

# COMUNE DI PORTO MANTOVANO



Committente:

FUTUREDIL MANTOVA S.R.L.

**AMBITO DI TRASFORMAZIONE A.T. 006**  
 sito in via Kennedy / via Verdi  
 localita' S. Antonio

Elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA

Comune

Porto Mantovano

Provincia

Mantova

STUDIO TECNICO

Dott. Ing. GIANLUCA FERRARI

via G. Marangoni n. 7 - MANTOVA - tel. 0376 / 322148 - fax 0376 / 320431 e-mail: sferrari gianluca@libero.it

Geom. FRANCESCO ROSA

via Montanara Sud n. 14 - Campitello di Marcaria MANTOVA - tel. 0376 / 967062

FUTUREDIL MANTOVA S.R.L.  
 Via Picasso, 16  
 PORTO MANTOVANO (MN)  
 Cod. Fisc. a Part. IVA 01991030201

File

GB0022143Prj

Data

DICEMBRE 2012

Scala:

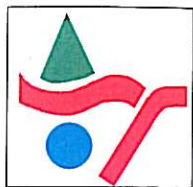
Prat. n°

Tav. n°

F



Si fa divieto di riprodurre e / o utilizzare i presenti elaborati in assenza del permesso scritto da parte degli intestatari della legge sui diritti d' autore 22/04/'41 n. 633 G.U. 16/07'41 n. 166



# Geoproject

www.indagosnc.it

Comune di Porto Mantovano (Mn)



Committente:

***FUTUREDIL MANTOVA SRL***

Oggetto elaborato:

***RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA***

Il Tecnico:

**Geol. Fabio Montagnani**

Data: 12/12/2012

Pos. Arch: 833/12

Responsabile della Commessa:  
**Geol. Fabio Montagnani**

Rev	Descrizione	Data

Studio di Geologia Tecnica, Idrogeologia, Idraulica, Geologia e Ingegneria Ambientale  
di Dott. Geol. Fabio Montagnani  
Via De Amicis, 14 - 50052 Certaldo (FI) tel: 0571 632640 - FAX: 0571 636089 E-mail: info@indagosnc.it



## INDICE

1. PREMESSA .....	3
1.1 Ubicazione, caratteristiche generali dell'intervento e approccio metodologico .....	3
1.2 Quadro normativo di riferimento .....	4
2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	5
2.1 Generalità .....	5
2.2 Assetto Geologico-geomorfologico .....	6
2.3 Idrogeologia .....	9
3. MODELLO GEOTECNICO LOCALE .....	10
3.1 Generalità .....	10
3.2 Prove penetrometriche statiche .....	12
3.3 Saggi geognostici .....	13
3.4 Analisi di laboratorio geotecnico .....	16
3.5 Base sismica a rifrazione .....	17
3.6 Modello geotecnico .....	19
4. SISMICITA' DELL' AREA E DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SPETTRALI .....	23
4.1 Generalità .....	23
4.2 Vita nominale .....	23
4.3 Classe d'uso .....	23
4.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	24
4.5 Categoria di sottosuolo .....	25
4.6 Categoria topografica .....	26
4.7 Parametri e coefficienti sismici .....	27
5. VALUTAZIONI GEOTECNICHE .....	28
5.1 Verifiche agli stati ultimi -SLU- .....	28
5.1.1 Fondazioni superficiali -Generalità- .....	28
5.1.2 Fondazioni Superficiali -calcolo delle resistenze- .....	31
5.2 Verifiche agli stati d'esercizio -SLE- .....	37
5.2.1 Liquefazione .....	37
5.2.2 Cedimenti .....	40
6. CONCLUSIONI .....	41

## APPENDICI

- APPENDICE A: Certificati Indagini geognostiche (prove CPT, prove di laboratorio geotecnico, prospezione sismica).
- APPENDICE B: Relazione di calcolo delle resistenze.



## 1. PREMESSA

### 1.1 Ubicazione, caratteristiche generali dell'intervento e approccio metodologico

Su incarico dell'impresa edile "Futuredil Mantova Srl" viene redatta la relazione geologico-tecnica relativa al progetto di lottizzazione denominato "v. Verdi" – PA AT-006 comune di Porto Mantovano (Mn). Il sito d'interesse si trova nella parte centrop-orientale dell'area urbanizzata comunale. Per osservarne l'ubicazione si veda l'aereofotogrammetrico di fig. 1 sottostante.



**Fig. 1 – Ubicazione intervento**

L'intervento risulta strutturato su una superficie edificabile di c.a 15000 mq e prevede due complessi residenziali nel settore ovest mentre sul resto del lotto è prevista la costruzione di un edificio adibito a poliambulatorio.

Per maggiori dettagli si rimanda alla consultazione degli elaborati progettuali.



L'approccio metodologico adottato per il presente studio Geologico-Geotecnico può essere sintetizzato nelle seguenti fasi:

- ◊ consultazione degli elaborati cartografici e relazionali delle indagini geologiche di supporto al Piano regolatore;
- ◊ consultazione delle cartografie geologiche, litologiche e geomorfologiche della regione Lombardia;
- ◊ Esecuzione di due prove penetrometriche statiche CPT
- ◊ Esecuzione di tre saggi geognostici con escavatore idraulico cingolato spinti alla profondità di 4,5 m dal p.c. con prelievo di campioni indisturbati ed effettuazione di prove vane test e scissometriche sulle pareti di scavo
- ◊ Analisi di laboratorio geotecnico
- ◊ Esecuzione di una base sismica a rifrazione in onde p ed sh e calcolo del profilo delle Vs30
- ◊ sismicità dell'area e definizione dei parametri spettrali;
- ◊ valutazioni geotecniche mediante verifiche agli stati limite delle resistenze del terreno di fondazione per tipologia edilizia;
- ◊ conclusioni.

### 1.2 Quadro normativo di riferimento

La normativa presa come riferimento per la redazione della presente relazione, oltre alle leggi regionali in materia di pianificazione ed alle ordinanze dell'Autorità di Bacino, è la seguente:

- **D.M. 14.01.2008** ("Norme tecniche per le costruzioni");
- **Circolare 2 febbraio 2009 del Consiglio dei Lavori Pubblici** ("Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008");
- **Ordinanze del Consiglio dei Ministri n. 3274/03 e n.3519/06;**



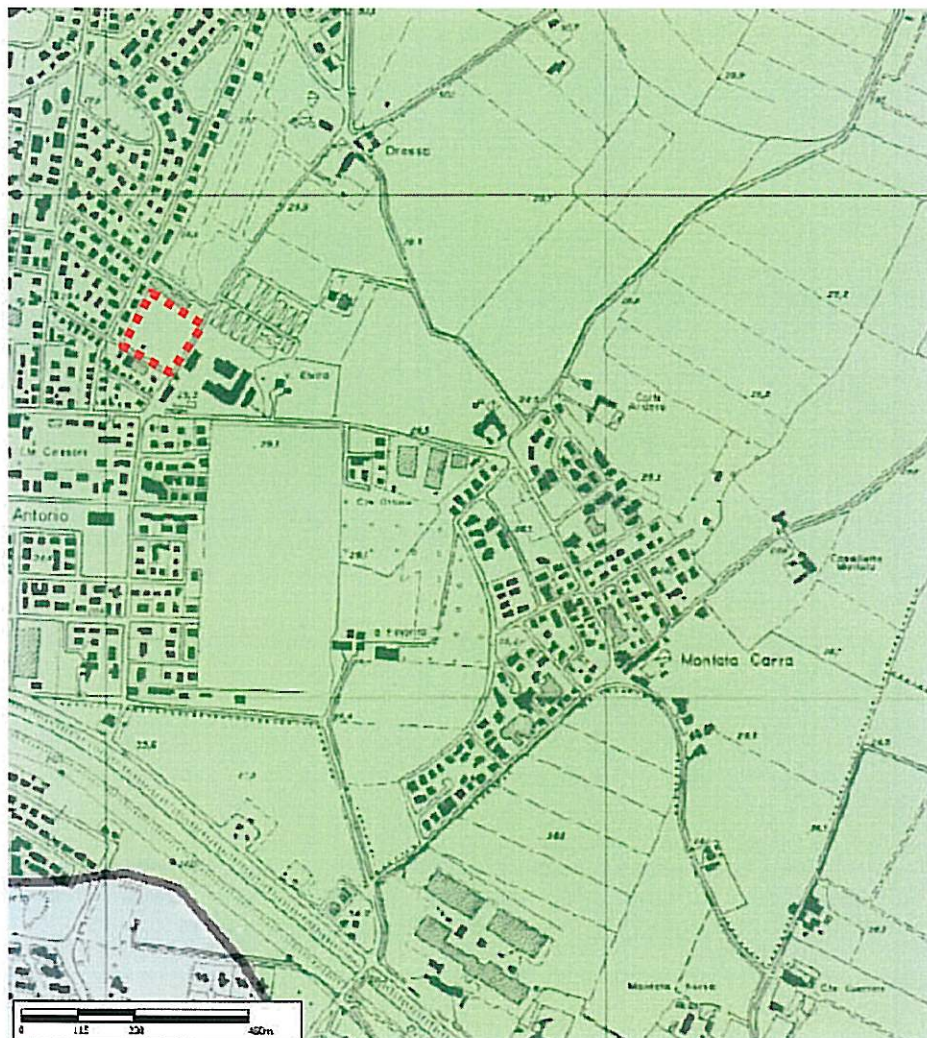
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** (*"Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27/07/2007"*);

## **2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO**

### **2.1 Generalità**



Il sistema padano risulta costituito da una depressione tettonica con struttura monoclinale che dal Pliocene ad oggi si è andata progressivamente colmando, con deboli segni di attività tettonica quaternaria e con fenomeni di subsidenza non compensata dai processi di sedimentazione.

L'assetto litostratigrafico dell'area di progetto risulta essere influenzato dai processi di dinamica fluviale dei Fiumi Po' e Mincio. Nella figura sottostante è riportata la carta geologica dell'area (estratto dalla Carta geologica della Lombardia – GIS Regionale)

**Legenda**

— Faglie

**Unità geologiche**

-  Depositi fluviali dei greti attuali
-  Depositi terrazzati (alluvium medio)

**Fig. 2 – Carta geologica**

**2.2 Assetto Geologico-geomorfologico**

Nel dettaglio delle caratteristiche geo-litologiche i depositi fluviali che affiorano nell'area di progetto risultano costituiti da sabbie limose debolmente argillose e sabbie



franche (S3LGC2) della carta litologica della Regione Lombardia) come risulta anche dalla carta geologica e geomorfologica estratta dal PGT del comune di Porto Mantovano (fig. 4).

Tali terreni sono legati alla deposizione di materiali nelle zone di medio-alta energia e si alternano ai depositi francamente più limo argillosi.

Sul sito di progetto non risultano presenti corsi d'acqua, tuttavia il territorio risulta intensamente solcato da fossi irrigui e di scolo sia a carattere artificiale sia naturale per il drenaggio delle acque meteoriche.

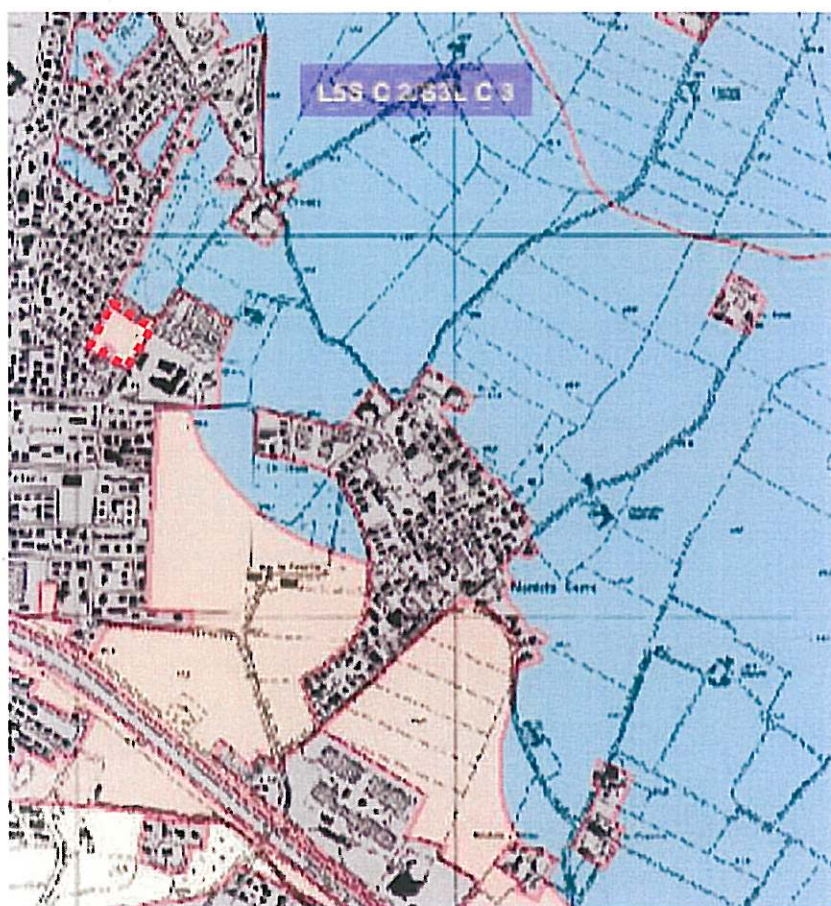
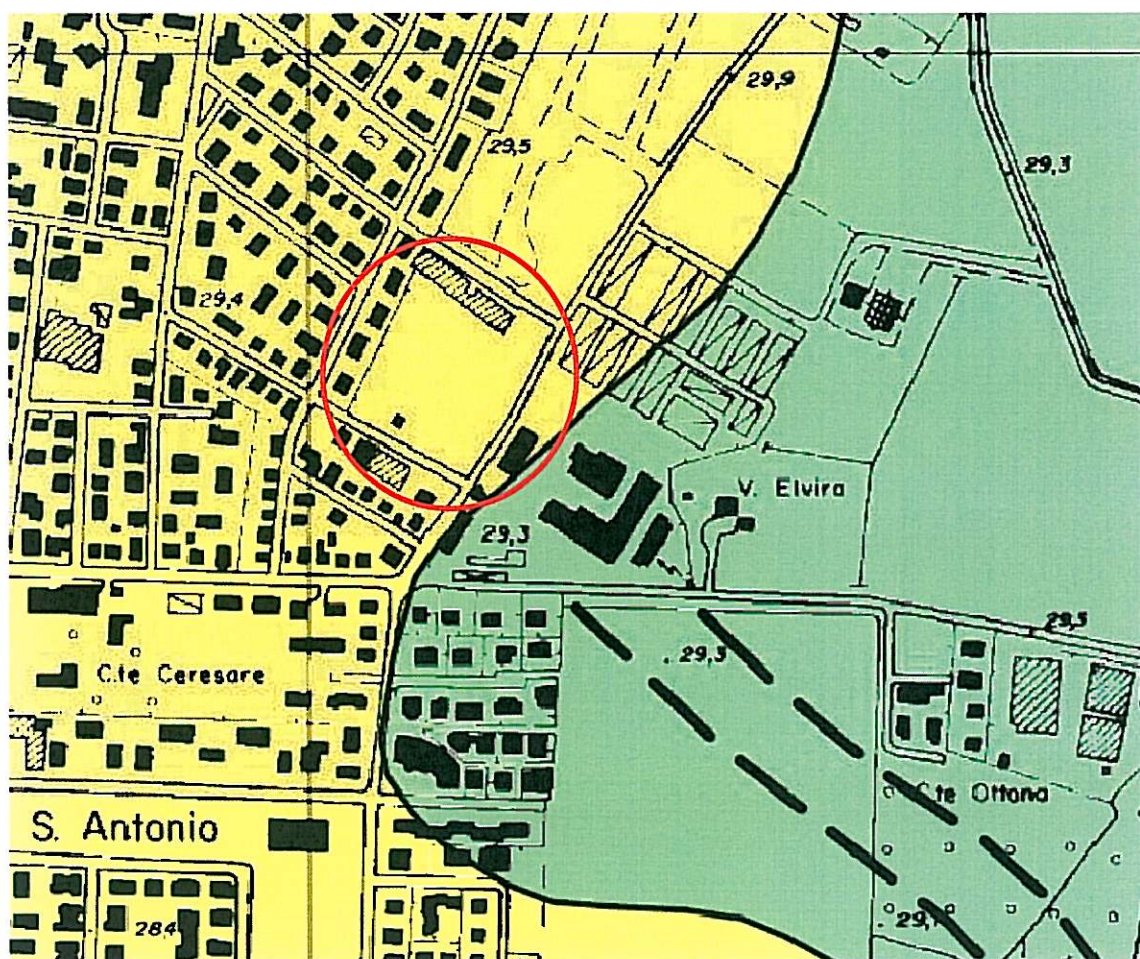


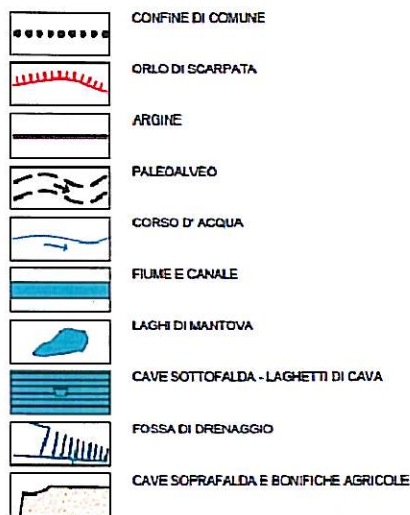
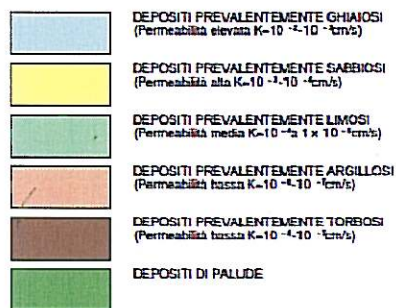
Fig. 3 – Carta geo-litologica

Al di sotto della copertura sabbiosa e sabbioso-limosa è presente un substrato prevalentemente limo-argilloso e limo-sabbioso ad una profondità variabile tra 2 e 4 m dal p.c.

Da un punto di vista morfologico l'area di progetto risulta sub-pianeggiante con quote medie variabili tra 29 e 30 m s.l.m. Non si rilevano sul sito scarpate morfologiche sia antropiche che naturali mentre la dinamica fluviale risulta esclusivamente connessa alla presenza di fossi e canali di regimazione sia naturali sia antropici.

Fig. 4 – Carta geo-litologica (da PGT del Comune di Porto Mantovano)



**LEGENDA****LITOLOGIA DI SUPERFICIE**CAMPIONI LITOLGICI CON ANALISI  
GRANULOMETRICHE DI LABORATORIO**2.3 Idrogeologia**

Le indagini geognostiche eseguite sia sul sito di progetto sia nelle aree contermini, unitamente agli elaborati geologici di supporto agli atti di pianificazione urbanistica, hanno consentito di rilevare la presenza di una piezometria media nell'area con livello variabile tra 4 e 5 m da p.c. La superficie piezometrica risulta riconducibile all'acquifero sabbioso-ghiaioso presente a partire da una profondità di c.a 7-8 m dal p.c.

Tale piezometria misurata di c.a 5.5 m dal p.c. (24-25 m s.l.m.) risulta confermata anche dalla cartografia idrogeologica estratta dal PGT del comune di Porto Mantovano e riportata in estratto nella figura successiva.

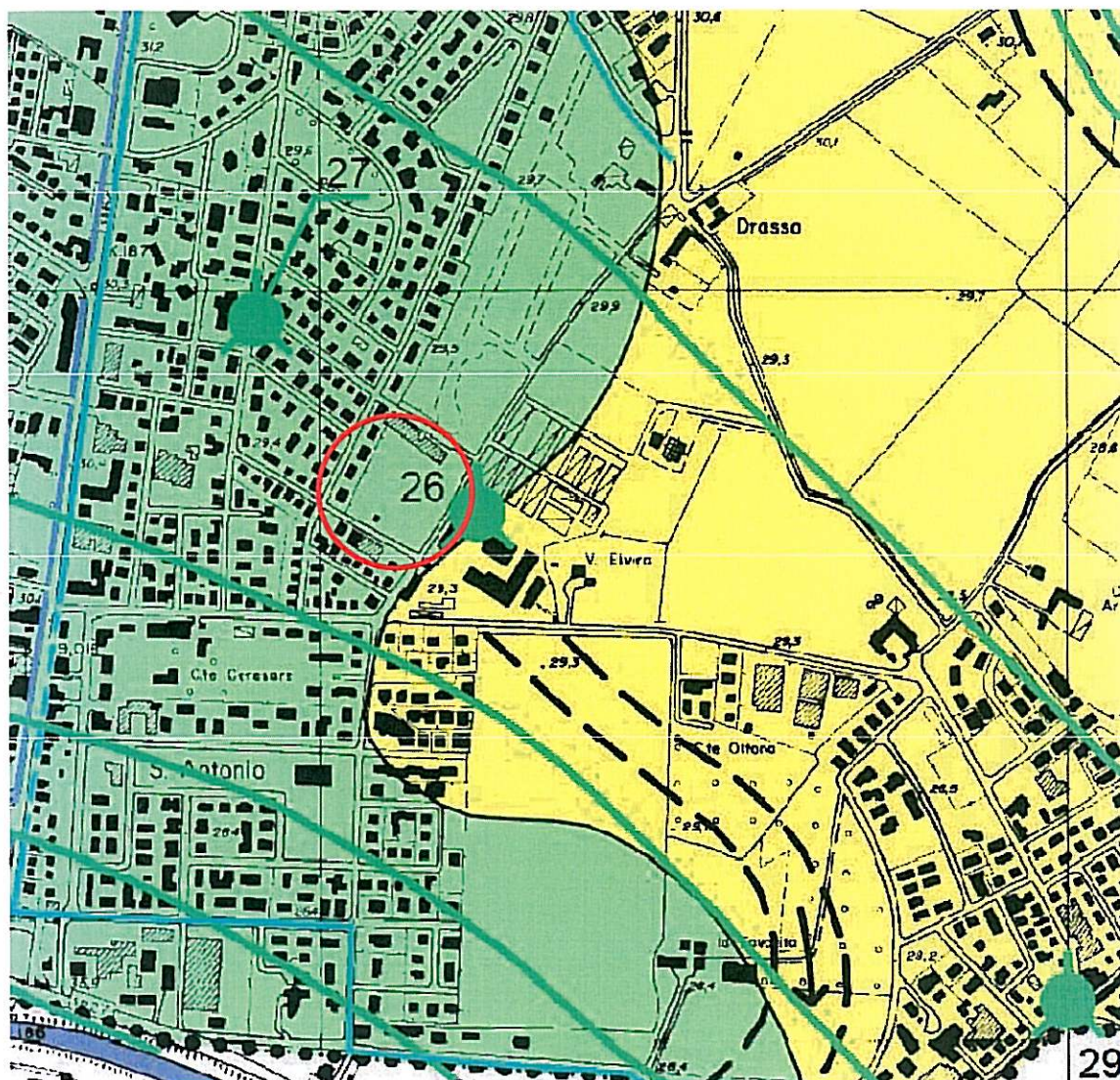


Fig. 5 – Carta idrogeologica (da PGT del Comune di Porto Mantovano)

### 3. MODELLO GEOTECNICO LOCALE

#### 3.1 Generalità

La caratterizzazione geomeccanica del sottosuolo è stata effettuata sulla base delle indagini eseguite sul sito. Le indagini sono costituite da:



1. 2 Prove CPT eseguite con penetrometro statico Deep Drill alla profondità di 7-10 m dal p.c.
2. 3 saggi geognostici scavati con escavatore idraulico cingolato alla profondità di c.a 4,5 m dal p.c.
3. Analisi di laboratorio geotecnico con prove di caratterizzazione fisica, resistenza al taglio e compressibilità su due (S1C1, S1C2,) campioni indisturbati prelevati con campionatore a fustella a pareti sottili ;
4. Prospezione sismica a rifrazione in onde p ed onde SH per la caratterizzazione sismica del sito (VS30) e per la correlazione stratigrafica delle verticali geognostiche.

Le indagini sopra-esposte hanno consentito di elaborare il modello geotecnico locale dell'area.

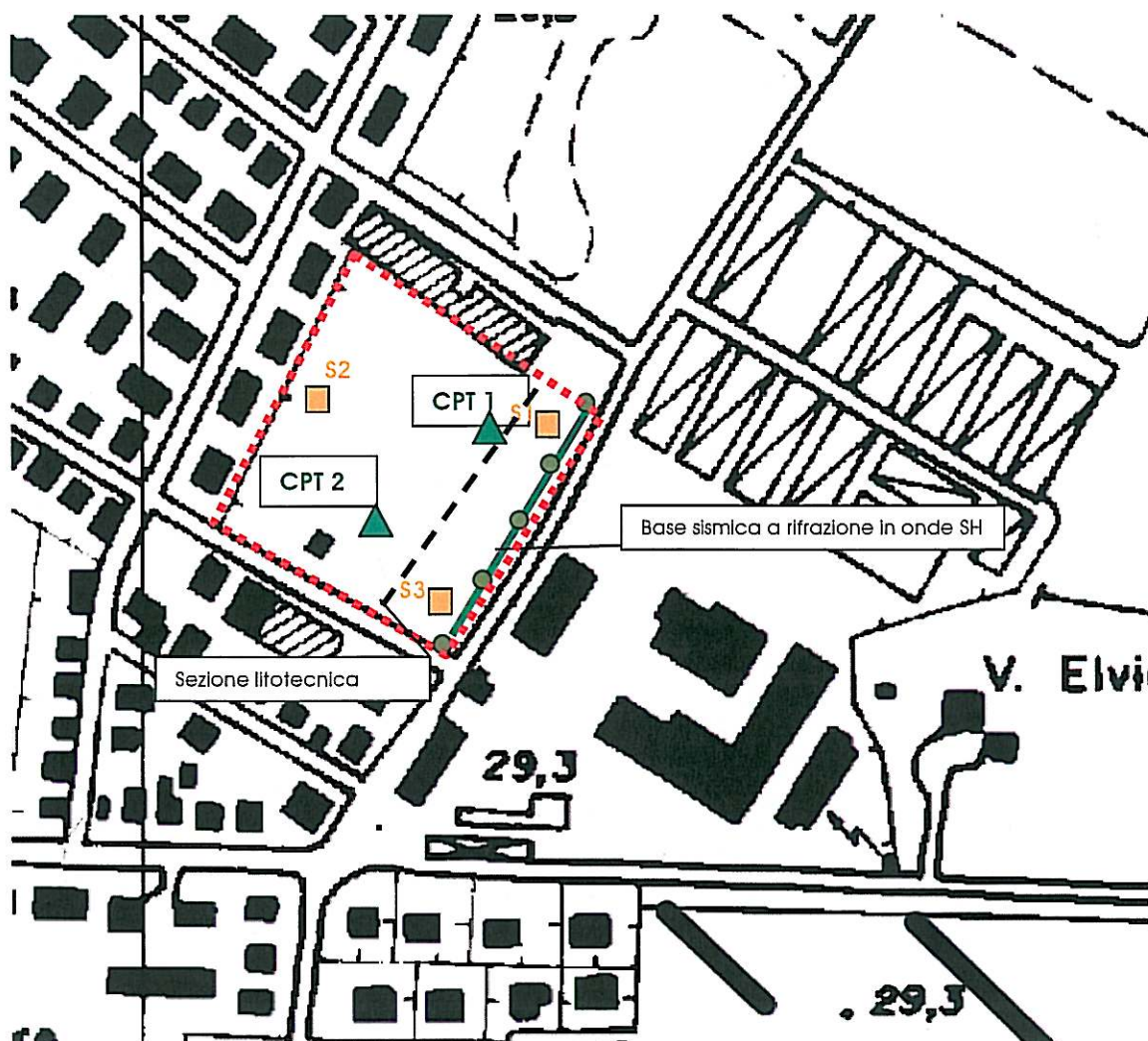


Fig. 6 – Carta delle indagini geognostiche

### 3.2 Prove penetrometriche statiche

Le prove penetrometriche statiche sono state eseguite con penetrometro mod. Deep Drill da 10 ton di spinta montato su carrello.

Sono state eseguite due CPT . Le profondità raggiunte dalle prove sono di 10 m dal p.c.



La correlazione tra i valori di resistenza alla punta e laterale con i noti algoritmi di letteratura ha consentito di determinare le caratteristiche litotecniche del terreno di fondazione ed inoltre ricavare indicazioni sulle caratteristiche lito-stratigrafiche dei terreni presenti nell'area.

L'interpretazione dei risultati delle prove comparati con i risultati di altre indagini geognostiche eseguite nelle aree limitrofe può essere così sintetizzata.

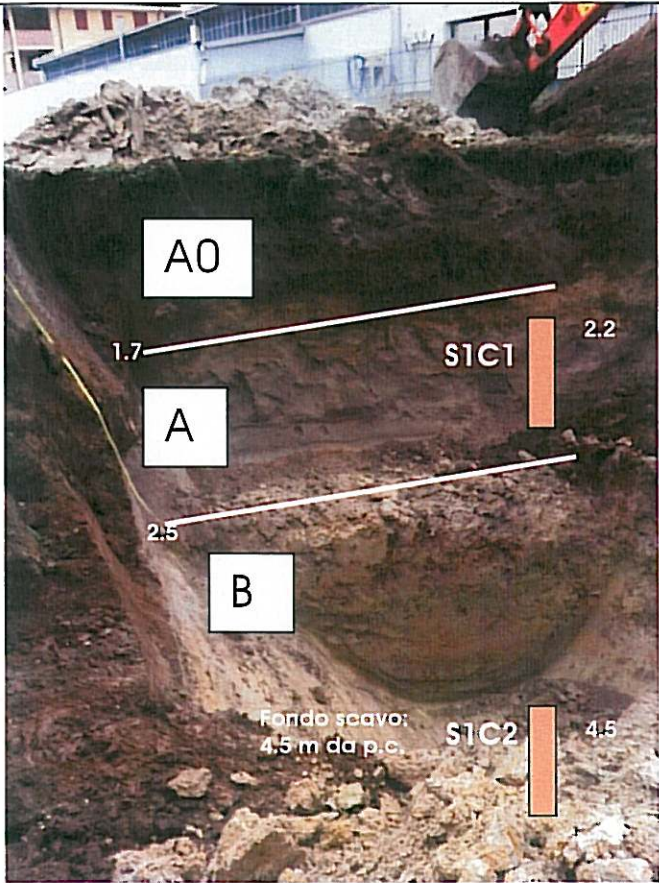
Da una attenta lettura delle sequenze litologiche emerge la presenza, al di sotto di una copertura di terreni pedogenetici di spessore di c.a 1.6 m (A0), di terreni a comportamento granulare prevalentemente fini fino alla profondità di 2.6 m (A) presenti esclusivamente nella zona nord-orientale in corrispondenza della CPT1. Al di sotto si rinviene ovunque la presenza di terreni prevalentemente coesivi limo-sabbioso-argillosi da mediamente addensati (B) a molto addensati (B') sovrastanti, ad una profondità variabile tra 5.6 e 7 m dal p.c. terreni granulari sabbiosi franchi e sabbioso-ghiaiosi (A').

### **3.3 Saggi geognostici**

Sull'area di lottizzazione sono stati eseguiti tre saggi geognostici con escavatore idraulico girevole cingolato (per l'ubicazione delle indagini si faccia riferimento alla Fig. 4 sovrastante).

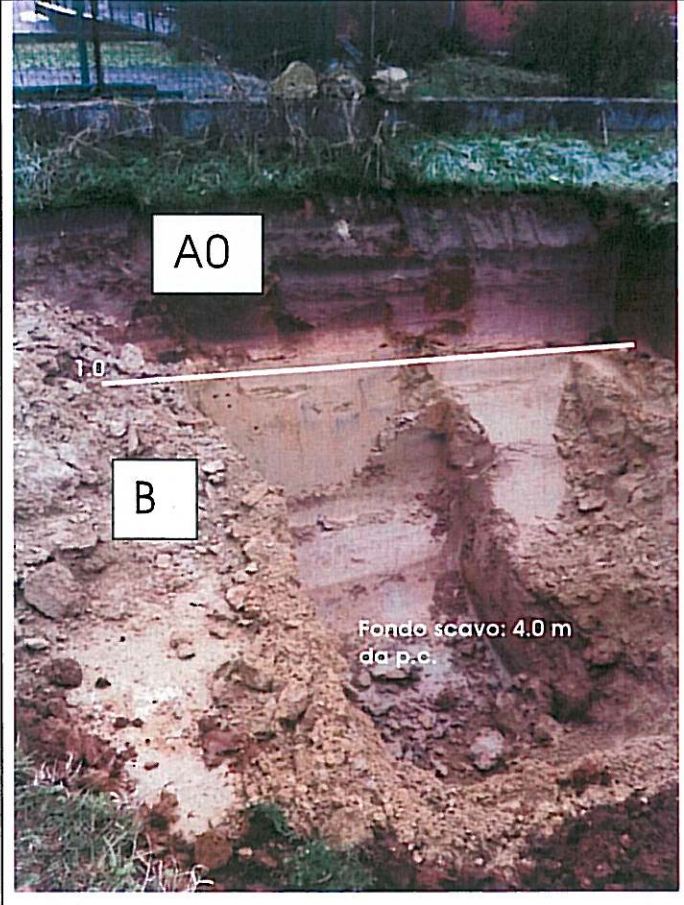
Da un punto di vista stratigrafico le sequenze risultano le seguenti:

SAGGIO n° 1

	LITOLOGIA	Cu Vane test (Kg/cmq)
	Suolo limo-sabbioso marrone scuro con abbondante materiale organico	0.4-0.8
	Sabbie grossolane stratificate leggermente coesive marroni	0.1-0.2
	Lim. sabbiosi debolmente argillosi marrone-chiaro con venature grigio-azzurre compatti	0.8 1.2 1.5 1.4 0.9 1.3 1.5 1.4 1.5 1.5 1.7

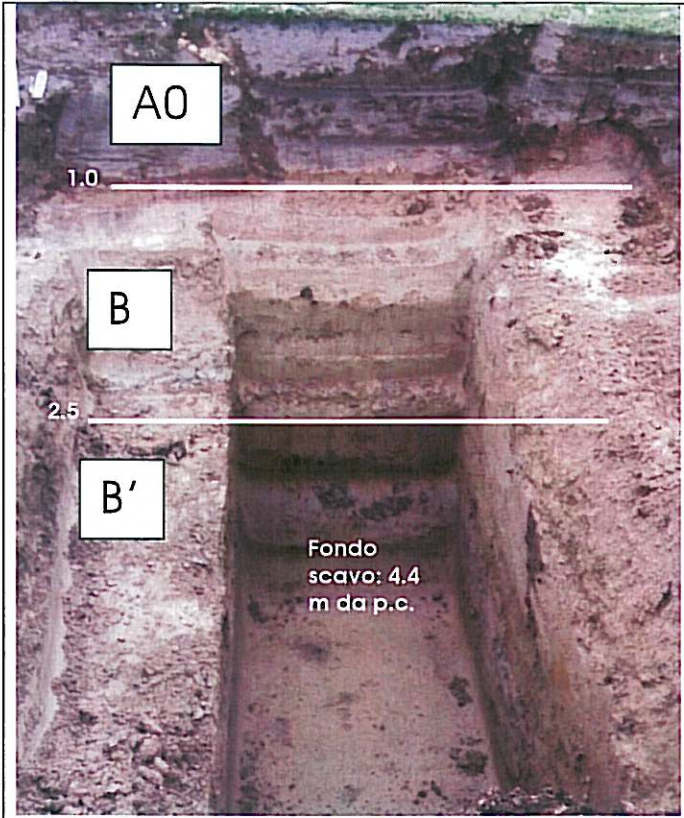
SAGGIO n° 2

	LITOLOGIA	Cu Vane test (Kg/cmq)

	<p>Suolo limo-sabbioso marrone scuro con abbondante materiale organico</p>	<p>0.4-0.8</p>
	<p>Limi sabbiosi debolmente argillosi marrone-chiaro con venature grigio- azzurre compatti</p>	<p>0.8 0.5 0.7 0.8 0.9 1.3 1.4 1.6 1.5 1.7 1.6</p>

**SAGGIO n° 3**

	LITOLOGIA	Cu Vane test (Kg/cmq)
--	-----------	--------------------------

	<p>Suolo limo-sabbioso marrone scuro con abbondante materiale organico</p>	<p>0.4-0.8</p>
	<p>Limi sabbiosi deb. Argillosi med. addensati con intercalati orizzonti decimetrici di sabbie franche (2.25-2.5)</p> <p>Limi sabbiosi debolmente argillosi marrone-chiaro con venature grigio- azzurre molto addensati</p>	<p>1.5 2 2.2 2.3 2 1.9 2.6 2.4 2.6 2.5 2.4 2.5 2.3 2.3 2.2 2.3 2.5 2.6 2.6 2.8</p>

### 3.4 Analisi di laboratorio geotecnico

Le analisi di laboratorio condotte sui campioni prelevati all'interno dei saggi geognostici risultano le seguenti:

TIPOLOGIA DI PROVE	S1C1	S1C2
Prova di taglio CD		X
Prova di taglio UU		X
Prova di consolidazione edometrica		X
Peso di volume naturale		X



Umidità naturale		X
Analisi granulometrica con sedimentazione	X	X

I certificati delle analisi di laboratorio sono riportati nell'appendice relativa

### 3.5 Base sismica a rifrazione

E' Stata eseguita una base sismica a rifrazione in onde sh (taglio) elaborata per la ricostruzione della sequenza sismo-stratigrafica con metodologia a rifrazione GRM. La prospezione ha consentito di ricavare le caratteristiche di Impedenza sismica dei vari rifrattori nonché la loro disposizione geometrica lungo il profilo investigato.

L'acquisizione delle onde SH su profili sufficientemente estesi consente di fornire i valori di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (VS30) così come disposto dal DDMM 14/01/2008 Testo unico – Norme tecniche sulle costruzioni.

#### Metodologia di acquisizione

La prospezione sismica rappresenta un metodo di prospezione indiretta del sottosuolo attraverso lo studio della propagazione di onde elastiche generate in superficie. Le onde elastiche SH vengono generate mediante una massa battente a pendolo di 8 Kg battuta trasversalmente ad una piastra in legno solidarizzata al terreno. Il metodo fonda il suo principio di rilevazione sulla presenza di discontinuità elastiche nel sottosuolo dovute a reali variazioni litologiche o discontinuità presenti nell'ambito di uno stesso litotipo (faglie e/o fratture) che presentano un significativo contrasto di impedenza sismica ( $V^*\gamma$ ).

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione utilizza e studia le onde prodotte da una perturbazione elastica generata in un punto e rilevata da una serie di ricevitori o *geofoni*, in più punti distanti. Il treno di onde generato viene rilevato dai geofoni come una serie di impulsi che definiscono onde diverse.

L'interpretazione consiste nell'esaminare il primo treno di onde (picking) che arriva ad ogni singolo geofono. Per i principi su cui si fonda tale tecnica (leggi di Snell e di Hook), tali onde risultano di due tipi: onde dirette ed onde rifratte.

L'interpretazione col metodo GRM (Metodo Reciproco Generalizzato) consente di definire una sezione geofisica sulla quale per ogni ricevitore viene determinata una sequenza profondità/velocità dei vari orizzonti geofisici presenti nel sottosuolo (vedi elaborati riportati in appendice ).

L'indagine sismica è stata condotta con la seguente configurazione geometrica:



- Offset(*distanza 1° shot point-1° geofono*): 8.0 m
- Distance array(*interdistanza geofoni*): 8.0 m
- L(*lunghezza linea sismica*): 104.0 m
- SP(*n. shot points o punti di energizzazione*): 5

L'acquisizione e l'elaborazione dei dati è stata effettuata con le seguenti specifiche tecniche:

- Acquisitore: Sismografo a 12 canali
- Convertitore: 12 bit
  - Tratt. segnale: 16 bit
  - Camp. x can.: 3000 Hz
- Geofoni: 10Hz oriz
- Acquisizione e trattamento segnale: digitale (sommatoria), Notch filter a 50 Hz e AGC
- Post Processing: piking sui sismogrammi ed elaborazione delle dromocrone. Software dedicato Gremix.
- Energizzazione: massa battente su piastra

#### Analisi dei risultati

La sezione sismica (presente in Appendice ) evidenzia la presenza di tre rifrattori ad andamento complessivo piano-parallelo: quello più superficiale ha Vsh comprese tra 166 m/s e 185 m/s con spessore compreso tra 3.5 m e 5 metri (associabile ai depositi limo-sabbioso-argillosi di copertura A0, A, B e B'), il rifrattore intermedio ha velocità delle onde sh comprese tra 362 e 395 m/s con spessore compreso tra 4 e 8.5 metri (associabile ai depositi sabbiosi franchi e sabbioso-limosi B' e A') e il rifrattore più profondo mostra velocità delle onde sh comprese tra 392 e 500 m/s interpretabili come sabbie e sabbie ghiaiose anche alternati (A').

La ricostruzione delle VS30 lungo il profilo (assumendo profondità fino a 30.0 metri per l'ultimo orizzonte) ha consentito di determinare la **VS30 media dell'area che risulta pari a 347 m/s.** Questo valore di velocità consente di attribuire la categoria di sottosuolo alla **classe C.**



### 3.6 Modello geotecnico

La nuova normativa impone al Progettista delle opere la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Tale scelta deve avvenire seguendo due fasi:

- 1) identificazione dei parametri geotecnici appropriati
- 2) valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Per quanto riguarda il primo punto si sono identificati i consueti parametri di resistenza al taglio e di compressibilità, unitamente alle caratteristiche fisiche dei terreni.

Per la seconda fase si è fatto ricorso ai valori dei parametri geomeccanici ricavati da:

1. analisi di laboratorio geotecnico;
2. correlazioni ricavate attraverso i valori di  $R_p$  e  $R_I$  delle prove penetrometriche statiche;

Si sono privilegiati i valori desunti dalle analisi di laboratorio geotecnico (per l'orizzonte litotecnico B), mentre per i rimanenti orizzonti è stata fatta una elaborazione statistica sui valori di resistenza penetrometrica. In particolare, per le correlazioni con le prove CPT si è utilizzato il valore medio di ciascun parametro geotecnico. L'unico valore non ricavato da analisi o da correlazioni è il peso di volume, in quanto le correlazioni delle prove penetrometriche davano risultati troppo elevati; si è perciò deciso di proporre come valore caratteristico quello derivante da bibliografia.

Le elaborazioni statistiche dei dati derivanti dalle prove CPT per ricavare i valori medi di ogni orizzonte litotecnico sono sintetizzate nella tabella successiva.

Dati di campagna kg/cm <sup>2</sup>															
Prof.	Punta	P.H.	P.H.-P	litologia	Rp MPa	RL MPa	Rp/RL	gamma kPa	gamma kN/m <sup>3</sup>	cu MPa	Argilla	limi	Dr%	F'	Et MPa
0.2	8.00	14	6	lim e argilla	0.8	0.04	20.0	16.63	27	-	3.20	83	17	1.87	
0.4	10.00	20	10	lim e argilla	1.0	0.07	15.0	3.4	16.89	33	-	3.20	83	18	2.33
0.6	15.00	32	17	argilla	1.5	0.11	13.2	6.9	17.54	50	2.25	-	-	-	3.50
0.8	14.00	30	16	argilla	1.4	0.11	13.1	10.4	17.41	46	2.10	-	-	-	3.27
1	16.00	32	16	lim e argilla	1.6	0.11	15.0	13.9	17.67	53	-	4.80	78	22	3.73
1.2	12.00	20	8	lim e argilla	1.2	0.05	22.5	17.3	17.15	39	-	3.96	64	20	2.80
1.4	8.00	14	6	lim e argilla	0.8	0.04	20.0	20.7	16.63	26	-	3.20	50	17	1.87
1.6	10.00	16	6	lim e argilla	1.0	0.04	25.0	24.0	16.89	33	-	3.20	54	18	2.33
1.8	75.00	80	10	sabbie e ghiaie	7.6	0.07	70.0	26.4	22.00	-	-	100	31	16.33	
2	80.00	90	10	sabbie e ghiaie	8.0	0.07	70.0	29.9	22.00	-	-	100	32	16.67	
2.2	64.00	96	12	sabbie e ghiaie	6.4	0.06	70.0	37.2	22.00	-	-	100	32	16.67	
2.4	90.00	100	10	sabbie e ghiaie	9.0	0.07	70.0	41.6	22.00	-	-	100	33	21.00	
2.6	76.00	90	14	sabbie e ghiaie	7.6	0.09	70.0	46.0	22.00	-	-	100	32	17.73	
2.8	30.00	60	30	lim e argilla	3.0	0.20	15.0	49.9	18.48	96	-	8.00	78	26	7.00
3	34.00	70	36	argilla	3.4	0.24	14.2	53.9	20.21	112	5.10	-	-	-	7.93
3.2	40.00	80	40	lim e argilla	4.0	0.27	15.0	58.1	20.79	131	-	12.00	82	28	8.33
3.4	36.00	72	36	lim e argilla	3.6	0.24	15.0	62.1	20.27	116	-	10.00	78	27	8.40
3.6	32.00	64	32	lim e argilla	3.2	0.21	15.0	66.1	19.78	104	-	9.60	73	26	7.47
3.8	44.00	70	26	lim e argilla	4.4	0.17	25.4	70.4	21.31	144	-	13.20	82	28	10.27
4	58.00	80	24	lim e sabbie	5.8	0.16	25.0	74.8	22.00	-	-	88	30	13.07	
4.2	64.00	84	20	lim e sabbie	6.4	0.13	48.0	79.2	22.00	-	-	91	31	14.83	
4.4	80.00	120	50	lim e sabbie	8.0	0.23	24.0	83.6	22.00	264	-	24.00	96	32	18.67
4.6	84.00	150	70	lim e argilla	8.4	0.45	17.5	88.0	22.00	277	-	25.20	97	33	19.90
4.8	84.00	150	70	lim e argilla	8.4	0.51	16.5	92.4	22.00	277	-	25.20	96	32	19.60
5	80.00	160	80	lim e argilla	8.0	0.53	15.0	96.8	22.00	283	-	24.00	94	32	18.67
5.2	76.00	110	34	lim e sabbie	7.6	0.23	33.5	101.2	22.00	-	-	82	32	17.73	
5.4	80.00	112	32	lim e sabbie	8.0	0.21	37.5	105.6	22.00	-	-	80	32	16.67	
5.6	76.00	104	28	lim e sabbie	7.6	0.19	40.7	110.0	22.00	-	-	81	32	17.73	
5.8	70.00	100	30	lim e sabbie	7.0	0.20	35.9	114.4	22.00	-	-	88	31	16.33	
6	80.00	70	20	lim e sabbie	8.0	0.13	37.5	118.8	22.00	-	-	78	29	11.67	
6.2	40.00	76	36	lim e argilla	4.0	0.24	16.1	123.9	20.79	129	-	12.00	71	26	8.33
6.4	40.00	60	24	lim e argilla	4.0	0.24	16.3	127.9	21.31	142	-	10.00	73	26	10.27
6.6	61.20	66	16	lim e sabbie	6.6	0.11	48.0	131.8	22.00	-	-	76	29	11.67	
6.8	80.00	112	32	lim e sabbie	8.0	0.21	37.5	136.0	22.00	-	-	80	32	16.67	
7	90.00	124	34	lim e sabbie	9.0	0.23	39.7	140.4	22.00	-	-	82	33	21.00	
7.2	150.00	170	20	sabbie e ghiaie	15.0	0.13	70.0	144.8	22.00	-	-	100	36	35.00	
7.4	200.00	250	50	sabbie e ghiaie	20.0	0.33	60.0	149.2	22.00	-	-	100	37	46.67	
7.6	250.00	300	50	sabbie e ghiaie	25.0	0.33	70.0	153.6	22.00	-	-	100	38	58.33	
7.8	240.00	280	40	sabbie e ghiaie	24.0	0.27	70.0	158.0	22.00	-	-	100	38	56.00	
8	250.00	290	30	sabbie e ghiaie	25.0	0.23	70.0	162.4	22.00	-	-	100	38	58.33	
8.2	176.00	320	44	sabbie e ghiaie	17.6	0.29	70.0	166.8	22.00	-	-	100	39	64.00	
8.4	256.00	330	34	sabbie e ghiaie	25.6	0.23	70.0	171.2	22.00	-	-	100	39	69.07	
8.6	340.00	390	50	sabbie e ghiaie	34.0	0.33	70.0	175.6	22.00	-	-	100	40	78.33	
8.8	360.00	400	40	sabbie e ghiaie	36.0	0.27	70.0	180.0	22.00	-	-	100	40	84.00	
9	320.00	380	60	sabbie e ghiaie	32.0	0.40	70.0	184.4	22.00	-	-	100	39	74.67	
9.2	290.00	350	60	sabbie e ghiaie	29.0	0.40	70.0	188.8	22.00	-	-	100	39	67.67	
9.4	380.00	440	60	sabbie e ghiaie	38.0	0.40	70.0	193.2	22.00	-	-	100	40	88.67	
9.6	400.00	440	40	sabbie e ghiaie	40.0	0.27	70.0	197.6	22.00	-	-	100	41	93.33	
9.8	400.00	480	60	sabbie e ghiaie	40.0	0.40	70.0	202.0	22.00	-	-	100	41	93.33	
10	360.00	390	30	sabbie e ghiaie	36.0	0.20	70.0	206.4	22.00	-	-	100	40	84.00	

	Rp	gamma	cu kPa	Mo	Mo	Dr%	F'	Et MPa
A0	1.2	17.10	38.35		3.63			
A	8.0	22.00				100.00	32.02	18.67
B	4.6	20.85	138.84		13.10			
B'	7.0	21.85	217.82		19.92	86.88	30.99	16.23
A'	30.1	22.00				100.00	39.00	70.19

Gli orizzonti litotecnici individuati che descrivono il modello geotecnico dell'area risultano i seguenti:

- A0** Orizzonte A0: orizzonte pedologico prevalentemente sabbioso - limoso organico
- A** Orizzonte A: sabbie grossolane stratificate e sabbie limose
- A'** Orizzonte A': sabbie grossolane, fini limose e limo-argillose e sabbie e ghiaie
- B** Orizzonte B: limo argilloso sabbioso da plastico a med. compatto
- B'** Orizzonte B': alternanze di limi sabbiosi e limi argillosi marroni molto compatti



La parametrizzazione degli orizzonti è stata effettuata sulla base delle indagini eseguite sul sito ed esposte al paragrafo relativo.

I valori caratteristici da assumere vengono dunque riportati nella successiva tabella e di fatto costituiscono, insieme alla presenza ipotizzata della falda, il modello geotecnico locale di riferimento.

	LITOLOGIA								$c_u$ (Kg/cmq)	$\phi$ (°)	$c$ (Kg/cmq)	$\phi'$ (°)	$M_o$ (Kg/cmq)	$C_c$	$E$ (Kg/cmq)
	$\gamma_n$ (Kg/dmc)	$R_p$ (Kg/cmq)	$e_0$	$W_n$ (%)	GH (%)	SA (%)	LI (%)	AR (%)							
A0	1.72	12							0.4				30		
A	1.62	80			13.2	54.3	24.1	8.5	0.2			32			180
A'	1.7	46										39			700
B	1.98	70	0.34	18.9	1.8	15.7	81.7	0.8	1.2	22	0.15		56	0.06	
B'	2.05	300							2.2			31	100		160

Tab. 3.3: valori caratteristici

$\gamma$	peso di volume naturale in Kg/dm <sup>3</sup>
$c_u$	coesione non drenata in Kg/cm <sup>2</sup>
$c$	coesione da prova di taglio in Kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	angolo di attrito Interno da prova di taglio in °
$\phi'$	angolo di attrito Interno efficace in °
$E$	Modulo elastico Kg/cm <sup>2</sup>
$M_o$	Modulo edometrico Kg/cm <sup>2</sup>
$C_c$	Indice di compressione
$E_0$	Indice dei vuoti
$R_p$	Resistenza alla punta del penetrometro statico in Kg/cm <sup>2</sup>
$W_n$	Umidità naturale in %
GH, SA, LI, AR	Ghiala, Sabbia, Limo ed Argilla in %

Vista la presenza di un'area di vaste dimensioni considerando bene schematizzata nella sezione litotecnica sono state schematizzate due sequenze che contraddistinguono ciascuna la geometria dei vari orizzonti litotecnici rappresentativi per l'area di lottizzazione. Questa infatti è stata suddivisa in due zoning: settore Nord rappresentata dalle verticali S1 e CPT1 e settore Sud rappresentata dalle verticali CPT 2 ed S2.

I due zoning si diversificano in buona sostanza per la scomparsa dell'orizzonte di sabbie superficiali e per l'approfondimento, in direzione nord dei contatti di B' ed A'

Le sequenze litotecniche risultano le seguenti:

**SEQUENZA LITOTECNICA SETTORE NORD**

- 0-1.5 Orizzonte A0
- 1.5-2.8 Orizzonte A
- 2.8-4.8 Orizzonte B
- 4.8-7 Orizzonte B'
- 7-10 Orizzonte A'

**SEQUENZA LITOTECNICA SETTORE SUD**

- 0-1.3 Orizzonte A0
- 1.3-1.5 Orizzonte A
- 1.5-3.5 Orizzonte B
- 3.5-5.6 Orizzonte B'
- 5.6-10 Orizzonte A'

Le due sequenze litotecniche risulta geometricamente correlate attraverso la sezione litotecnica riportata nella figura successiva.

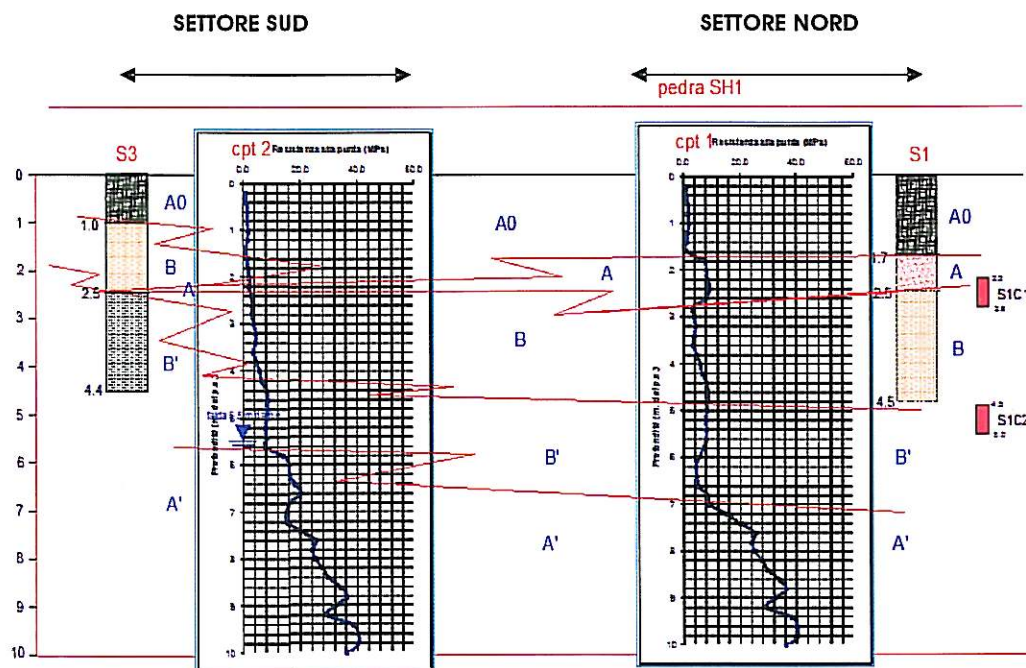




Fig. 7 – Sezione litotecnica –

La precedente schematizzazione può essere ritenuta sufficientemente attendibile e di adeguato dettaglio per la fase di approvazione del PL. Dovranno tuttavia essere eseguite indagini geognostiche specifiche di approfondimento di supporto alla progettazione esecutiva dei singoli lotti edificatori.

## 4. SISMICITA' DELL'AREA E DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SPETTRALI

### 4.1 Generalità

La nuova normativa nazionale in materia (D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni) sostituisce ad una valutazione "zona dipendente" (per territorio comunale) una valutazione di tipo "sito dipendente" (Allegato A del D.M. 14/01/2008).

Per la valutazione dei parametri spettrali di un sito è necessario effettuare una media pesata tra i vari parametri riferiti ad una griglia di riferimento (Allegato B del D.M. 14/01/2008).

### 4.2 Vita nominale

La vita nominale  $V_n$  è il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Secondo la tabella riportata nelle NTC si è scelto la seguente vita nominale:

$$V_n \geq 50 \text{ anni}$$

Tabella 2.4.1 – Vita nominale  $V_n$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_n$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 4.3 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi, come riportato di seguito.



**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le tipologie di opere che saranno realizzate all'interno dei due PL rientrano in **classe**



#### 4.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_n$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ :

$$V_r = V_n * C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_u$  è definito al variare della classe d'uso come mostrato nella seguente tabella.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

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

Perciò:

$$V_r = 50 * 1 = 50 \text{ anni}$$



#### 4.5 Categoria di sottosuolo

Per determinare l'azione sismica di progetto è possibile ricorrere ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Le tabelle sottostanti riportano le varie categorie di sottosuolo individuate dalla normativa.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Allo scopo di ricostruire il profilo VS30 è stata eseguita una base sismica a rifrazione in onde SH.



Col valore di **VS30=347 m/s** il sottosuolo dell'area d'interesse rientra nella

**categoria C**, cioè depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti.

I valori di Vs30 lungo il profilo risultano un po' variabili sia in diminuzione sia in aumento rispetto al valore medio che quindi può essere considerato rappresentativo in questa fase e che dovrà essere ulteriormente approfondito con prospezioni sismiche in fase di progettazione esecutiva dei singoli lotti.

#### 4.6 Categoria topografica

Se le configurazioni superficiali sono semplici, la normativa permette di schematizzarle secondo la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Da questa tabella si desume il valore del coefficiente di amplificazione topografica secondo la successiva tabella.

Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nella situazione in oggetto la categoria topografica è **T1** e il coefficiente di amplificazione topografica  **$S_t = 1$**

#### 4.7 Parametri e coefficienti sismici

Per la determinazione dei parametri sismici si sono identificate le coordinate decimali del luogo d'interesse utilizzando un programma di puntamento disponibile in rete.

Per il calcolo si è utilizzato il programma della Geostru.

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica unitamente ai valori di accelerazione per i vari stati limite sono riportati nella figura successiva.



Immagini ©2012 - Termini e condizioni d'uso

45.190687, 10.796384

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>0</sub> [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	30	0,034	2,517	0,217
Danno (SLD)	50	0,040	2,561	0,259
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,097	2,556	0,295
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,127	2,540	0,297
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Calcolo dei coefficienti sismici**

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss*	1,50	1,50	1,50	1,50
Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc*	1,74	1,64	1,57	1,57
Coeff. funz categoria	1,74	1,64	1,57	1,57
St*	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,012	0,029	0,046
kv	0,005	0,006	0,015	0,023
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,498	0,593	1,433	1,861
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240

\* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

(1)\* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)\* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.



## 5. VALUTAZIONI GEOTECNICHE

### 5.1 Verifiche agli stati ultimi –SLU–

#### 5.1.1. Fondazioni superficiali -Generalità-

In via del tutto preliminare verranno eseguite alcune verifiche geotecniche delle opere fondali che verranno eseguite in riferimento ai due zoning geotecnici e per due diverse tipologie fondali allo scopo di verificare le caratteristiche di resistenza dei terreni sotto l'azione dei carichi che saranno indotti dalle sovrastrutture. Le verifiche dovranno comunque essere eseguite relativamente ad ogni singolo lotto edificatorio in fase di progettazione esecutiva degli interventi.

Per le fondazioni superficiali, secondo le NTC, si deve effettuare la verifica della condizione  $R_d \geq E_d$  ( $R_d$  resistenze di progetto –  $E_d$  valore di progetto dell'effetto delle azioni). Tale verifica dovrà essere fatta seguendo almeno uno dei due approcci proposti dalla normativa secondo il seguente schema:

**Approccio 1:**

**DA1-C1** combinazione 1 (A1+M1+R1);

**DA1-C2** combinazione 2 (A2+M2+R2);

**Approccio 2:**

**DA2-C1** combinazione unica (A1+M1+R3)

I valori di  $R_d$  (capacità o resistenze) saranno valutati sulla base della resistenza dei materiali e delle grandezze geometriche interessate secondo la seguente espressione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

I valori di  $E_d$  invece andranno valutati secondo la seguente espressione:



$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

In buona sostanza sia le resistenze che gli effetti delle azioni sono funzione delle azioni stesse ( $F_k$ ) dei parametri ( $X_k$ ) e delle caratteristiche geometriche ( $a_d$ ) moltiplicate per dei coefficienti ( $\gamma$ ).

I valori dei coefficienti da utilizzare sono esplicitati nelle seguenti tabelle

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_t$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

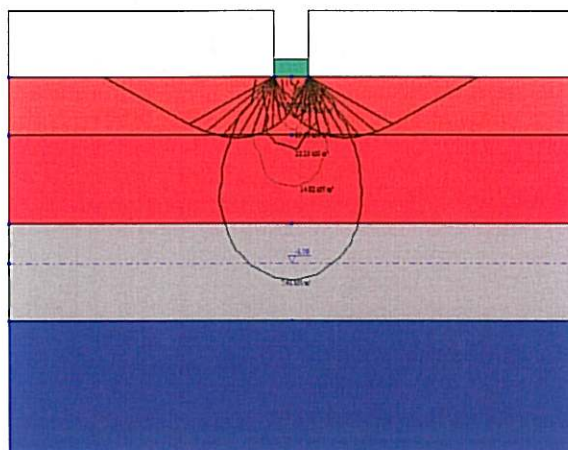


*Per la verifica dei cedimenti (SLE) è stato ipotizzato un carico massimo agente sulle fondazioni pari a **100 KPa***

Le fondazioni tipo verificate sono le seguenti:

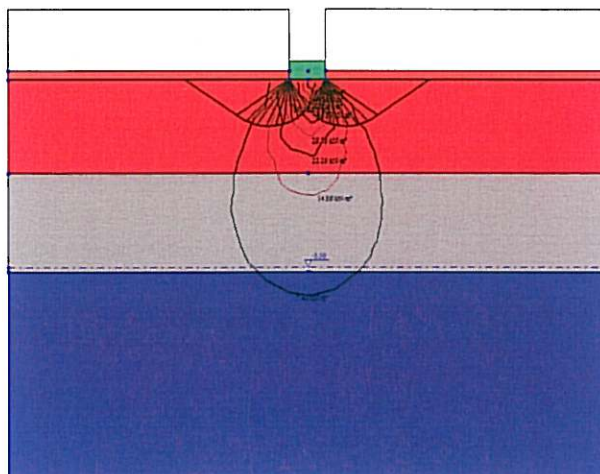
### **Zona Nord**

- ◇ TRAVE ROVESCIA D = 0.8 m., D=1.5m;
- ◇ TRAVE ROVESCIA D = 0.8 m., D=3m



### **Zona Sud**

- ◇ TRAVE ROVESCIA D = 0.8 m., D=1.5m;
- ◇ TRAVE ROVESCIA D = 0.8 m., D=3m



### 5.1.2 Fondazioni Superficiali –calcolo delle resistenze-

Le resistenze sono state calcolate mediante le note formule di capacità portante utilizzando il software dedicato "Loadcap 2010" della Geostru.

Per il calcolo sono state verificate le due sequenze litotecniche precedentemente definite. Tutti i valori di capacità portante sono stati trovati in condizioni drenate. Vista la presenza di litologie medio-fini che assicurano a lungo termine di fatto il drenaggio delle pressioni neutre durante il processo di taglio, la rottura in questo caso si sviluppa in termini di condizioni litostatiche efficaci.

I risultati della verifica dell'area Nord per la trave impostata ad 1.5 m dal p.c. e cautelativamente verificata per un  $E_d=100$  KPa risultano i seguenti:

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R <sub>3</sub>	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	100	0	0	0	0	0	Servizio	1



## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3. 1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	SI	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	NO	1	1	1	1	1	1	1

## Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Tensione [Ed] (kN/m²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	945.64	411.15	100.00	9.46	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	37825.75
	TERZAGH I (1955)	913.87	397.33	100.00	9.14	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	36554.77
	MEYERHO F (1963)	1017.01	442.18	100.00	10.17	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	40680.46
	VESIC (1975)	1004.78	436.86	100.00	10.05	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	40191.36
	Brinch - Hansen 1970	940.82	409.05	100.00	9.41	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	37632.95
Sisma								
	HANSEN (1970)	884.30	384.48	100.00	8.84	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	35372.11
*	TERZAGH I (1955)	830.06	<b>360.90</b>	100.00	8.3	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.416	33202.44
	MEYERHO F (1963)	924.83	402.10	100.00	9.25	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19;	36993.01

							Icrit=180.41 6	
	VESIC (1975)	915.62	398.10	100.00	9.16	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.41 6	36624.80
	Brinch - Hansen 1970	878.98	382.16	100.00	8.79	Verificata	* Rottura generale; Ir=446.19; Icrit=180.41 6	35159.03

I risultati della verifica dell'area Nord per la trave impostata ad 3 m dal p.c. e cautelativamente verificata per un  $E_d=100$  KPa risultano i seguenti (la verifica risulta riferita al fabbricato dove risulta previsto un piano interrato):

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	100	0	0	0	0	0	Servizio	1

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3. 1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	SI	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	NO	1	1	1	1	1	1	1

**Carico limite verticale**

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	997.87	433.86	100.00	9.98	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	39914.95
	TERZAGHI (1955)	823.51	358.05	100.00	8.24	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	32940.59
	MEYERHOF	1233.95	536.50	100.00	12.34	Verificata	* Rottura	49357.95

	F (1963)						generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	
	VESIC (1975)	1020.83	443.84	100.00	10.21	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	40833.11
	Brinch - Hansen 1970	1010.08	439.16	100.00	10.1	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	40403.01
Sisma								
	HANSEN (1970)	982.63	427.23	100.00	9.83	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	39305.30
*	TERZAGH I (1955)	798.33	<b>347.10</b>	100.00	7.98	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	31933.13
	MEYERHO F (1963)	1209.43	525.84	100.00	12.09	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	48377.09
	VESIC (1975)	994.55	432.41	100.00	9.95	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	39781.91
	Brinch - Hansen 1970	994.71	432.48	100.00	9.95	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	39788.32

Per quanto concerne le verifiche relative allo zoning geotecnico AREA SUD i risultati relativi alla verifica della fondazione superficiale risultano i seguenti:

#### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	100	0	0	0	0	0	Servizio	1

#### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3. 1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. C capacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	SI	1	1	1	1	1	2.3	1.1



3	NO	1	1	1	1	1	1	1
---	----	---	---	---	---	---	---	---

## Carico limite verticale

Nome combinazio ne	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed )	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	671.72	292.05	100.00	6.72	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	26868.72
	TERZAGH I (1955)	591.73	257.27	100.00	5.92	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	23669.24
	MEYERHO F (1963)	710.15	308.76	100.00	7.1	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	28406.04
	VESIC (1975)	694.67	302.03	100.00	6.95	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	27786.89
	Brinch - Hansen 1970	683.81	297.31	100.00	6.84	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	27352.47
Sisma								
	HANSEN (1970)	656.48	285.42	100.00	6.56	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	26259.07
*	TERZAGH I (1955)	566.54	<b>246.32</b>	100.00	5.67	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	22661.78
	MEYERHO F (1963)	690.01	300.00	100.00	6.9	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	27600.42
	VESIC (1975)	668.39	290.61	100.00	6.68	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	26735.68
	Brinch - Hansen 1970	668.44	290.63	100.00	6.68	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=63.176	26737.78

Infine i risultati della verifica dell'area sud per la fondazione con piano di imposta a 3 m dal p.c. sono i seguenti:

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	100	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	100	0	0	0	0	0	Servizio	1

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. C capacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	SI	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	NO	1	1	1	1	1	1	1

**Carico limite verticale**

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	1127.87	490.38	100.00	11.28	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	45114.63
	TERZAGHI (1955)	937.87	407.77	100.00	9.38	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	37514.78
	MEYERHOF (1963)	1386.70	602.91	100.00	13.87	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	55468.02
	VESIC (1975)	1154.52	501.97	100.00	11.55	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	46180.95
	Brinch - Hansen 1970	1138.97	495.20	100.00	11.39	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	45558.85
Sisma								
	HANSEN (1970)	1108.67	482.03	100.00	11.09	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	44346.90
*	TERZAGHI (1955)	907.61	<b>394.61</b>	100.00	9.08	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	36304.47
	MEYERHOF	1355.25	589.24	100.00	13.55	Verificata	* Rottura	54209.86



	F (1963)						generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	
	VESIC (1975)	1122.56	488.07	100.00	11.23	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	44902.54
	Brinch - Hansen 1970	1119.62	486.79	100.00	11.2	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=72.019	44784.77

Tutti i risultati in forma completa sono osservabili nell'Appendice insieme ad una breve trattazione teorica e alle formule utilizzate nei vari sistemi di calcolo.

Ipotizzando carichi trasmessi dalla sovrastruttura inferiori a 100= Kpa agli SLU la verifica risulta positiva. Dovranno comunque essere effettuate verifiche relativamente ad ogni singolo lotto edificatorio.

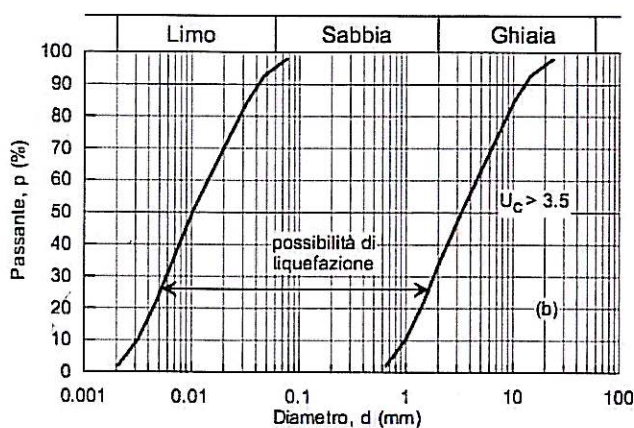
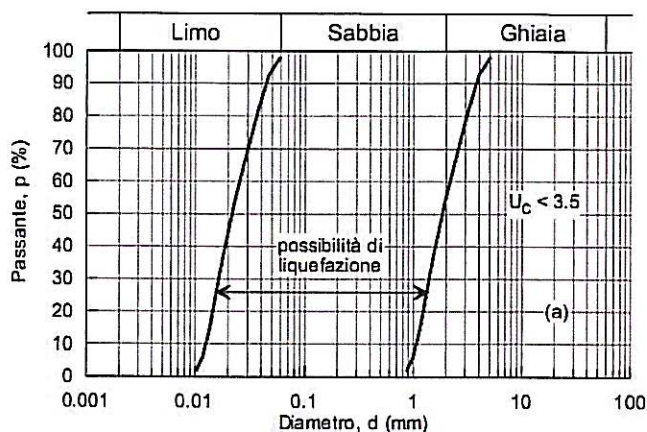
## 5.2 Verifiche agli stati d'esercizio -SLE-

### 5.2.1. Liquefazione

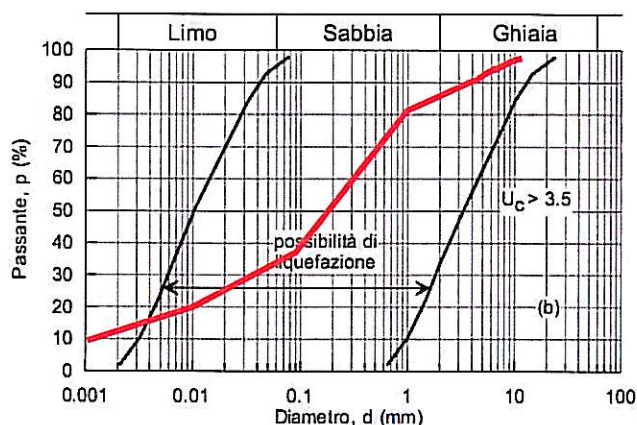
Secondo la normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una tra cinque circostanze elencate.

Tralasciando i primi 4 punti, il quinto afferma che si può omettere la verifica quando la distribuzione granulometrica è esterna alle zone indicate due figure a seconda del valore del coefficiente di uniformità.

Le due figure sono le seguenti.



Dall'esame della stratigrafia sia desunta dall'elaborazione dei valori di  $R_p$  e  $R_l$  sia desunta dai saggi geognostici si rileva come gli orizzonti A ed A' risultano quelli maggiormente interessati da problematiche potenziali di liquefazione. Nello specifico l'orizzonte A più superficiale risulta caratterizzato da un certo grado di coesione ( $C_u=0.2$  Kg/cm<sup>2</sup>) data probabilmente dalla presenza di frazioni limose ed. Analizzando inoltre la curva granulometrica possiamo fare una comparazione con i fusi precedentemente definiti:



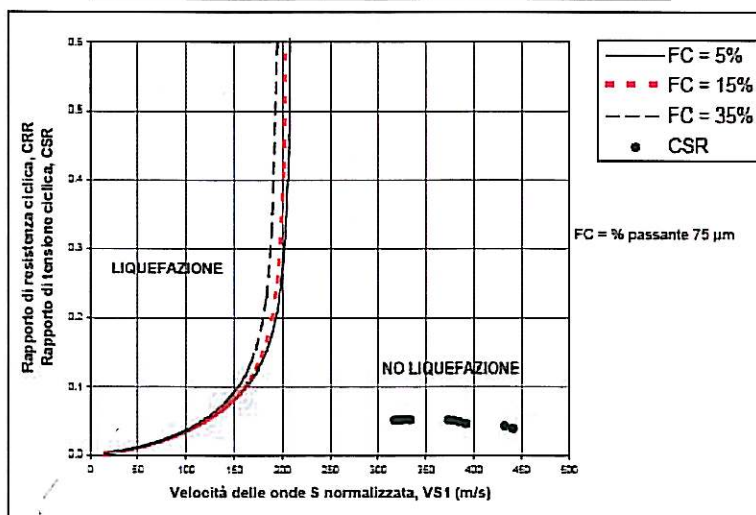
Dall'analisi della curva sembra che l'orizzonte non risulti liquefacibile vista la presenza di una frazione di c.a il 10% di terreni pelitici. Inoltre c'è da rilevare che tale orizzonte risulta presente solo nell'area a nord mentre in quella a sud si rastrema a poche decine di cm. Infine va rilevato che l'orizzonte risulta sopra-falda.

Vista la vastità delle aree di progetto e la non completa uniformità litologica tale verifica dovrà essere ulteriormente approfondita durante gli studi geologici e geotecnici di supporto alla progettazione esecutiva dei singoli lotti.

Anche le indagini geofisiche condotte sul sito dell'area di ottona facenti parte degli studi geologici di supporto al PGT del comune dichiarano i terreni presenti nell'area "NON LIQUEFACIBILI". Di sotto un estratto della verifica.

### VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

profondità (m)	Vs	Vs1	CSR	$F_L = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$
5	438	441	0.038	10.48
6	438	433	0.042	9.12
7	404	392	0.045	6.79
8	404	385	0.048	6.17
9	404	379	0.051	5.66
10	404	373	0.051	5.38
11	366	334	0.052	4.03
12	366	329	0.052	3.88
13	366	325	0.052	3.76
14	366	321	0.051	3.66
15	366	317	0.051	3.58



Infine per gli orizzonti geotecnici A' sabbioso-ghiaiosi e sotto-falda i valori di resistenza penetrometrica statica sembrano superiori a 180 qc1N (resistenza penetrometrica statica normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 KPa, per cui anche questi potenzialmente non soggetti a verifica e quindi non liquefacibili punto 4 del paragrafo 7.11.3.4.2 NTC 2008.

#### 5.2.2. Cedimenti

E' stata effettuata una verifica preliminare sui potenziali cedimenti indotti dalla realizzazione delle sovrastrutture che faranno parte dei corpi di fabbrica delle lottizzazioni.

I cedimenti indotti dalla realizzazione delle sovrastrutture sono stati calcolati considerando che la loro quota totale corrisponda ai cedimenti immediati elastici ed edometrici di consolidazione. Tale assunzione è stata eseguita per verificare in maniera



cautelativa l'entità dei cedimenti più a lungo termine del terreno di fondazione rispetto alle aliquote di cedimento immediato che risultano più bassi.

I cedimenti sono stati calcolati per un carico di valore massimo agente pari a:

**100 KN/mq**

Per il calcolo si è sempre utilizzato il software dedicato Loadcap 2009.

Le verifiche riportate risultano riferite alle fondazioni superficiali con piano di appoggio a 1.5 m dal p.c. quindi senza la presenza di piani interrati. Tale verifica risulta sicuramente cautelativa in quanto l'approfondimento del piano di appoggio genera una diminuzione del cedimento per effetto del valore superiore di tensione citostatica efficace presente in sito.

Il valore del cedimento totale come sommatoria tra il cedimento immediato ed il cedimento di consolidazione edometrica per la situazione in oggetto è risultato essere il seguente:

**AREA NORD**

$$\underline{St = Si + Sed = 0.93 + 0.69 = 1.62 \text{ cm}}$$

**AREA SUD**

$$\underline{St = Si + Sed = 1.39 + 0.93 = 2.32 \text{ cm}}$$

## **6. CONCLUSIONI**

Sulla base delle indagini e delle elaborazioni svolte si possono fare le seguenti considerazioni:

⇒ il rilevamento geomorfologico di dettaglio ha messo in luce la sostanziale stabilità dell'area di progetto;



- ⇒ Le indagini geognostiche hanno consentito di ricavare due modelli geotecnici caratteristici dell'area dividendo la stessa in una zona sud ed una zona nord.
- ⇒ Le verifiche preliminari con il calcolo delle resistenze per collasso dell'insieme fondazione /terreno ha fornito valori rassicuranti, tuttavia dovranno essere effettuate verifiche di dettaglio sulla base di specifiche indagini da eseguire a supporto dei singoli progetti esecutivi ed inoltre sarà cura del progettista delle strutture effettuare il confronto con le azioni così come imposto dalla normativa.
- ⇒ La verifica preliminare dei cedimenti ha rilevato la presenza di deformazioni elastiche e di consolidazione edometrica contenute e ammissibili per questa tipologia litologica;
- ⇒ Le indagini eseguite hanno consentito di caratterizzare l'area per quanto riguarda i parametri ed i coefficienti sismici da adottare nelle verifiche.
- ⇒ Le verifiche preliminari a liquefazione hanno consentito di classificare i terreni come liquefacibili sulla base dei dati acquisiti nella campagna geognostica. Tali verifiche dovranno essere ulteriormente approfondite sulla base dei risultati delle indagini e delle verifiche di supporto ai singoli progetti dei lotti edificatori.

**Pertanto si ritiene, in estrema sintesi, che il progetto di lottizzazione denominato "V. Verdi" sia compatibile con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e litotecniche dell'area indagata.**

Certaldo, 12/06/2012

Geol. Fabio Montagnani