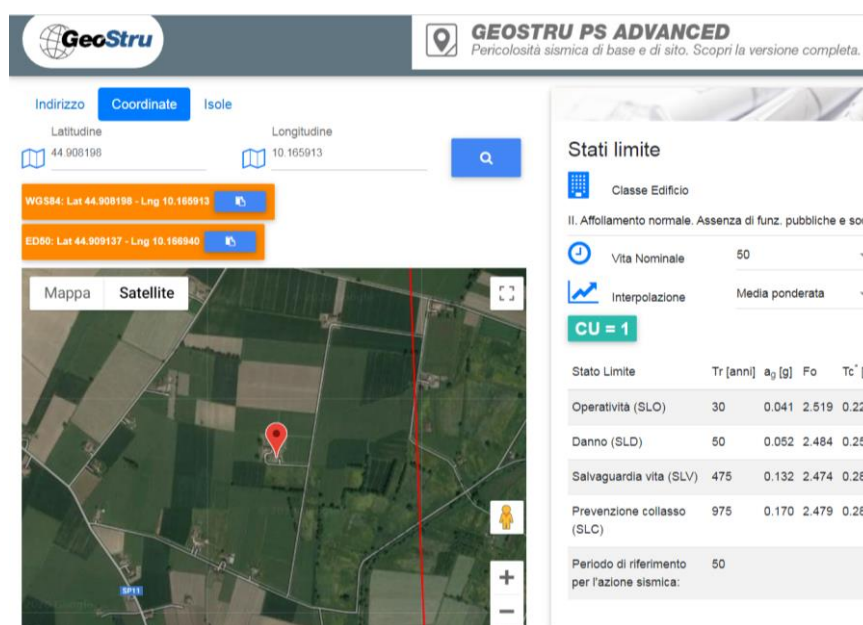


Tabella 5. Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c$  associati a ciascun stato limite.

## 8.2. EFFETTI LOCALI

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. Alla scala della singola opera o del 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 (sottosuolo di categoria A).

### 8.2.1. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Le NTC18 prevedono la definizione dell'azione sismica sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie mediante studi specifici di risposta sismica locale. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 3.2.II delle norme si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ .

La classificazione si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:



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

dove:

$h_i$ : spessore in metri dell' $i$ -esimo strato;

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

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le indagini sismiche hanno permesso di ricavare una  $V_{S,eq}$  al piano campagna rispettivamente pari a 196 e 189 m/s, corrispondente ad una categoria di sottosuolo tipo C.

### 8.2.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale, in caso contrario, configurazioni superficiali semplici, le NTC18 prevedono l'adozione della classificazione riportata nella Tabella 3.2.III delle NTC18.

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

Tabella 6. Categorie topografiche (Tabella 3.2.III delle NTC18).

L'area è ascrivibile cautelativamente alla categoria topografica tipo T1.

### 8.3. CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Come riferito precedentemente la risposta sismica locale è il risultato della combinazione degli effetti di sito (risposta sismica di base) e degli effetti locali. Le azioni di progetto si ricavano variando le accelerazioni  $a_g$  e le relative forme spettrali per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

L'accelerazione massima attesa al sito ( $a_{max}$ ) può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

$S$  = coefficiente di amplificazione sismica locale che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I coefficienti  $S_S$ ,  $S_T$  si ricavano utilizzando le tabelle 3.2.IV e 3.2.V delle NTC18.

Nelle verifiche la componente orizzontale e verticale delle azioni sismiche possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontali e verticali:

$$K_h = \beta_S \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$





dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (tabella 7.11.I delle NTC18);

$g$  = accelerazione di gravità.

L'azione del sisma si traduce in un effetto cinematico ( $K_{hk}$ ) e in un effetto inerziale ( $K_{hi}$ ).

Di seguito i principali parametri sismici per una categoria di suolo C.

	$S_s$ [-]	$C_c$ [-]	$St$ [-]	$K_h$ [-]	$K_v$ [-]	$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$Beta$ [-]
SLO	1,500	1,710	1,000	0,012	0,006	0,600	0,200
SLD	1,500	1,660	1,000	0,016	0,008	0,769	0,200
SLV	1,500	1,600	1,000	0,047	0,024	1,939	0,240
SLC	1,450	1,590	1,000	0,059	0,030	2,419	0,240

Figura 28. Calcolo dei coefficienti sismici  $K_{hk}$  e  $K_v$ .

## 9.0 Verifiche

### 9.1 Liquefazione

Il sito in studio deve essere stabile nei confronti della liquefazione, il processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello della falda perde temporaneamente resistenza e si comporta come un liquido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino a eguagliare la pressione intergranulare. L'incremento della pressione neutra è indotto dalla tendenza di un materiale granulare a compattarsi quando è soggetto ad azioni cicliche di un sisma, con conseguente aumento del potenziale di liquefazione del terreno.

La liquefazione può determinare una perdita di resistenza al taglio o un accumulo di deformazioni plastiche nei terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Numerose sono le procedure per valutare la resistenza alla liquefazione, la più usata è la procedura "semplificata" (originariamente sviluppata da Seed e Idriss, 1971<sup>14</sup>). Il potenziale di liquefazione si determina facendo il rapporto tra la *capacità di resistenza alla liquefazione (CRR)* e *domanda di resistenza alla liquefazione (CSR)* e calcolando il fattore di sicurezza  $FS_L$ . Se il coefficiente di sicurezza è maggiore di 1 la probabilità che si abbia liquefazione è praticamente nulla.

Le verifiche sono state condotte assumendo:

- una accelerazione massima di 0,198g ricavata ai sensi delle NTC;
- una magnitudo ( $M$ ) cautelativa pari a 6,14;
- una falda collocata a 1 m dal piano campagna.

Di seguito sono riferiti i grafici elaborati per le prove CPT sulla base del metodo di calcolo proposto da Seed & De Alba<sup>15</sup>, che converte i dati CPT negli equivalenti dati SPT, ricavando cedimenti post-sismici.

<sup>14</sup> Seed H.B. and Idriss I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*; vol. 97, No. SM9, 1249-1273.

<sup>15</sup> Seed H.B. and De Alba P. (1986), "Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of soils," *Proc. Insitu 1986, ASCE*.

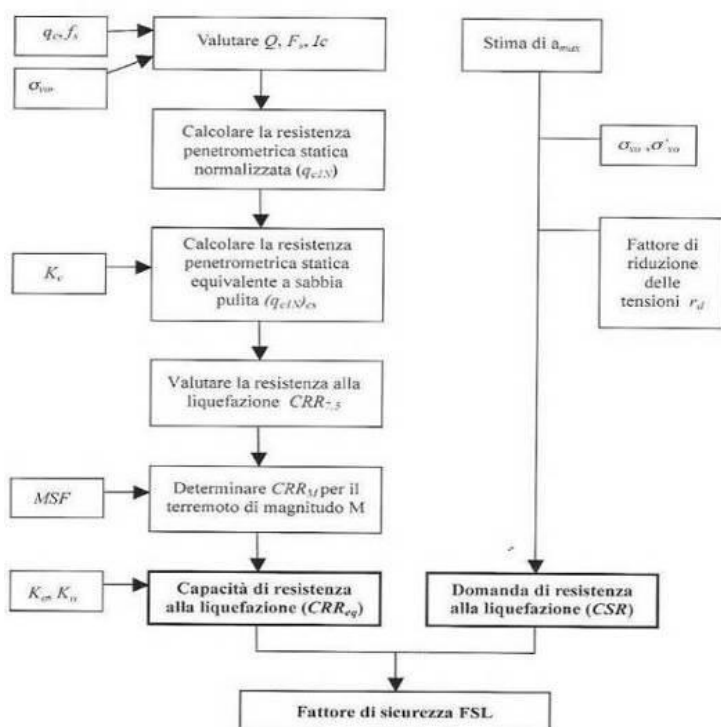


Figura 29. Diagramma di flusso per valutare la suscettibilità alla liquefazione di un deposito sabbioso utilizzando i valori della prova CPT (Riga, 2007) <sup>16</sup>.

Le verifiche hanno evidenziato un fattore di sicurezza sempre maggiore di 1, sinonimo di una occorrenza del fenomeno alquanto improbabile.

Nella figura 16 è stata fatta una stima dei cosiddetti cedimenti post-sismici, ossia dei cedimenti permanenti di riconsolidazione conseguenti ad un terremoto.

Un'azione dinamica, quale quella dovuta a un evento sismico, può produrre in terreni molli (terreni coesivi) o poco addensati (terreni granulari) un riordino dello scheletro solido che si traduce in un addensamento e quindi in una consolidazione, determinando così un cedimento, denominato appunto "cedimento post-sismico".

Le verifiche hanno permesso di ricavare cedimenti post-sismici variabili tra 1.35 cm (CPT9) e 3.5 cm (CPT6).

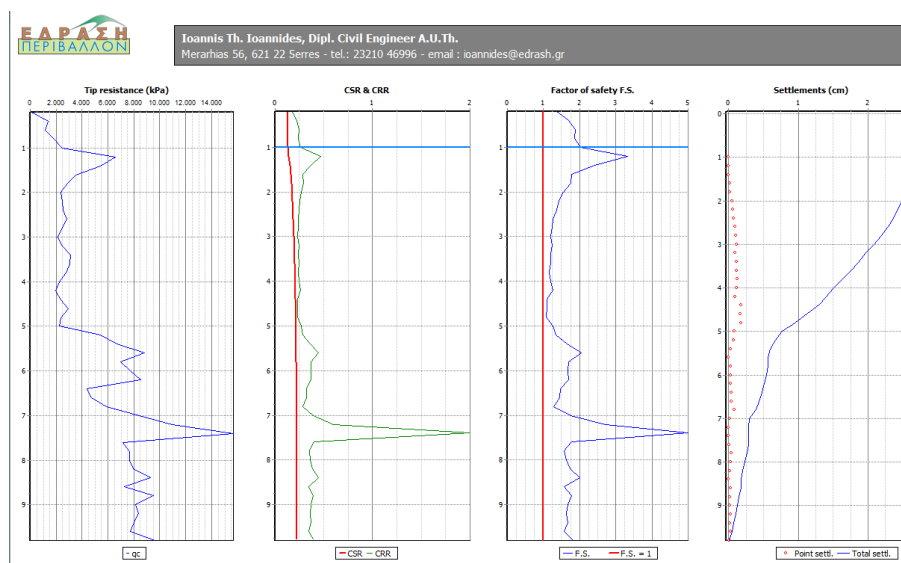


Figura 30. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT1 (Seed & De Alba).

<sup>16</sup> Riga G. (2007), "La liquefazione dei terreni", Dario Flaccovio Editore.



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhias 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

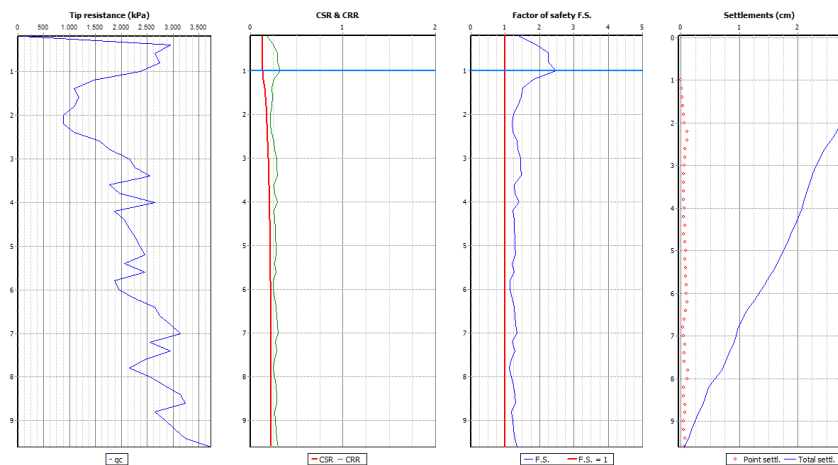


Figura 31. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT2 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhias 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

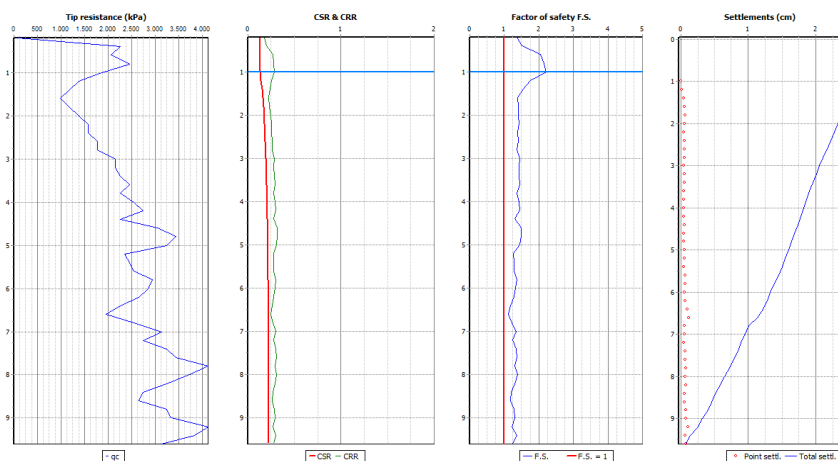


Figura 32. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT3 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhias 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

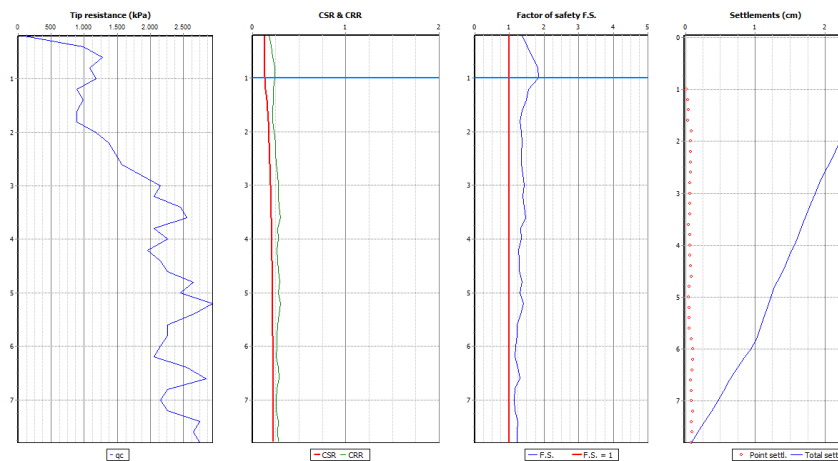


Figura 33. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT4 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

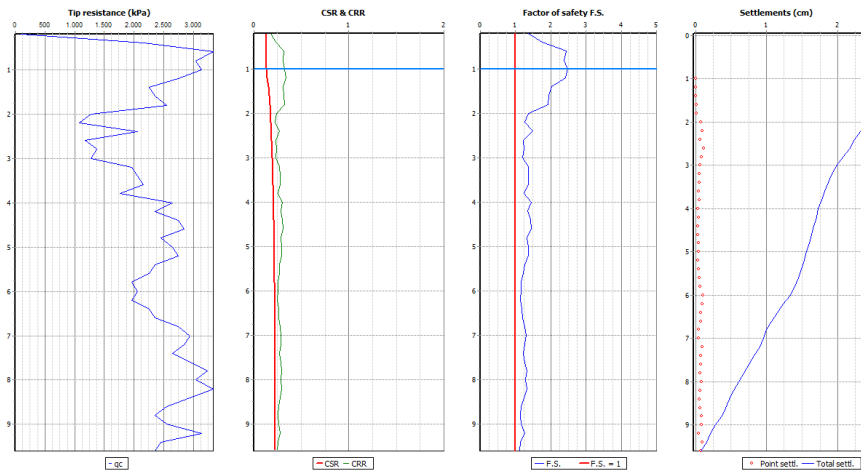


Figura 34. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT5 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

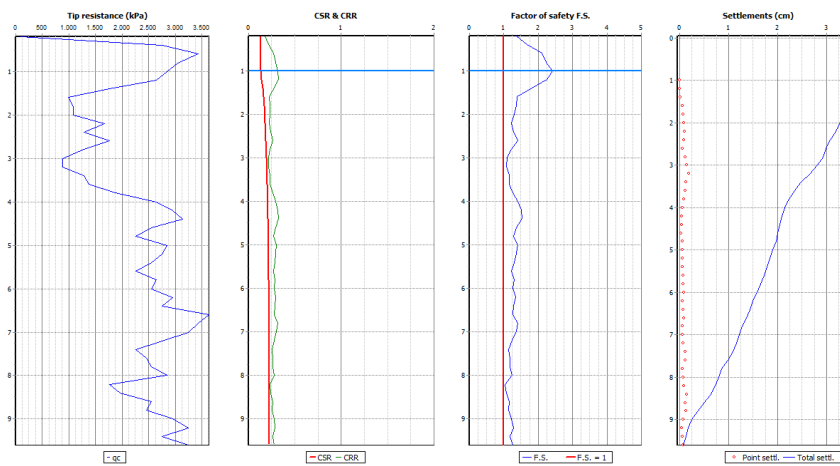


Figura 35. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT6 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edrash.gr

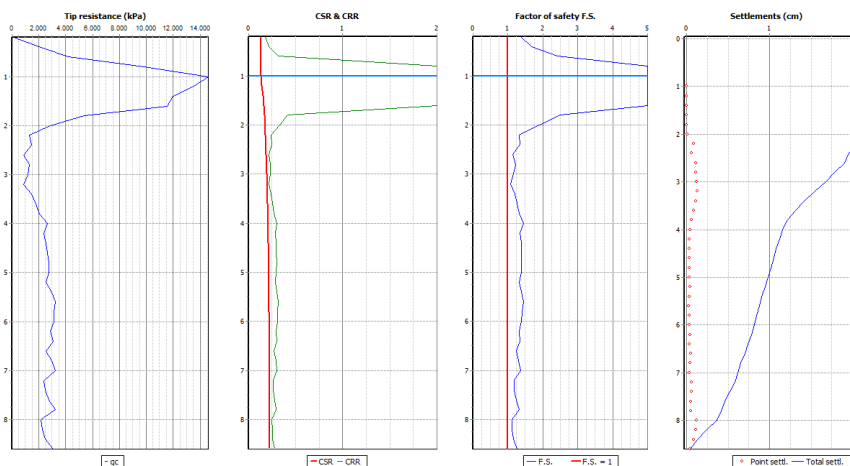


Figura 36. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT7 (Seed & De Alba).





Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edra.sh.gr

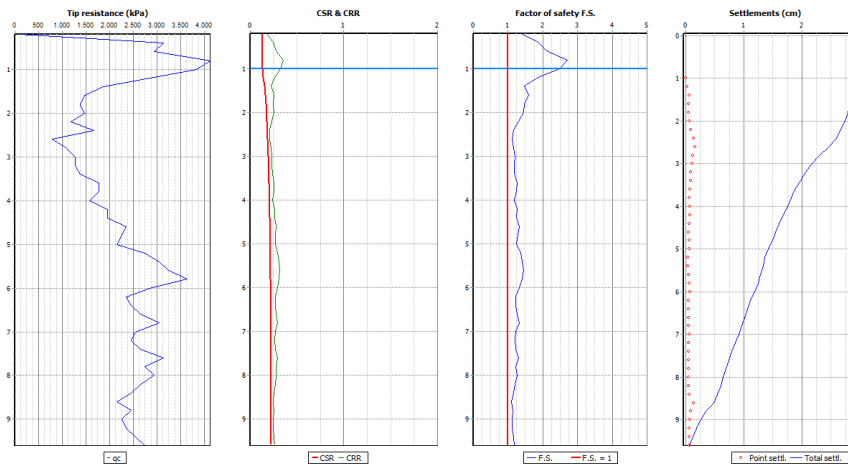


Figura 37. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT8 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edra.sh.gr

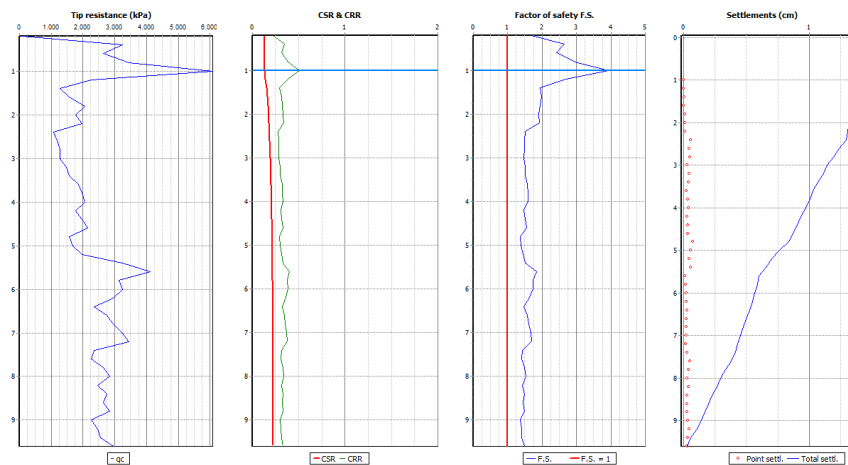


Figura 38. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT9 (Seed & De Alba).



Ioannis Th. Ioannides, Dipl. Civil Engineer A.U.Th.  
Merarhas 56, 621 22 Serres - tel.: 23210 46996 - email: ioannides@edra.sh.gr

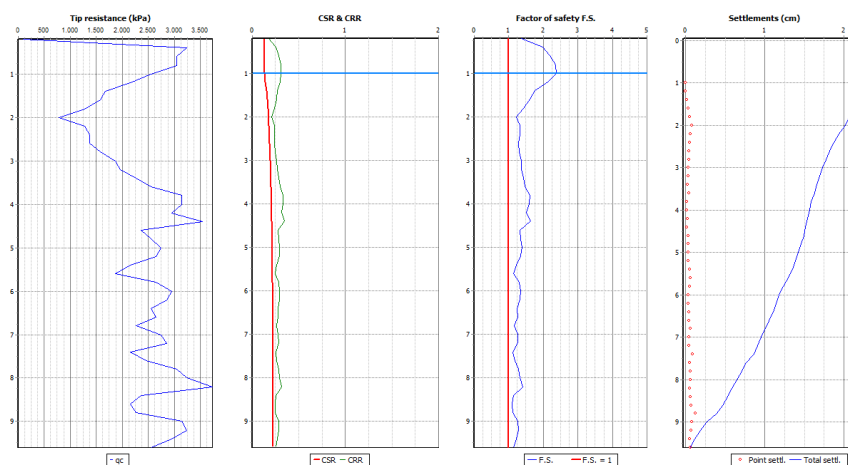


Figura 39. Resistenza alla liquefazione nella prova CPT10 (Seed & De Alba).



## 9.2. Fondazioni superficiali

La sicurezza del complesso fondazione-terreno è stata verificata a titolo esemplificativo nei confronti del collasso per carico limite. Le NTC18 prevedono l'utilizzo dei seguenti approcci:

- approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R3) (STR-GEO).

Nella pagine successive si riportano a titolo esemplificativo le resistenze al collasso ai sensi delle NTC18 calcolate con il software LoadCap (Geostru). Sono anche riportati i carichi ammissibili secondo il D.M. 11.03.1988.

Le analisi sono state fatte facendo le seguenti assunzioni:

- verifiche a lungo termine (condizioni drenate);
- condizioni statiche e sismiche secondo i parametri più gravosi;
- fondazione a plinto quadro (B=L=0,8-1,0-1,2-1,5 m); piano di posa orizzontale impostato alla profondità di 1.0 m da p.c. e altezza di incastro pari 0.5 m;
- falda a profondità cautelativa di 1.0 m da piano campagna;
- eccentricità nulla.

Il carico limite ( $q_{ult}$ ) per la determinazione della resistenza al collasso ( $R_{d_{coll}}$ ) è stato calcolato con le seguenti formule.

Formula di Terzaghi (1955)

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times z_c + \gamma \times D \times N_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times z_\gamma$$

Formula di Vesic (1975)

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times b_c \times g_c \times z_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q \times b_q \times g_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma \times z_\gamma$$

Formula di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times i_c \times d_c \times b_c \times g_c \times z_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times b_q \times g_q \times z_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma \times z_\gamma$$

dove:

$\gamma$	=	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> );
$c$	=	Coesione (kN/m <sup>2</sup> );
$D$	=	Profondità di incasso della fondazione (m);
$B$	=	Larghezza della fondazione (m);
$L$	=	Lunghezza della fondazione (m);
$\eta$	=	Inclinazione della base rispetto all'orizzontale (°);
$\beta$	=	Inclinazione del pendio rispetto ad un piano campagna orizzontale (°);
$N_c, N_q, N_\gamma$	=	Fattori di capacità portante;
$s_c, s_q, s_\gamma$	=	Fattori di forma delle fondazioni, in funzione di B e L;
$d_c, d_q, d_\gamma$	=	Fattori di profondità delle fondazioni, in funzione di B e D;
$i_c, i_q, i_\gamma$	=	Fattori di inclinazione del carico;
$b_c, b_q, b_\gamma$	=	Fattori di base inclinata;
$g_c, g_q, g_\gamma$	=	Fattori di terreno (base su pendio);
$z_c, z_q, z_\gamma$	=	Fattori correttivi per sisma (effetti inerziali da Paolucci & Pecker, 1997)

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri geotecnici discretizzati per ogni metro di profondità in quanto probabilmente più realistici rispetto alla parametrizzazione eseguita per ogni livello, soprattutto per quanto riguarda lo strato più superficiale. I grafici nelle figure successive mostrano l'elaborazione eseguita per metro di profondità.

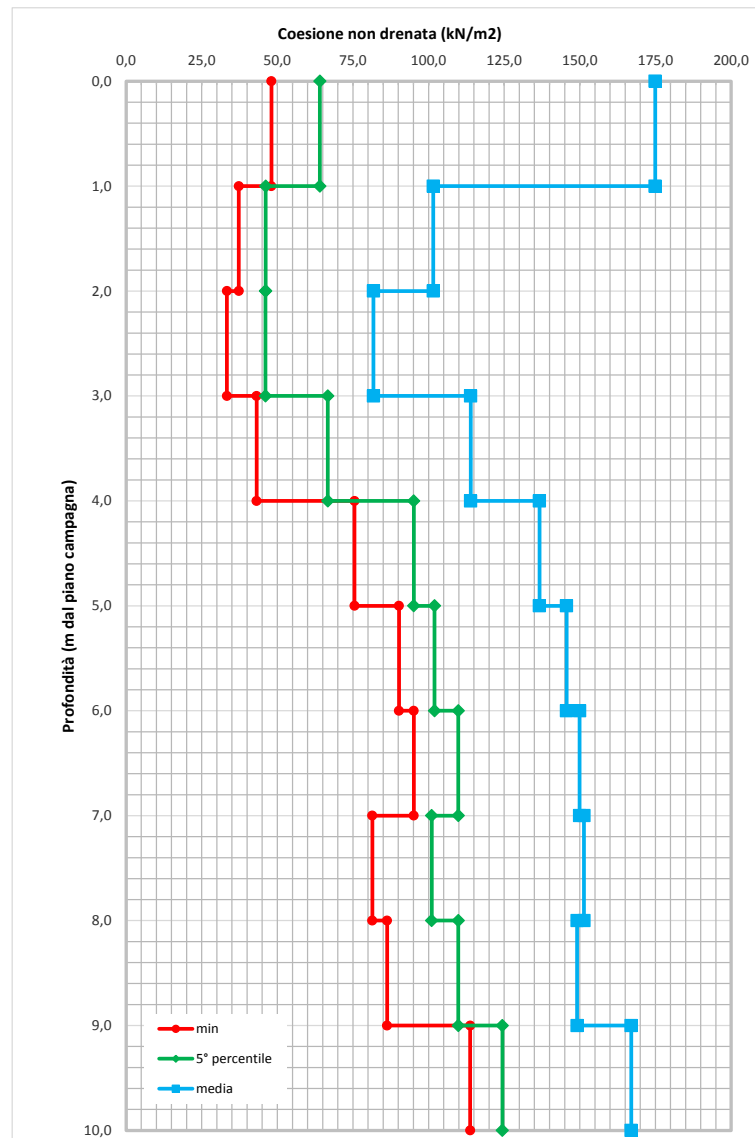


Figura 40. Parametrizzazione per metro di profondità della coesione non drenata  $C_u$ .

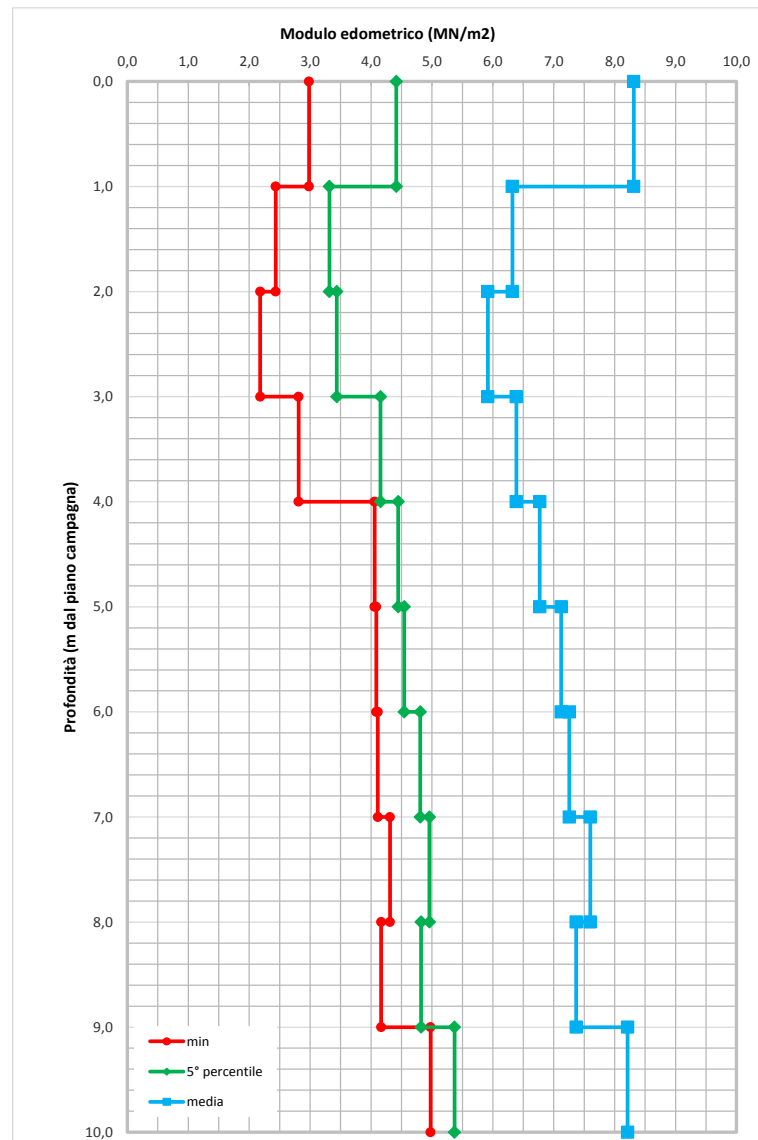


Figura 41. Parametrizzazione per metro di profondità della modulo edometrico ( $M_{ed}$ ).



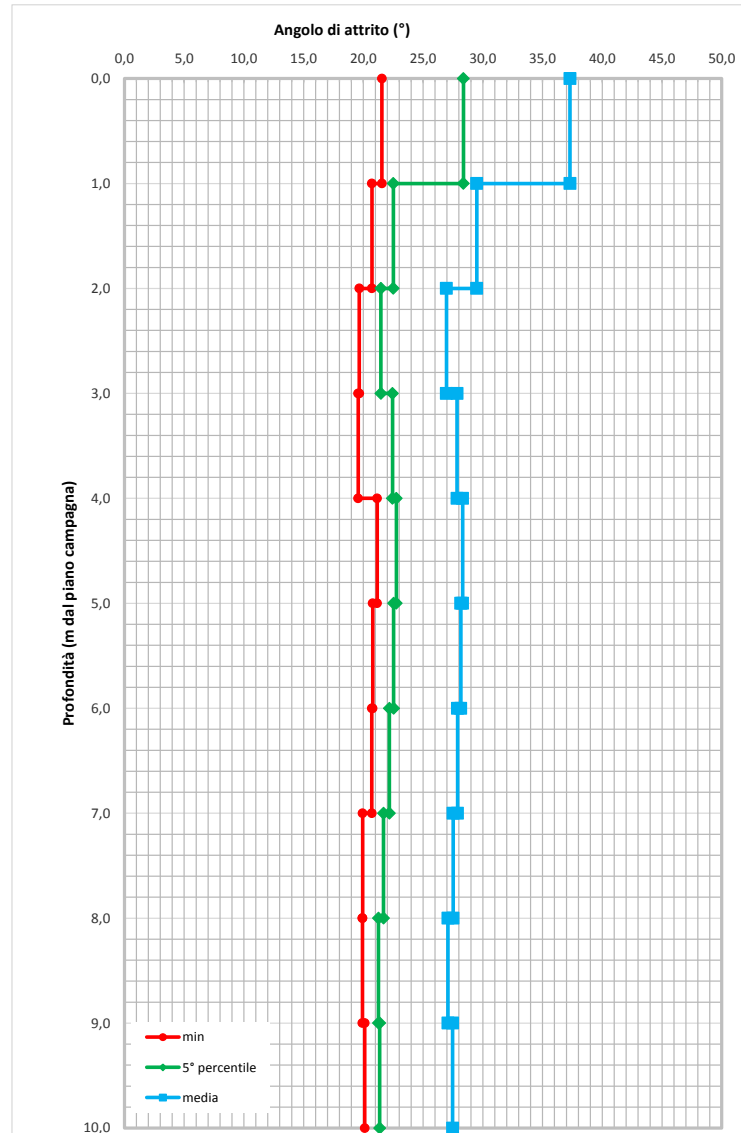


Figura 42. Parametrizzazione per metro di profondità dell'angolo di attrito ( $\phi$ ).

Nelle verifiche sono stati dunque utilizzati i seguenti valori, relativi al 5° percentile, dei parametri geotecnici.

	$\phi$ (°)	$C'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	Med (MN/m <sup>2</sup> )
1,0 m-2,0m	23	5	46	3,3



		Carico ammissibile (kN/m <sup>2</sup> )	
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3
B=L=0.8 m	Terzaghi (1955)	116,79	152,33
	Vesic (1975)	125,99	164,34
	Brinch-Hansen (1970)	97,74	127,49
B=L=1.0 m	Terzaghi (1955)	116,79	152,33
	Vesic (1975)	129,27	168,61
	Brinch-Hansen (1970)	97,74	127,49
B=L=1.2 m	Terzaghi (1955)	116,79	152,33
	Vesic (1975)	124,01	161,76
	Brinch-Hansen (1970)	97,74	127,49
B=L=1.5 m	Terzaghi (1955)	116,79	152,33
	Vesic (1975)	118,76	154,90
	Brinch-Hansen (1970)	97,74	127,49

Figura 43. Resistenza al collasso **a breve termine** per una fondazione a plinto quadro (B = larghezza, L = lunghezza) impostata entro il livello **A** a 1.0 metri di profondità.

		Carico ammissibile (kN/m <sup>2</sup> )		
	Autore	D.M. 11.3.88	Combinazione A1+M1+R3	Combinazione A1+M1+R3 sisma
B=L=0.8 m	Terzaghi (1955)	78,30	102,13	99,26
	Vesic (1975)	105,17	137,17	133,25
	Brinch-Hansen (1970)	100,87	131,57	127,78
B=L=1.0 m	Terzaghi (1955)	80,35	104,81	101,83
	Vesic (1975)	109,60	142,96	138,84
	Brinch-Hansen (1970)	104,95	136,90	132,94
B=L=1.2 m	Terzaghi (1955)	82,41	107,49	104,40
	Vesic (1975)	106,85	139,36	135,32
	Brinch-Hansen (1970)	102,44	133,61	129,72
B=L=1.5 m	Terzaghi (1955)	85,49	111,50	108,26
	Vesic (1975)	104,93	136,86	132,84
	Brinch-Hansen (1970)	100,69	131,34	127,47

Figura 44. Resistenza al collasso **a lungo termine** per una fondazione a plinto quadro (B = larghezza, L = lunghezza) impostata entro il livello **A** a 1.0 metri di profondità.

### 9.3. Cedimenti

Il cedimento totale ( $S_t$ ) è la somma di 3 tipi di cedimenti:

- cedimenti immediati ( $S_i$ ): si verificano solitamente in terreni teneri di media ed elevata plasticità;
- cedimenti di consolidazione ( $S_c$ ): rappresentano quasi sempre l'aliquota predominante da tenere in conto durante la fase di progetto;
- cedimento secondario ( $S_s$ ): risulta decisivo in terreni organici e nei casi in cui il cedimento primario avviene molto rapidamente.

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

La verifica è stata eseguita agli Stati Limite di Esercizio (SLE) ed il cedimento totale è stato calcolato ricavando il solo cedimento di consolidazione.

Lo stato tensionale e deformativo indotto nel sottosuolo da un carico applicato è stato determinato utilizzando il modello di Boussinesq.



Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato l'approccio edometrico; il metodo edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Il cedimento viene calcolato in due modi:

- se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ) il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

- se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ), le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$\Delta H$  è il cedimento e  $H_0$  è lo spessore iniziale dello strato;

$RR$  è il rapporto di ricomprensione e  $CR$  è il rapporto di compressione;

$\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$  è l'incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ .

L'analisi è stata eseguita a titolo esemplificativo con il software LoadCap (Geostru) facendo le seguenti assunzioni:

- carico applicato pari a 100 -120 -140 kN/m<sup>2</sup>;
- fondazione a plinto quadro ( $B=L=0,8-1,0-1,2-1,5$  m);
- piano di posa impostato alla profondità di 1,0 m dal piano campagna entro il livello A;
- falda a profondità cautelativa di 1,00 m da piano campagna.

Nella tabella successiva si riportano i cedimenti calcolati.

B (m)	L (m)	Carico (kN/m <sup>2</sup> )	Cedimento (cm) centro fondazione
0,8	0,8	80	1,37
0,8	0,8	100	1,82
0,8	0,8	120	2,27
1,0	1,0	80	1,75
1,0	1,0	100	2,32
1,0	1,0	120	2,89
1,2	1,2	80	2,09
1,2	1,2	100	2,76
1,2	1,2	120	3,45
1,5	1,5	80	2,54
1,5	1,5	100	3,38
1,5	1,5	120	4,22

Tabella 7. Cedimenti.



## 10.0 CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI

Il presente elaborato è stato prodotto a supporto del progetto di realizzazione di ampliamento aziendale, ubicato in località Paroletta, comune di Fontanellato (PR).

L'area di studio è ubicata entro l'unità litologica definita come subsintema di Ravenna, Unità di Modena (AES8a).

Il *Subsintema di Ravenna\_Unità di Modena (AES8a)* comprende ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi (depositi intravallivi terrazzati e di conoide) e limi e limi sabbiosi (depositi di interconoide). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 metri.

La classificazione sismica dei Comuni stabilita al punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza n. 3274/2003 fa rientrare il Comune di Fontanellato in Zona 3. L'O.P.C.M. 3519 del 28 Aprile 2006 suddivide altresì le zone 1, 2 e 3 in sottozone caratterizzate da valori di  $a_g$  con intervalli non minori di 0.025g. La mappa di pericolosità sismica, consultabile interamente all'indirizzo <http://zonesismiche.mi.ingv.it>, assegna al sito un valore di  $a(g)$  compreso tra 0.125g e 0.150g.

Il territorio del comune di Fontanellato, nella nuova zonazione ZS9, ricade nella zona sismogenetica **913**. Al suo interno si verificano terremoti compressivi che raggiungono valori massimi di magnitudo pari a 6.14.

La "Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali"<sup>17</sup> evidenzia come l'area sia al limite tra la classe **DAGS** (depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o misti), per cui è previsto il secondo livello di approfondimento per l'eventuale amplificazione litologica, e la classe **DAA** (depositi alluvionali argillosi) per cui è previsto il terzo livello di approfondimento per la stima degli eventuali cedimenti attesi.

Nell'area in studio sono state realizzate 10 prova penetrometriche statiche e 2 indagini sismiche MASW+HVSr.

Le verticali indagate hanno consentito, unitamente all'analisi di prove adiacenti, pozzi circostanti e della prova sismica MASW+HVSr, di individuare la seguente possibile stratigrafia:

- **Strato A:** limi argillosi con deboli intercalazioni sabbiose, consistenti a causa della stagione siccitosa, rinvenibili da piano campagna fino a profondità variabili da 1,00 m di profondità nelle prove CPT2 e CPT3 fino a circa 2,00 m di profondità nelle prove CPT7 e CPT9;
- **Strato B:** limi argillosi moderatamente consistenti, rinvenibili al di sotto dello strato A fino a profondità variabili da 2,80 m di profondità nelle prove CPT3 e CPT4 fino a circa 5,20 m di profondità nelle prova CPT9.
- **Strato C:** limi argillosi con intercalazioni sabbiose, consistenti, rinvenibili al di sotto dello strato B fino a profondità intorno ai 10 metri in tutte le verticali indagate.

L'elaborazione delle indagini penetrometriche ha permesso la seguente caratterizzazione indicativa dei livelli riconosciuti.

---

<sup>17</sup> Provincia di Parma (2011), "Carta Provinciale delle Aree Suscettibili di Effetti Locali", Cartografia di piano del PTCP



Unità geotecnica	Comportamento prevalente	Massa volumica $\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione non drenata $c_u$ k (kN/m <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico $M_{ed}$ k (MN/m <sup>2</sup> )	Parametri efficaci	
					Angolo d'attrito $\varphi'$ k (°)	Coesione $c'$ k (kN/mq)
<b>Strato A</b>	Coesivo	19-20	62-92	3,9-4,6	26-33	4-8
<b>Strato B</b>	Coesivo	19-20	46-70	3,4-4,9	23-25	4-8
<b>Strato C</b>	Coesivo	19-20	81-104	4,6-6,3	26-28	5-10

Le prove sismiche MASW+HVSr hanno rivelato una  $V_{s,eq}$  al piano campagna rispettivamente pari a 196 e 189 m/s, il sottosuolo è dunque corrispondente ad una categoria di sottosuolo tipo C.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata assumendo:

- una accelerazione massima di 0,198g ricavata ai sensi delle NTC;
- una magnitudo (M) cautelativa pari a 6,14;
- una falda collocata a 1 m dal piano campagna.

La verifica è stata eseguita sulla base del metodo di calcolo proposto da Seed & De Alba.

Le verifiche hanno evidenziato un fattore di sicurezza sempre maggiore di 1, sinonimo di una occorrenza del fenomeno molto improbabile; inoltre hanno permesso di ricavare cedimenti post-sismici variabili tra 1.35 cm (CPT9) e 3.5 cm (CPT6).

Le resistenze di progetto riguardanti il collasso per carico limite e i cedimenti relativi sono riferite a titolo esemplificativo nel §9.2 e 9.3.

In considerazione di quanto sopra esposto, valutando le condizioni attuali, si esprime un **parere geologico positivo** all'esecuzione dell'intervento e si forniscono le seguenti indicazioni progettuali e costruttive:

- evitare di rimaneggiare e deteriorare il terreno di fondazione prima della costruzione della opera e non realizzare le fondazioni, possibilmente, dopo periodi particolarmente piovosi o siccitosi;
- regolarizzare i piani di posa degli elementi strutturali di fondazione e proteggerli con magrone o altro materiale idoneo;
- realizzare captazione, smaltimento e monitoraggio delle acque di scarico di tutti i pluviali e di tutti i piazzali nei più vicini collettori idrici, onde evitarne l'infiltrazione nel sedime fondazionale;
- limitare gli scavi allo stretto necessario per le esigenze progettuali, adottando tutti gli accorgimenti utili, onde evitare, durante e dopo l'esecuzione, eventuali danni alla stabilità dei terreni ed al buon regime delle acque
- evitare di rimaneggiare e deteriorare il terreno di fondazione prima della costruzione della opera e non realizzare le fondazioni, possibilmente, dopo periodi particolarmente piovosi o siccitosi;

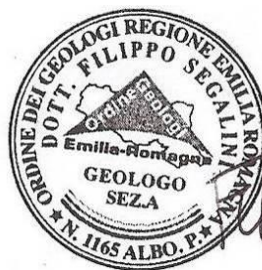




- il piano di fondazione dovrà essere posto al di fuori del campo di variazioni significative del contenuto d'acqua del terreno e a profondità tali da non risentire di fenomeni di erosione o scalzamento di acque superficiali; e comunque al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo. Si consiglia di non impostare le fondazioni troppo superficialmente onde evitare di collocarle in quella fascia di sottosuolo interessata dal fenomeno di ritiro e rigonfiamento della componente argillosa;
- le vasche per il contenimento di liquami zootecnici dovranno avere il fondo impermeabilizzato al di sopra del piano campagna; l'impermeabilizzazione delle pareti interne della vasca dovrà risalire fino ad almeno 1,5 m dal fondo interno del contenitore.

Morfasso, 31 luglio 2020

IL GEOLOGO  
Dott. Filippo Segalini





**ALLEGATO A – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



**CPT1**



**CPT2**





**CPT3**



**CPT4**





**CPT5**



**CPT6**





**CPT7**



**CPT8**





**CPT9**



**CPT10**





**Indagine sismica MASW+HV\_1**



**Indagine sismica MASW+HV\_2**