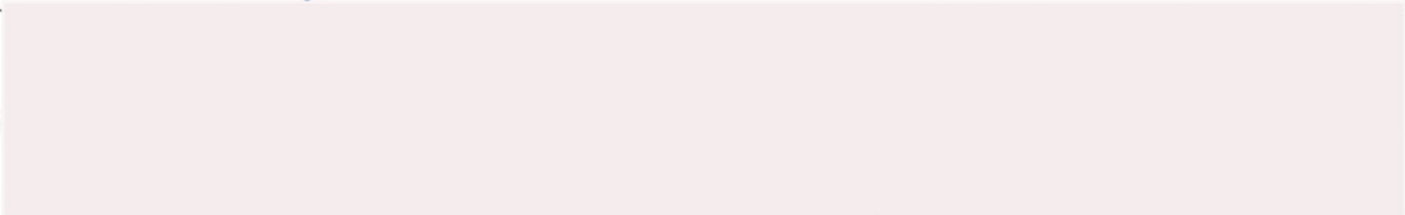


ALLEGATO _____ ALLA DELIB. DI _____ N° _____ DEL _____

S.P.D.A. 030	COMUNE DI RIMINI
NUMERO PROT.:	-98208
DATA	29 MAG. 2014 ENTRATA
U.O.:	MATR.: MOT.:
CLASSIFICA:	
PRATICA N.:	



Comune di Rimini
 Direzione Pianificazione e Gestione Territoriale
 U.O. Piani Attuativi

**PIANO URBANISTICO PREVENTIVO
 SCHEDA DI PROGETTO 13.19**

UBICAZIONE		RIMINI-via Tommaseo-via Pindemonte-via Buonarroti	TIMBRO E FIRMA PROGETTISTA
PROGETTISTA GENERALE		<p>Ing. Ivano Tasini Viale Siracusa, 54 - 47924 Rimini Tel. - Fax. 0541 370097 Email info@tasini.it PEC Ivano.tasini@ingpec.eu</p>	
PROGETTISTA SPECIALISTICO			
OGGETTO		<p>RELAZIONE GEOLOGICA</p>	
SCALA	DATA	REVISIONE	N. Tavola
	16.11.2010		D7

**COMUNE DI RIMINI
PROVINCIA DI RIMINI**

**Indagine Geologico-Geotecnica relativa al:
PIANO PARTICOLAREGGIATO C13/19 PARCO
SITO IN LOCALITÀ MAREBELLO - RIMINI**

Committente: Ing. Tasini Ivano

RELAZIONE GEOFISICA
Indagine sismica: Approfondimento di 3° livello

DATA: Dicembre 2009	COLLABORATORI:	RESPONSABILE:
FILE N° 09_11-TAI	Luca Geol. Bianchi	Edo Geol. Bianchi

*NB: testi, disegni ed elaborati contenuti nella presente relazione sono di esclusiva proprietà dello Studio di Geologia Bianchi;
è vietata qualsiasi copia e/o duplicazione anche parziale degli stessi senza la preventiva autorizzazione scritta dello Studio.*

STUDIO di GEOLOGIA e GEOTECNICA di EDO BIANCHI

Via Salita Ponchielli, 2 61013 Mercatino Conca (PU) Tel. e Fax. 0541/972203 Email: edo-bianchi@libero.it

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE	2
2.	UBICAZIONE	5
3.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	6
3.1.	SITUAZIONE LITOSTRATIGRAFICA DELL'AREA	6
3.2.	PARAMETRI GEOTECNICI OPERATIVI	6
4.	TIPOLOGIE FONDALI E METODOLOGIE DI REALIZZAZIONE	7
<u>APPROFONDIMENTO DI 3° LIVELLO</u>		
5.	RISPOSTA SISMICA LOCALE E MICROZONAZIONE SISMICA DELL'AREA	8
5.1.	GENERALITÀ	8
5.2.	CARTA PROVINCIALE DELLE AREE SUSCETTIBILI DI EFFETTI LOCALI	9
5.3.	INDAGINE GEOFISICA: "CONO SISMICO"	11
5.4.	CONCLUSIONI DELL'INDAGINE GEOFISICA	13
6.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA 1 - SABBIE E SABBIE LIMOSE -	14
6.1.	GENERALITÀ	14
6.2.	VERIFICA DEI CASI DI ESCLUSIONE DEL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	14
6.3.	EVENTI SISMICI ATTESI	15
6.4.	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA	16
6.5.	DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	17
6.6.	PROFONDITÀ MEDIA STAGIONALE DELLA FALDA	18
6.7.	STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	18
6.8.	CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO INDOTTO DAL SISMA (T)	19
6.9.	CALCOLO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MOBILITATA (R) DA PROVE PENETROMETRICHE STATICHE - METODO DI ROBERTSON E WRIDE	19
6.10.	CALCOLO DELL'INDICE DI LIQUEFACIBILITÀ	21
6.11.	RISULTATI DELLE VERIFICHE	22
6.12.	CONCLUSIONI SULLA LIQUEFAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA 1	22
7.	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI	23
7.1.	GENERALITÀ	23
7.2.	VERTICALE DI PROVA CPT 1	24
7.3.	VERTICALE DI PROVA CPT 2	25
7.4.	VERTICALE DI PROVA CPT 3	25

Comune di Rimini
Provincia di Rimini

Indagine Geologico-Geotecnica relativa al:
PIANO PARTICOLAREGGIATO C13/19 PARCO
SITO IN LOCALITÀ MAREBELLO – RIMINI

Relazione Geofisica

Committente: Ing. Tasini Ivano

1. INTRODUZIONE

Su incarico della Committenza è stata eseguita una campagna di indagine geofisica sull'area di prossima urbanizzazione, posta in località Marebello della Provincia di Rimini (RN).

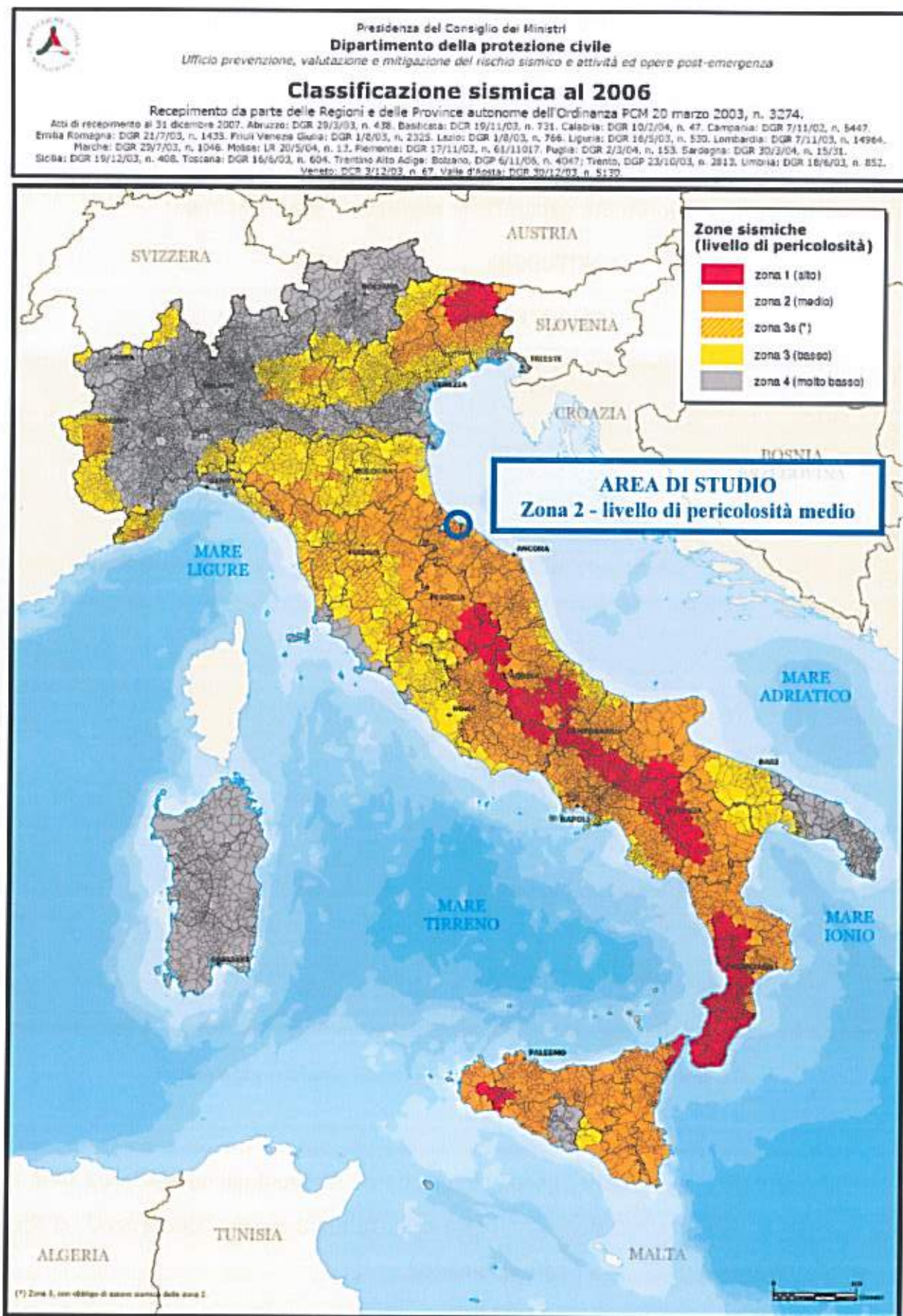
Scopo del presente lavoro è quello di:

1. valutare il rischio sismico dell'area mediante analisi della risposta sismica locale e microzonazione sismica dell'area, con approfondimento di terzo livello;
2. definire la propensione dei litotipi presenti al fenomeno della liquefazione;
3. calcolare i cedimenti post-sismici permanenti dei terreni granulari.

La campagna geognostica in situ è stata condotta mediante l'esecuzione di:

- n° 1 prova penetrometrica con la tecnica del “cono sismico”;
 - n° 4 prove sismiche passive a stazione singola - misure HVSR;
 - raccolta di n° 1 campione di terreno da sottoporre a prova edometrica.
- * sono state inoltre utilizzate le risultanze di precedenti indagini penetrometriche statiche eseguite nell'area in esame, fornite dallo studio Tasini, e le risultanze di analisi di laboratorio di un cantiere limitrofo.*

La presente relazione ed i calcoli in essa contenuti sono stati redatti tenendo conto della normativa vigente - “Norme Tecniche per le Costruzioni” (D.M 14 Gennaio 2008 del Ministero delle Infrastrutture, pubblicato su G.U. n.29 del 4 Febbraio 2008).



2. UBICAZIONE

L'area di indagine è ubicata nel Comune di Rimini, in località Marebello. Più precisamente la zona di studio è compresa nell'Elemento164 (Rivazzurra) del Foglio 256 (Rimini) della Carta Tecnica Regionale Emilia Romagna.

L'esatta ubicazione dell'area di studio, ben visibile nella foto aerea di Figura 1, è data dalle seguenti coordinate geografiche espresse in gradi decimali:

LATITUDINE: 44,039309

LONGITUDINE: 12,604192



Figura 1: vista area dell'area di studio (Fonte Google Earth)

Le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area sono trattate a parte in apposita relazione geologica redatta dallo studio "Geoproget" di Riccione, datata "Giugno 2006", alla quale si rimanda.

3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

3.1. SITUAZIONE LITOSTRATIGRAFICA DELL'AREA

La situazione litostratigrafica dell'area è stata determinata puntualmente grazie ai risultati delle indagini penetrometriche statiche (CPT) precedentemente eseguite sul sito di studio e delle indagini sismiche eseguite, ed è schematicamente riassunta di seguito:

Unità Geotecnica 1	Da piano campagna a -5,40 ÷ -5,80 m.	Depositi sabbiosi di spiaggia recente: sabbie ben addensate (ACQUIFERO), ricoperti da terreno coltivabile limoso-sabbioso su spessori medi di 30÷50cm.
Unità Geotecnica 2	Da -5,40 + -5,80 m. a fine sondaggi.	Materiale di origine alluvionale: argille limose inorganiche e limi argillosi da mediamente compatti a compatti. (ACQUICLUDE).

3.2. PARAMETRI GEOTECNICI OPERATIVI

Ai diversi livelli di terreno sopra descritti si possono attribuire i seguenti parametri geotecnici operativi, derivanti da correlazioni da letteratura scientifica interpretando le prove penetrometriche statiche (CPT 1, 2 e 3) ubicate direttamente sull'area in esame.

UNITÀ GEOTECNICA 1: Depositi sabbiosi di spiaggia recente: sabbie e sabbie limose ben addensate (ACQUIFERO).

- $C' = 0,00$ t/mq Coesione
- $C_u = 0,00$ t/mq Coesione non drenata
- $\gamma_n = 1,85 \div 1,90$ t/mc Peso dell'unità di volume
- $\varphi' = 31^\circ \div 32^\circ$ Angolo di resistenza al taglio
- $E_d = 120 \div 180$ kg/cm² Modulo Edometrico
- $W_r = 3,5 \div 4,0$ Kg/cm² Coefficiente di Winkler

UNITÀ GEOTECNICA 2 - Materiale di origine alluvionale: argille limose inorganiche e limi argillosi da mediamente compatti a compatti (ACQUICLUDE).

- | | |
|---------------------------------------|--------------------------------|
| ▪ $C' = 1,00 \div 1,50$ t/mq | Coesione |
| ▪ $C_u = 10,0 \div 12,0$ t/mq | Coesione non drenata |
| ▪ $\gamma_n = 1,90 \div 2,00$ t/mc | Peso dell'unità di volume |
| ▪ $\varphi' = 22^\circ \div 23^\circ$ | Angolo di resistenza al taglio |
| ▪ $E_d = 90 \div 110$ kg/cmq | Modulo Edometrico |
| ▪ $W_r = 2,0 \div 2,5$ kg/cmc | Coefficiente di Winkler |

4. TIPOLOGIE FONDALI E METODOLOGIE DI REALIZZAZIONE

Per quanto attiene la scelta delle fondazioni da utilizzare per la realizzazione degli edifici, si riconferma quanto riportato nella relazione geologica della "Geoproget" datata Giugno 2006.

In estrema sintesi si utilizzeranno fondazioni superficiali nastriformi o a trave rovescia, impostate mediamente a -3,00÷-3,50 metri dal piano campagna, all'interno dell'unità geotecnica n°1, dotata di buona capacità portante.

Le opere di fondazione dovranno essere rese scatolari ed opportunamente dimensionate per contrastare la contro-spinta idrostatica, ipotizzando il livello della falda freatica pressoché coincidente con il p.c..

La necessità di dover ricorrere ad opere di sostegno provvisionali per i fronti di scavo andrà valutata di volta in volta, tenendo conto di eventuali fabbricati o sovrastrutture stradali adiacenti.

L'abbassamento della falda per la realizzazione dei piani interrati sarà eseguito mediante l'utilizzo di "well point", opportunamente dimensionati al fine di evitare che i con di depressione della falda interferiscano negativamente con le strutture di fondazione degli edifici circostanti.

APPROFONDIMENTO DI 3° LIVELLO

5. RISPOSTA SISMICA LOCALE E MICROZONAZIONE SISMICA DELL'AREA

5.1. GENERALITÀ

Gli studi di risposta sismica locale e di microzonazione sismica vanno condotti a diversi livelli di approfondimento a seconda delle finalità e delle applicazioni nonché degli scenari di pericolosità locale.

Si identificano due fasi di analisi con diversi livelli di approfondimento.

- La prima fase è diretta a definire gli scenari di pericolosità sismica locale, cioè ad identificare le parti di territorio suscettibili di effetti locali (amplificazione del segnale sismico, cedimenti, instabilità dei versanti, fenomeni di liquefazione, rotture del terreno, ecc...).
- La seconda fase (*analisi della risposta sismica locale e microzonazione sismica del territorio*) è richiesta per la predisposizione ed approvazione degli strumenti di pianificazione urbanistica comunale ed è limitata alle aree già urbanizzate o alle aree da urbanizzare, ricadenti nelle aree potenzialmente soggette ad effetti locali individuate nella prima fase.

La prima fase di analisi viene svolta in sede di elaborazione del PTCP ed ha come scopo la realizzazione di una **“Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali”**, nella quale devono essere evidenziate le zone caratterizzate da differenti scenari di pericolosità locale con indicazione degli effetti locali attesi. In particolare le analisi individuano le seguenti parti del territorio:

- ☒ Aree che non necessitano di approfondimento, in quanto si ritiene il pericolo assente o trascurabile: si tratta di parti di territorio per le quali gli studi di primo livello non hanno individuato specifiche controindicazioni all'urbanizzazione o alla modifica di destinazione d'uso;
- ☒ Aree che necessitano di una seconda fase di approfondimento al fine di valutare la pericolosità sismica:
 - aree oggetto di un'analisi semplificata (*secondo livello di approfondimento*)
 - aree oggetto di un'analisi approfondita (*terzo livello di approfondimento*)*

L'analisi approfondita (*terzo livello di approfondimento*) è richiesta, per le aree nelle quali si intenda localizzare ambiti di riqualificazione e nuovo insediamento, nelle seguenti situazioni:

- a) aree soggette a liquefazione e densificazione;
- b) aree instabili e potenzialmente instabili;
- c) aree in cui le coperture hanno spessore fortemente variabile, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti;
- d) aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevante interesse pubblico.

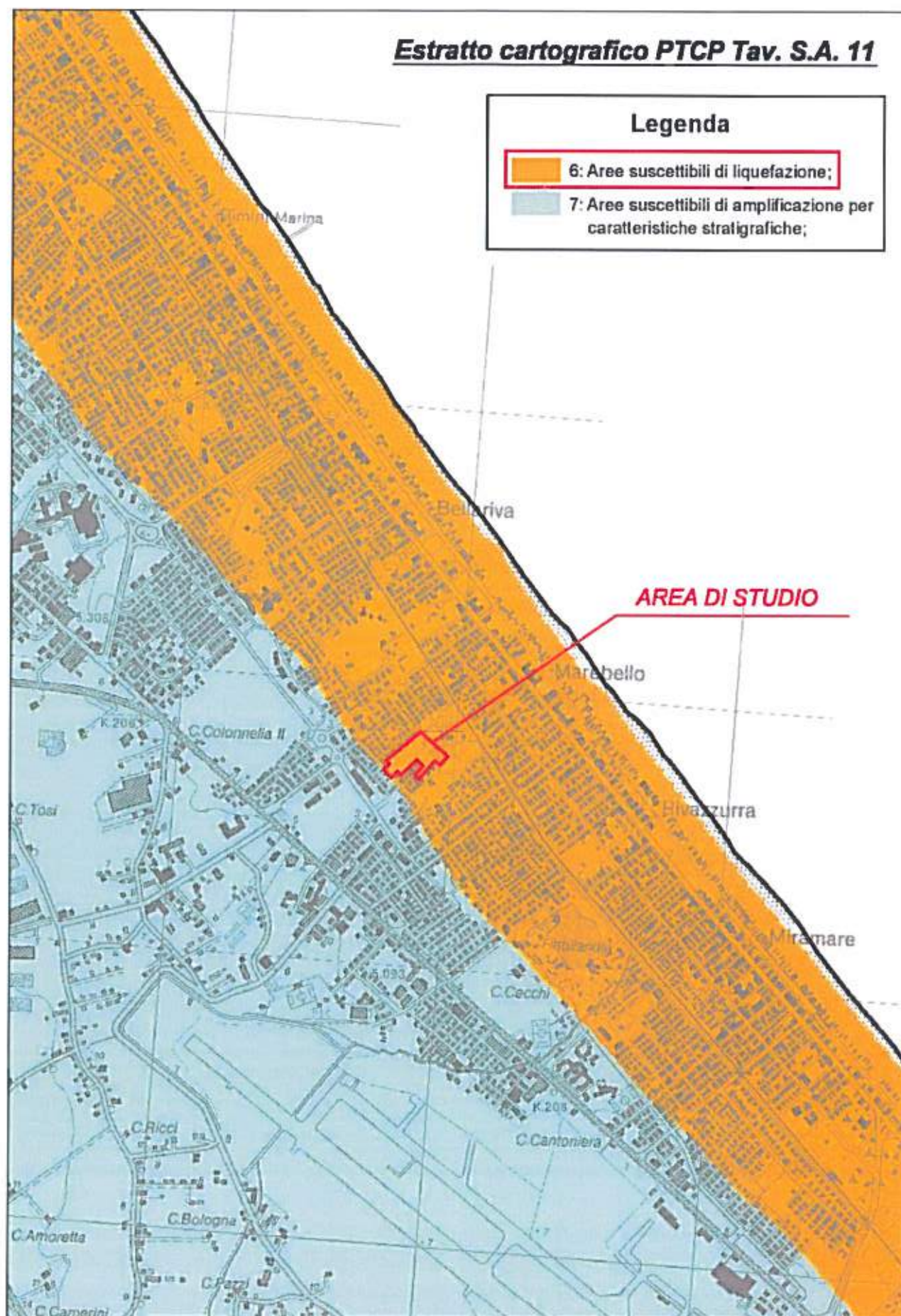
5.2. CARTA PROVINCIALE DELLE AREE SUSCETTIBILI DI EFFETTI LOCALI

Dallo stralcio cartografico di PTCP Tav. S.A.11 "*Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali*" di seguito riportato, l'area di studio ricade tra le "*Aree suscettibili di liquefazione*", che necessitano pertanto di una seconda fase di approfondimento.

Il piano particolareggiato prevede poi la realizzazione di un edificio ad uso "polo scolastico". Tale tipologia di edificio rientra tra quelle definite come "opere di rilevante interesse pubblico" e dovrà essere pertanto condotta sull'area una analisi approfondita (*terzo livello di approfondimento*).

Estratto cartografico PTCP Tav. S.A. 11**Legenda**

- 6: Aree suscettibili di liquefazione;
- 7: Aree suscettibili di amplificazione per caratteristiche stratigrafiche;



5.3. INDAGINE GEOFISICA: "CONO SISMICO"

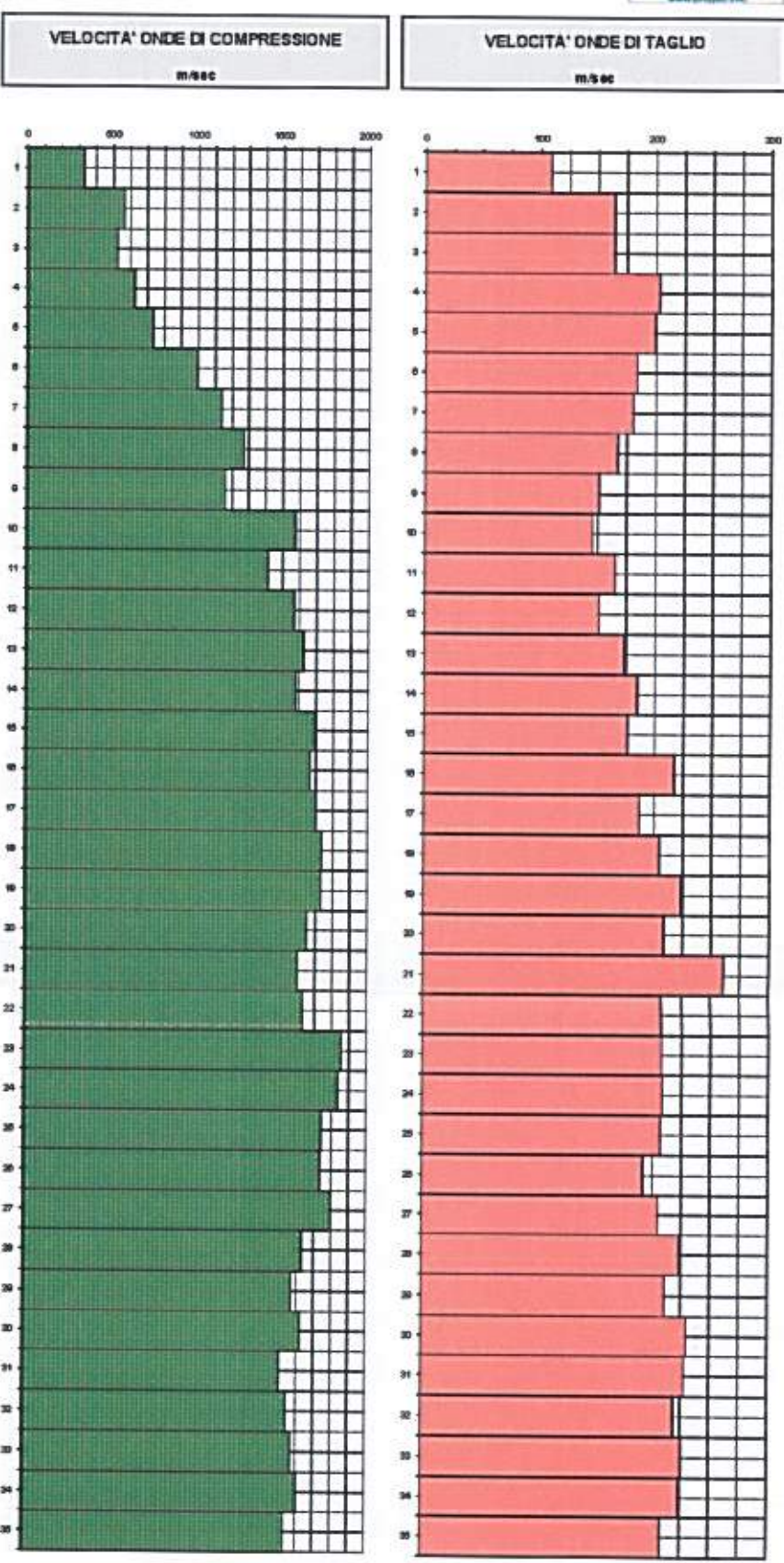
Si riporta di seguito una breve sintesi (sotto forma di elaborati grafici in Fig. 5 e Fig. 6) dell'indagine geofisica eseguita dalla Progeo s.r.l. di Forlì con la tecnica del "cono sismico".



Codice lavoro **893.2**

COMMITTENTE	Dott. E. Bianchi
CONO SISMICO	CPTU 2
Località	Rimini
Data acquisizione	23/11/09

Profondità	Vp m/sec	Vs m/sec	ν	γ T/m ³	E _{din} Kg/cm ²	G _{din} Kg/cm ²	K _{din} Kg/cm ²
0							
1	326	109	0.44	1.53	533	185	1412
2	563	164	0.45	1.70	1354	466	4868
3	523	164	0.45	1.68	1328	459	4059
4	624	203	0.44	1.73	2098	728	5906
5	732	199	0.46	1.79	2111	723	8790
6	987	184	0.48	1.89	1933	652	17900
7	1136	181	0.49	1.94	1918	645	24629
8	1265	187	0.49	1.98	1690	563	31569
9	1157	151	0.49	1.95	1352	453	25979
10	1571	145	0.50	2.06	1332	445	51349
11	1412	165	0.49	2.02	1678	562	40370
12	1567	151	0.50	2.06	1442	482	51011
13	1623	173	0.49	2.08	1894	634	54938
14	1578	185	0.49	2.07	2159	723	51487
15	1688	177	0.49	2.09	1991	666	59904
16	1664	217	0.49	2.09	2995	1004	57576
17	1697	187	0.49	2.10	2238	749	60505
18	1735	205	0.49	2.10	2683	899	63362
19	1729	223	0.49	2.10	3191	1070	62646
20	1648	209	0.49	2.08	2763	926	56447
21	1597	261	0.49	2.07	4273	1438	51927
22	1626	207	0.49	2.08	2717	911	54795
23	1856	207	0.49	2.13	2793	935	73585
24	1836	208	0.49	2.13	2815	942	71821
25	1742	207	0.49	2.11	2740	918	63909
26	1732	192	0.49	2.10	2366	789	63265
27	1798	205	0.49	2.12	2715	909	68594
28	1630	223	0.49	2.08	3142	1054	54908
29	1568	211	0.49	2.06	2793	937	50477
30	1621	230	0.49	2.08	3337	1120	54139
31	1498	228	0.49	2.05	3227	1084	45357
32	1542	219	0.49	2.06	2997	1006	48525
33	1568	226	0.49	2.06	3201	1075	50293
34	1603	224	0.49	2.07	3159	1060	52875
35	1529	208	0.49	2.05	2701	906	47742



Legenda parametri dinamici

Tp	Tempo onde di compressione	m/second	γ	Peso di volume	T/m ³
Ts	Tempo onde di taglio	m/second	E _{din}	Modulo di Elasticità dinamica	Kg/cm ²
Vp	Velocità onde di compressione	m/sec	G _{din}	Modulo di Taglio dinamico	Kg/cm ²
Vs	Velocità onde di taglio	m/sec	K _{din}	Modulo di Compressibilità dinamica	Kg/cm ²
ν	Coefficiente di Poisson	-			

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI
(D.M. del 14/01/2008)

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

$V_{s30} = 190$ m/sec

CATEGORIA SUOLO = C

Fig. 5

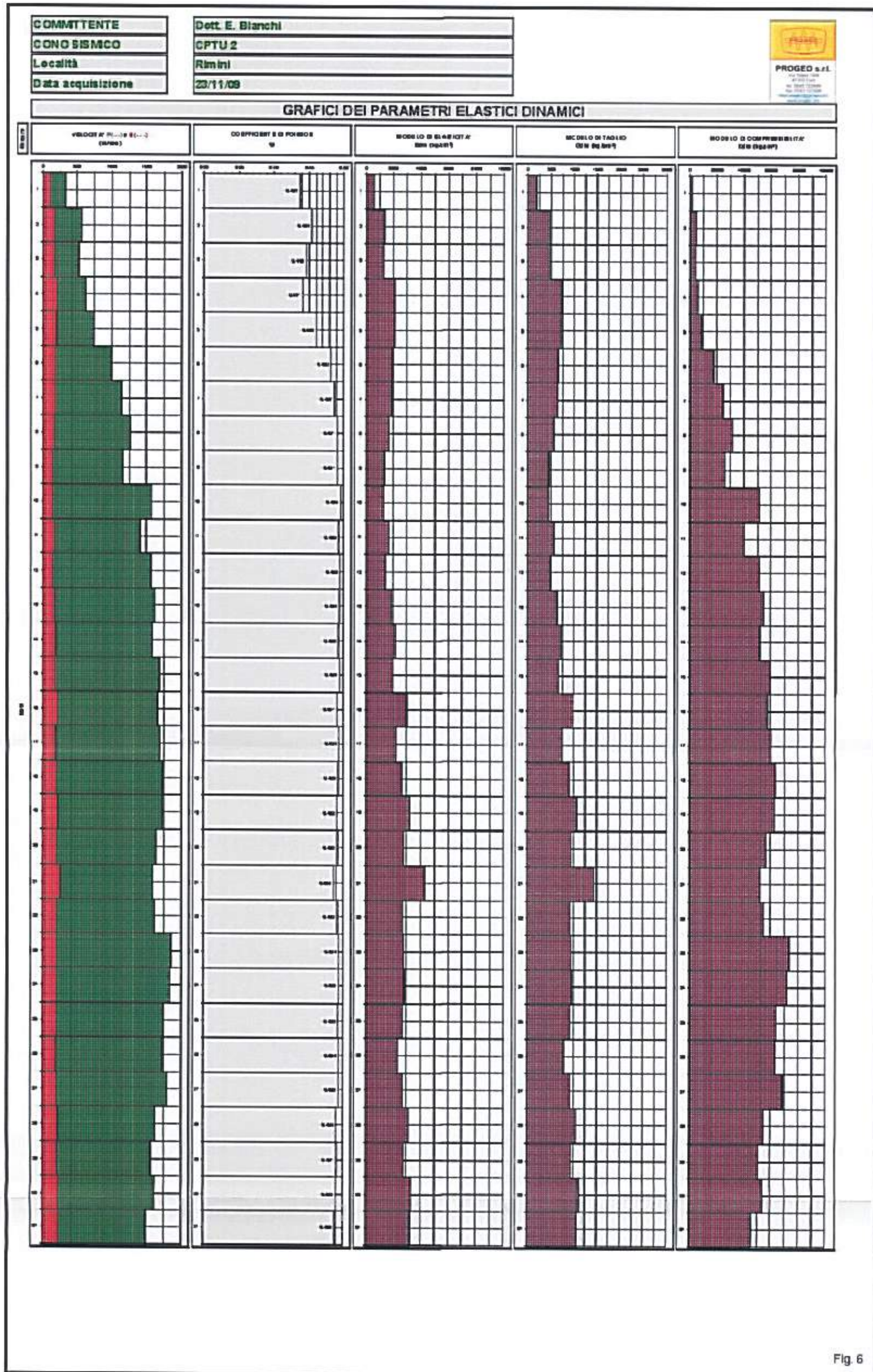


Fig. 6

5.4. CONCLUSIONI DELL'INDAGINE GEOFISICA

Sulla base delle indagini eseguite, il sito indagato appartiene alla **Categoria C** di suolo di fondazione, così definita:

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s

Sulla base della tabella in allegato 2 della norma di indirizzo regionale si ottengono i seguenti Fattori di Amplificazione riferiti al suolo C come previsto dall'Eurocodice 8 parte 1.

Essendo il valore di V_{s30} pari a 190 m/sec si utilizza una approssimazione per eccesso per entrare nelle A2.1.1 e quindi un valore di $V_s = 200$ m/sec.

Il sito è configurabile quindi come substrato >100 m dal p.c. per cui dalla tabella A2.1.1 Costa 3, si ottengo i seguenti Fattori di Amplificazione in **P.G.A.** (*Peak Ground Acceleration*) e **SI** (*Intensità di Housner*);

P.G.A.		1,8
SI	0,1s – T_0 – 0,5s	2,2
SI	0,5s – T_0 – 1,0s	2,2

Per ulteriori approfondimenti sull'indagine geofisica eseguita si rimanda alla "**Relazione Tecnica: Caratterizzazione sismica di sito – analisi puntuale di 3° livello**" redatta dalla "Progeo srl di Forlì" ed allegata alla presente relazione (**Allegato 1**).

6. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA 1 – Sabbie e Sabbie Limose –

6.1. GENERALITÀ

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, in seguito al quale il terreno assume il comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La possibilità che tale fenomeno si verifichi è in funzione di numerose variabili, tra le quali le più importanti sono: granulometria del terreno, pressione litostatica, livello piezometrico, ecc....

6.2. VERIFICA DEI CASI DI ESCLUSIONE DEL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Pertanto si è proceduto, in prima analisi, a verificare la possibilità di escludere nei terreni oggetto d'indagine il verificarsi di fenomeni di liquefazione attraverso l'analisi prevista nel capitolo A, punto 1, dell'allegato A3 dell'Atto di indirizzo regionale (*Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per "indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"*). Infatti la probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0,10g;
3. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0,15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $I_p > 10$
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 20$
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 25$.dove $(N1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione: $(N1)_{60} = NSPT / CN$ in cui il coefficiente CN è ricavabile dall'espressione $CN = (p_a / \sigma'_v)^{0.5}$, essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_v la pressione efficace verticale;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 1(a) nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura 1(b) per coefficienti di uniformità $U_c > 3,5$;
5. profondità media stagionale della falda superiore ai 15 metri dal piano campagna.

6.3. EVENTI SISMICI ATTESI

La storia sismica della provincia di Rimini è stata effettuata mediante la consultazione del database dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). Qui di seguito si riporta uno stralcio del database relativo al territorio riminese.

“Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04), INGV, Bologna”
 Area circolare con centro C (44.042, 12.603) e raggio 40 km a partire dal 1300/01/01 fino al 2009/12/10 con valore M_{aw} tra e 10

Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Rt	Io	M_{aw}
1308	1	25	16			Rimini	CFTI	75	5.37
1472						RIMINI	DOM	70	5.17
1473	2	2				RIMINI	DOM	60	4.83
1483	8	11	19	40		Romagna meridionale	CFTI	80	5.67
1625	12	5				RIMINI	DOM	60	4.83
1672	4	14	15	45		Riminese	CFTI	80	5.60
1744	5	27	2			MEDIO ADRIATICO	POS85	60	4.83
1786	12	25	1			Riminese	CFTI	80	5.67
1841	4	14	4			CAGLI	DOM	65	5.00
1844	3	10	17	15		FORLI'	DOM	65	5.03
1875	3	17	23	51		Romagna sud-orient.	CFTI	80	5.74
1881	9	28				CESENA	DOM	65	5.03
1896	1	31	22	45		SAPIGNO	POS85	55	4.63
1901	9	25	23	40		S. COSTANZO	POS85	55	4.63
1911	3	26	13	51		RIMINI	DOM	60	5.18
1916	5	17	12	50		Alto Adriatico	CFTI	80	5.85
1916	8	16	7	6	14	Alto Adriatico	CFTI	80	5.92
1940	10	10				URBANIA	POS85	60	4.83
1953	12	14	7	11	6	BORELLO	POS85	60	4.99
1959	3	1	15			MERCATO SARACENO	POS85	55	4.63
1960	12	8	5	38	9	URBANIA	POS85	60	4.83
1962	1	23	17	31		ADRIATICO	DOM	65	5.03
1962	8	30	6	27	7	SAPIGNO	POS85	60	4.83
1970	9	26	16	42	28	CESENA	POS85	60	4.66

**MASSIMA MAGNITUDO
 VERIFICATA NEL TERRITORIO
 COMUNALE DI RIMINI
 $M = 5.9$**

Dai dati degli eventi sismici sopra riportati si può osservare come ben pochi terremoti verificatisi nella storia sismica del Comune di Rimini hanno delle magnitudo inferiori a 5.

Si può considerare escluso il punto 1: "Eventi sismici attesi con magnitudo inferiore a 5".

Visto il succedersi di terremoti con sede epicentrale nel territorio comunale di Rimini con magnitudo mediamente compresa tra 5,5 e 5,9 si ritiene opportuno considerare per l'area oggetto di studio una magnitudo pari a: $M=5,9$.

Tale magnitudo corrisponde a quella massima rinvenuta nel Comune di Rimini, corrispondente all'evento sismico del 1916.

6.4. ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA

Per poter escludere il fenomeno della liquefazione l'accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field deve essere minore di 0,1g e minore di 0,15g per i terreni a granulometria fine.

Per il Comune di Rimini il valore dell'accelerazione massima orizzontale di picco al suolo (a_{refg}) per $T=0$ risulta essere pari a 0,183g.

L'accelerazione massima al suolo di riferimento (a_{max}) risulta essere pari a:

$$a_{max} = a_{refg} \times F.A.$$

Le indagini sismiche eseguite in sito hanno fornito un valore di V_{s30} pari a 189m/s dal quale si ricava, con la tabella sottostante, il valore di F.A.:

V_{s30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1,8	1,8	1,8	1,8	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	1,0

Approssimando il valore di V_{s30} a 200 m/s si ottiene un valore di F.A. pari ad 1,8.

Quindi:

$$a_{max} = 0,183 \times 1,8 = 0,329$$

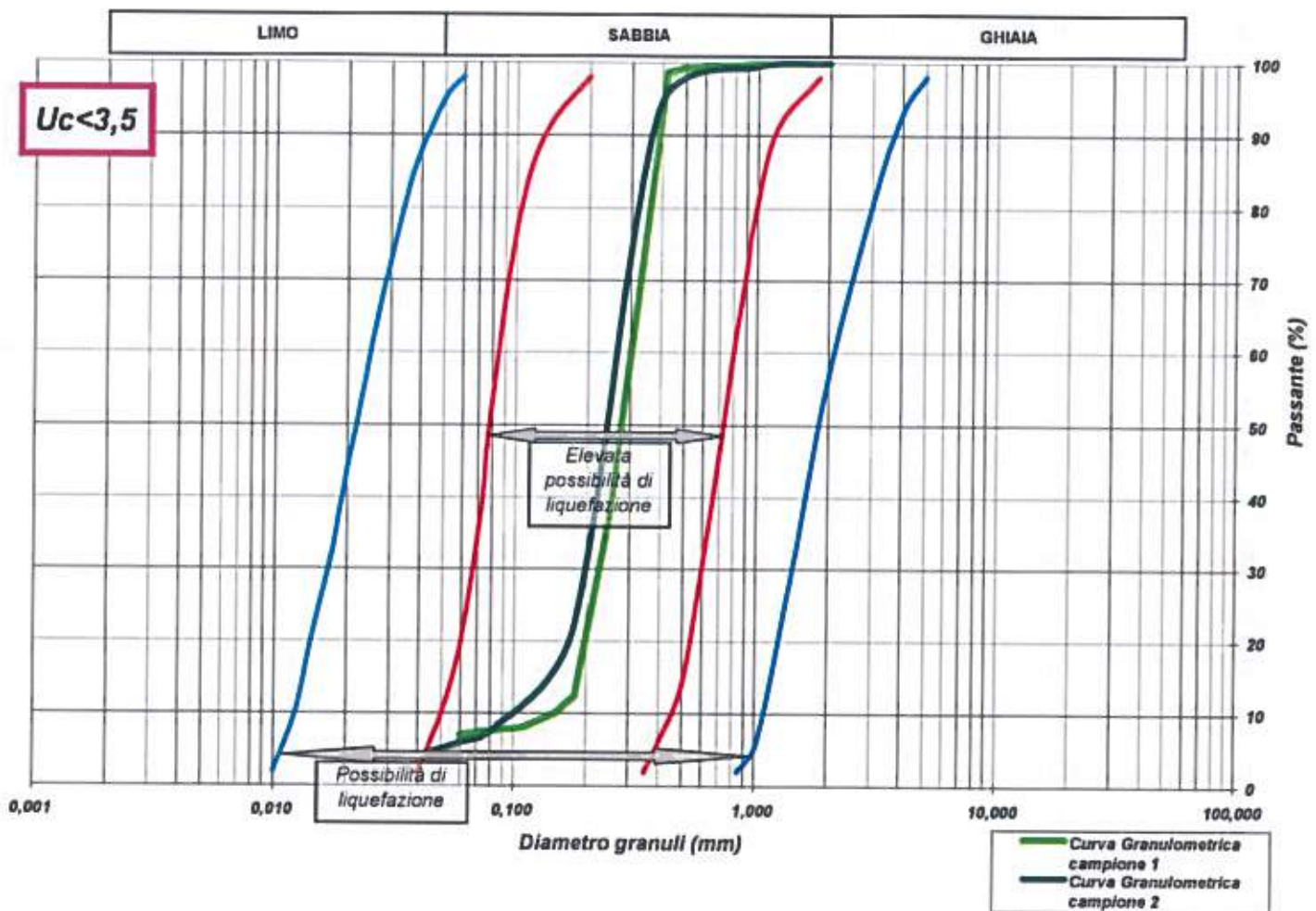
Da tale determinazione si ha che sia la $a_{refg}=0,183g$, sia la $a_{max}=0,329$ risultano maggiori di quelle di riferimento in condizioni free-field di 0,1g e 0,15g per i terreni a granulometria fine; **pertanto la potenziale liquefacibilità non è escludibile.**

6.5. DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA

Per quanto riguarda il punto 4, è necessario considerare le granulometrie dei campioni prelevati nel sondaggio geognostico, le cui curve andranno a sovrapporsi ai fusi granulometrici di riferimento riportati nella normativa regionale (vedi grafici sottostanti) a seconda del coefficiente di uniformità U_C .

I campioni prelevati in sito e sottoposti alla analisi granulometrica sono caratterizzati da un coefficiente di uniformità (U_C) compreso tra 1,875 e 3,0 e pertanto le curve granulometriche ottenute vengono sovrapposte al grafico con $U_C < 3,5$.

Tale sovrapposizione viene di seguito riportata:



La risultanza di tale sovrapposizione evidenzia la ricaduta all'interno del campo di "elevata possibilità di liquefazione" del deposito granulare presente nell'area di studio.

6.6. PROFONDITÀ MEDIA STAGIONALE DELLA FALDA

In base a quanto riscontrato durante le indagini geognostiche, attraverso misurazioni dirette della falda idrica eseguite nei fori di sondaggio, in pozzi privati ubicati in aree limitrofe, nonché da monitoraggi su basi storiche eseguiti nel territorio, il livello freatico può essere collocato mediamente alla profondità compresa tra -1,00 e -1,50 metri dal piano campagna.

Tali profondità sono decisamente inferiori a quanto riportato nella normativa (profondità media stagionale maggiore di 15 metri).

Pertanto anche il punto 5 non esclude la possibilità che possa verificarsi il fenomeno della liquefazione.

6.7. STIMA DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

La suscettibilità del terreno ad essere liquefacibile è stata valutata sulla base delle prove penetrometriche statiche (CPT) eseguite in sito, su ciascuna verticale di prova; il livello della falda acquifera è stato considerato nella condizione meno cautelativa, tenendo conto delle fluttuazioni dei livelli stessi (nel calcolo si è considerata la falda a -1,00 metri dal piano campagna).

La verifica è stata condotta utilizzando il **metodo semplificato di Robertson e Wride basato su prove CPT**. Al contrario della maggior parte dei metodi empirici, quelli semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Nel caso in esame l'accelerazione sismica orizzontale massima ($a_{max}=0,329$) è stata determinata mediante analisi della risposta sismica locale, mentre per quanto riguarda la magnitudo di riferimento questa è stata desunta dai dati degli eventi sismici storici della zona del riminese e considerata pari a 5,9.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitata nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto) mentre R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche, statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione.

6.8. CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO INDOTTO DAL SISMA (T).

La grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

- a_{\max} = accelerazione sismica massima;
- g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
- σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
- r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:
 $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m
 $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m
 $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m
 $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del si-

sma, ricavabile con la relazione $MSF = \left(\frac{M}{7.5}\right)^{-3.3}$ se $M \leq 7.5$ o

con la formula $MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$ se $M > 7.5$.

6.9. CALCOLO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MOBILITATA (R) DA PROVE PENETROMETRICHE STATICHE - METODO DI ROBERTSON E WRIDE

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi.

Si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale specifico normalizzati con le relazioni:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \quad \text{e} \quad F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$$

dove:

q_c (kg/cmq)	= resistenza alla punta misurata;
f_s (kg/cmq)	= attrito laterale specifico misurato;
σ_{v0} (kg/cmq)	= pressione verticale totale;
σ_{v0}' (Kg/cmq)	= pressione verticale efficace.

Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula:

$$I_c = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} Q - 3.47)^2}$$

Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova:

$$q_{c1n} = C_Q q_c \quad \text{dove} \quad C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$$

L'esponente n viene valutato come segue:

se $I_c > 2.6$ allora $n=1$;

se $I_c \leq 2.6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando $n=0.5$; quindi si ricalcola I_c

con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$$

se il nuovo valore di I_c è ancora minore di 2.6 si conferma il valore $n=0.5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n=0.75$;

se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$.

Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n}$$

dove K_c è uguale a 1, se $I_c \leq 1.64$, ed è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

Viene considerato non liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Questa procedura è raccomandata dal National Center for Earthquake Research (NCEER).

6.10. CALCOLO DELL'INDICE DI LIQUEFACIBILITÀ

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione (IL). Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

$F = 1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione del deposito attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
$0 < IL \leq 5$	Basso
$5 < IL \leq 15$	Elevato
$15 < IL$	Estremamente elevato

6.11. RISULTATI DELLE VERIFICHE

I risultati della verifica su ciascuna verticale esplorata, ottenuti con programma di calcolo che utilizza il metodo di Robertson e Wride, riportano l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza (F_s) nei confronti della liquefazione, determinato per ogni 20 cm di approfondimento; è stato inoltre determinato l'indice del potenziale di liquefazione (I_L) per ogni verticale di calcolo (prove CPT).

I risultati ottenuti sono riportati nei modelli di calcolo allegati alla presente relazione (*allegato 2*) per ciascuna verticale di prova (CPT). Nella planimetria di Tavola n°2 sono riportate le ubicazioni della prove CPT ed accanto ad ognuna di queste è indicato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione (I_L).

6.12. CONCLUSIONI SULLA LIQUEFAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA 1

Il deposito contraddistinto in relazione come "Unità Geotecnica 1", litologicamente caratterizzato da "sabbie e sabbie limose" di spessore medio di circa 6,00 metri a partire dal piano campagna, risulta **non liquefacibile con $F_s > 1$** e con indice del **potenziale di liquefazione (I_L) compreso tra 0,0 e 0,9** che permette di attribuire al deposito, sulla base della tabella sotto riportata, un "**Rischio di liquefazione basso**".

I_L	Rischio di liquefazione
$0 < I_L \leq 5$	<i>Basso</i>
$5 < I_L \leq 15$	<i>Elevato</i>
$15 < I_L$	<i>Estremamente elevato</i>

7. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI

7.1. GENERALITÀ

La valutazione del cedimento permanente post-sismico (ΔH) dei terreni granulari saturi con $F_L > 1$ è data da:

$$\Delta H = \varepsilon_v \cdot H$$

con: H = spessore dello strato di terreno granulare saturo;
 ε_v = deformazione volumetrica

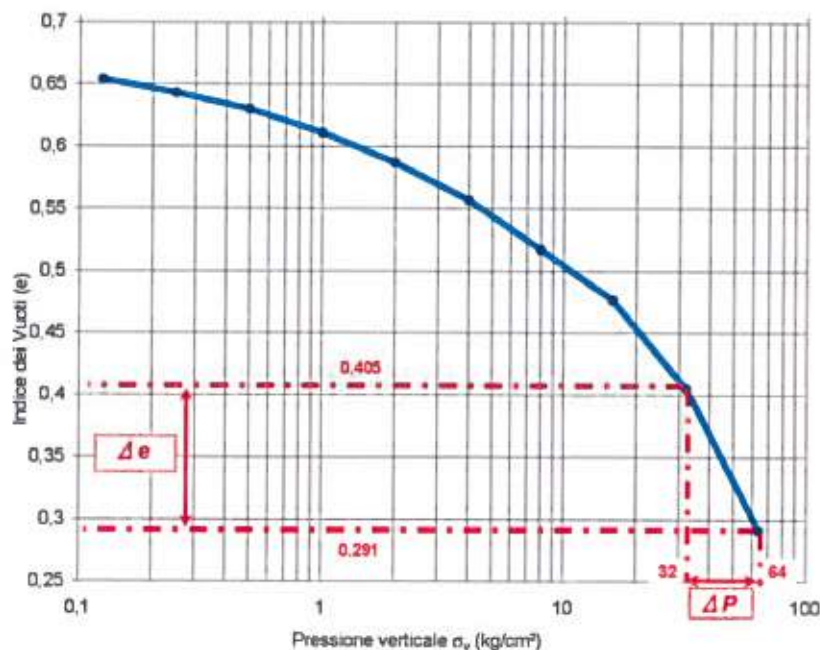
$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta U}{\sigma'_0}} \right)$$

dove: α = costante sperimentale posta pari a 1

e_0 = indice dei vuoti iniziale sotto il carico litostatico = 0,665

C_r = indice di riconsolidazione postciclica = 0,225 C_c , con

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} \text{ , nel caso in esame pari a } 0,378$$



Determinazione di C_c (Indice di compressione)

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log P} = \frac{0,405 - 0,291}{0,301} = 0,378$$

$$\frac{\Delta U}{\sigma'_0} = F_L^{-7} \text{ nel caso in cui } F_L > 1 \text{ (come nel caso in esame)}$$

Il calcolo viene eseguito per ogni verticale di prova CPT eseguita.

7.2. VERTICALE DI PROVA CPT 1

I risultati della verifica alla liquefazione mostrano, per la CPT n°1, un valore di $F_L = 1,75$ (valore medio) dal piano campagna a -2,00 metri, quindi si ha:

$$\varepsilon_{v1} = \frac{1 \cdot 0,085}{1 + 0,665} \cdot \log\left(\frac{1}{1 - 1,75^{-7}}\right) = 0,051 \cdot \log\left(\frac{1}{0,9801}\right) = 4,45^{10^{-4}}$$

$$\Delta H_1 = 4,45^{10^{-4}} \cdot 200 = 0,089 \text{ cm}$$

Da -2,00 metri a -3,40 metri $F_L = 3,20$ (valore medio) quindi si ha:

$$\varepsilon_{v2} = \frac{1 \cdot 0,085}{1 + 0,665} \cdot \log\left(\frac{1}{1 - 3,20^{-7}}\right) = 0,051 \cdot \log\left(\frac{1}{0,9997}\right) = 6,45^{10^{-6}}$$

$$\Delta H_2 = 6,45^{10^{-6}} \cdot 140 = 9,03 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Da -3,40 metri a -4,80 metri $F_L = 1,30$ (valore medio) quindi si ha:

$$\varepsilon_{v3} = \frac{1 \cdot 0,085}{1 + 0,665} \cdot \log\left(\frac{1}{1 - 1,30^{-7}}\right) = 0,051 \cdot \log\left(\frac{1}{0,8406}\right) = 3,85^{10^{-3}}$$

$$\Delta H_3 = 3,85^{10^{-3}} \cdot 140 = 0,54 \text{ cm}$$

Da -4,80 metri a -5,80 metri $F_L = 2,40$ (valore medio) quindi si ha:

$$\varepsilon_{v4} = \frac{1 \cdot 0,085}{1 + 0,665} \cdot \log\left(\frac{1}{1 - 2,40^{-7}}\right) = 0,051 \cdot \log\left(\frac{1}{0,9978}\right) = 4,84^{10^{-5}}$$

$$\Delta H_4 = 4,84^{10^{-5}} \cdot 100 = 4,84 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

Pertanto il cedimento totale lungo la CPT n°1, dato dalla somma dei cedimenti parziali, risulta essere:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 = 0,63 \text{ cm}$$

7.3. VERTICALE DI PROVA CPT 2

Ripetendo il calcolo per la verticale della prova CPT n°2, caratterizzata da un $F_L = 1,45$ (valore medio) dal piano campagna a -2,00 metri, $F_L = 2,40$ (valore medio) da -2,00 metri a -3,00 metri, $F_L = 4,50$ (valore medio) da -3,00 metri a -5,40 metri (fine del deposito sabbioso), si ottiene un cedimento permanente post-sismico pari a:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 = 0,34cm$$

7.4. VERTICALE DI PROVA CPT 3

Ripetendo il calcolo per la verticale della prova CPT n°3, caratterizzata da un $F_L = 2,20$ (valore medio) dal piano campagna a -1,80 metri, $F_L = 3,40$ (valore medio) da -1,80 metri a -3,20 metri, $F_L = 1,30$ (valore medio) da -3,20 metri a -5,20 metri ed $F_L = 3,40$ (valore medio) da -5,20 metri a -5,80 metri (fine del deposito sabbioso) si ottiene un cedimento permanente post-sismico pari a:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 = 0,79cm$$

Nella planimetria di Tavola n°3 sono riportate le ubicazioni delle prove (CPT) ed accanto ad ognuna è indicato il valore del cedimento post-sismico (ΔH) espresso in cm.

Mercatino Conca, Dicembre 2009

Edo Geol. Bianchi



Elaborati della relazione:

Appendice 1: - SONDAGGI PENETROMETRICI STATICI (CPT)

Appendice 2: - VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

Appendice 3: - ANALISI DI LABORATORIO

Tavola 1: - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI PENETROMETRICHE (CPT) E SISMICHE (CONO SISMICO) ESEGUITE

Tavola 2: - PLANIMETRIA CON VALUTAZIONE DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (I_L)

Tavola 3: - PLANIMETRIA CON VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI PERMANENTI POST-SISMICI SU OGNI VERTICALE DI PROVA

Allegato 1: - CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI SITO
ANALISI PUNTUALE DI 3° LIVELLO
Relazione Tecnica - *Redatta da Progeo srl di Forlì*

Appendice 3:

ANALISI DI LABORATORIO

Committente : Studio Tasini
Località : Marebello (RN)

Campione : 1
Profondità : 3,00-3,40

CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE

Descrizione del campione: Sabbia limosa di colore marrone

Stato del campione: Indisturbato

PROPRIETA' INDICE

Contenuto in acqua	$w = 29,5 \%$
Peso di volume umido	$\gamma = 1,90 \text{ g/cm}^3$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,47 \text{ g/cm}^3$
Peso specifico reale	$\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$
Indice dei vuoti	$e = 0,789$
Grado di saturazione	$S = 98 \%$

LIMITI DI ATTERBERG

Limite liquido	$w_L = \text{N.D.}$
Limite plastico	$w_P = \text{N.P.}$
Limite di ritiro	$w_S =$
Indice plastico	$I_P =$
Indice di consistenza	$I_C =$
Attività	$A =$

GRANULOMETRIA

Ghiaia (> 2 mm)	=
Sabbia (2 - 0,06 mm)	= 93 %
Limo (0,06 - 0,002 mm)	= 6,9 %
Argilla (< 0,002 mm)	=

COMPRESSIONE

Compressione semplice	$c_u =$
	$\epsilon =$
Pocket penetrometer	$q =$
Vane test	$c_u =$

PROVA DI TAGLIO (C.D.)

Angolo di attrito	$\phi' = 32^\circ$
Coesione	$c' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$

PROVA DI TAGLIO (Residuo)

Angolo di attrito	$\phi_r =$
Coesione	$c_r =$

PROVA TRIASSIALE

Angolo di attrito (U.U.)	$\phi_{UU} =$	Coesione (U.U.)	$c_{UU} =$
Angolo di attrito (C.I.U.)	$\phi_{CU} =$	Coesione (C.I.U.)	$c_{CU} =$
Angolo di attrito (C.I.D.)	$\phi_{CD} =$	Coesione (C.I.D.)	$c_{CD} =$

PROVA EDOMETRICA

Intervallo pressione σ_v (Kg/cm ²)	Coefficiente di consolidazione c_v (cm ² /s)	Modulo edometrico E (kg/cm ²)	Coefficiente di compressibilità m_v (cm ² /kg)	Coefficiente di permeabilità k (cm/s)
0,25 / 0,5				
0,5 / 1,0				
1,0 / 2,0				
2,0 / 4,0				
4,0 / 8,0				

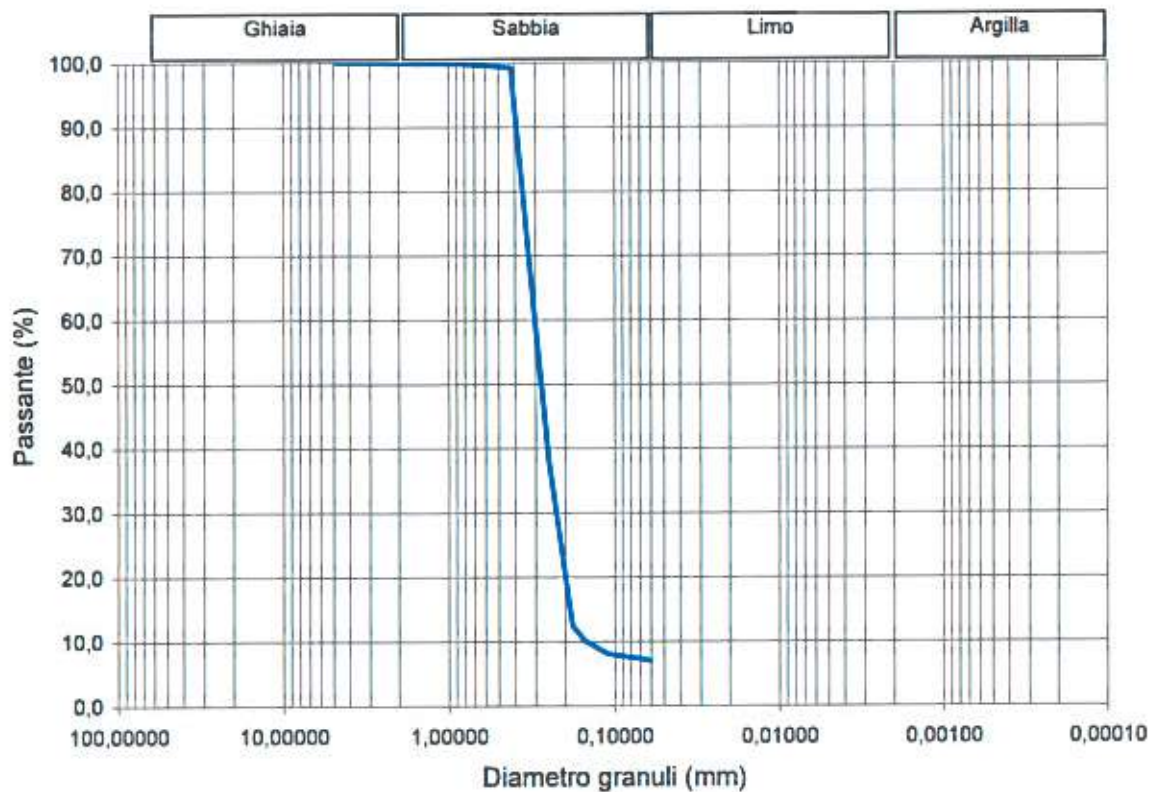
Osservazioni:

GRANULOMETRIA

Letture areometro	Tempo min	Temp. °	Setaccio n°	Diametro mm	Passante %
		20	3"	76,2000	100,0
		20	2,5"	64,0000	100,0
		20	2"	50,8000	100,0
		20	1,5"	38,2000	100,0
		20	1"	25,4000	100,0
		20	3/4"	19,10000	100,0
		20	1/2"	12,70000	100,0
		20	3/8"	9,50000	100,0
		20	4	4,76000	100,0
		20	10	2,00000	99,9
		20	20	0,84000	99,8
		20	40	0,42000	99,2
		20	60	0,25000	37,9
		20	80	0,18000	12,4
		20	100	0,15000	10,0
		20	140	0,11000	8,0
		20	200	0,07000	7,3
		20	230	0,06000	6,9

Classificazione (AGI/S)

Sabbia debolmente limosa



	Ciottoli	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
%		0,1	93	6,9	

LIMITI DI ATTERBERG

Limite liquido

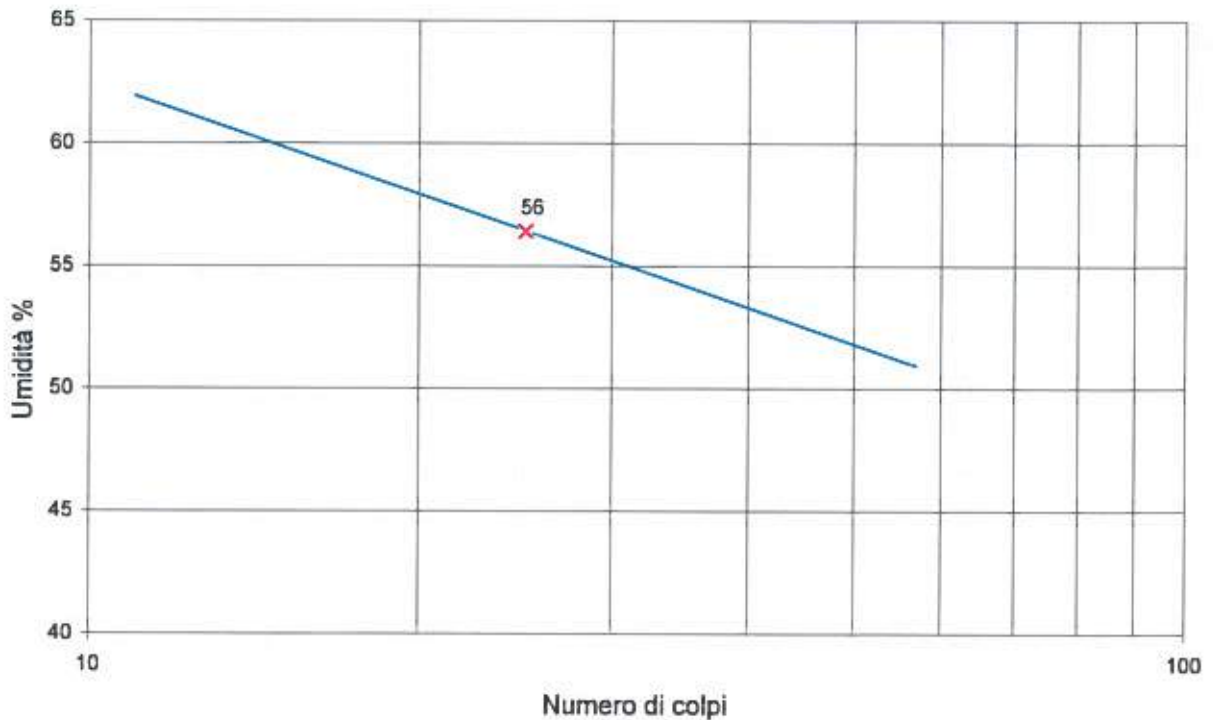
Provino n°	1	2	3
Peso umido			
Peso secco			
Peso tara			
w_L (%)	N.D.		
N° colpi			

Limite plastico

Provino n°	1	2
Peso umido		
Peso secco		
Peso tara		
w_P (%)	N.P.	

Limite di ritiro

Provino n°	1	2
Conten.acqua		
Peso secco		
Volume secco		
w_S (%)		



w_L (%)	w_P (%)	w_S (%)	i_P (%)
N.D.	N.P.		

TAGLIO DIRETTO

(pagina 1 di 2)

consolidazione

Umidità iniziale	Wi = 29,4 %	provino 1
Peso di volume	$\gamma = 1,91 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 0,5 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,12 \text{ mm}$	

Umidità iniziale	Wi = 29,3 %	provino 2
Peso di volume	$\gamma = 1,90 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,37 \text{ mm}$	

Umidità iniziale	Wi = 29,7 %	provino 3
Peso di volume	$\gamma = 1,90 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 1,5 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,48 \text{ mm}$	

Tipo di prova
consolidata - drenata

Velocità di prova
0,003 mm/min

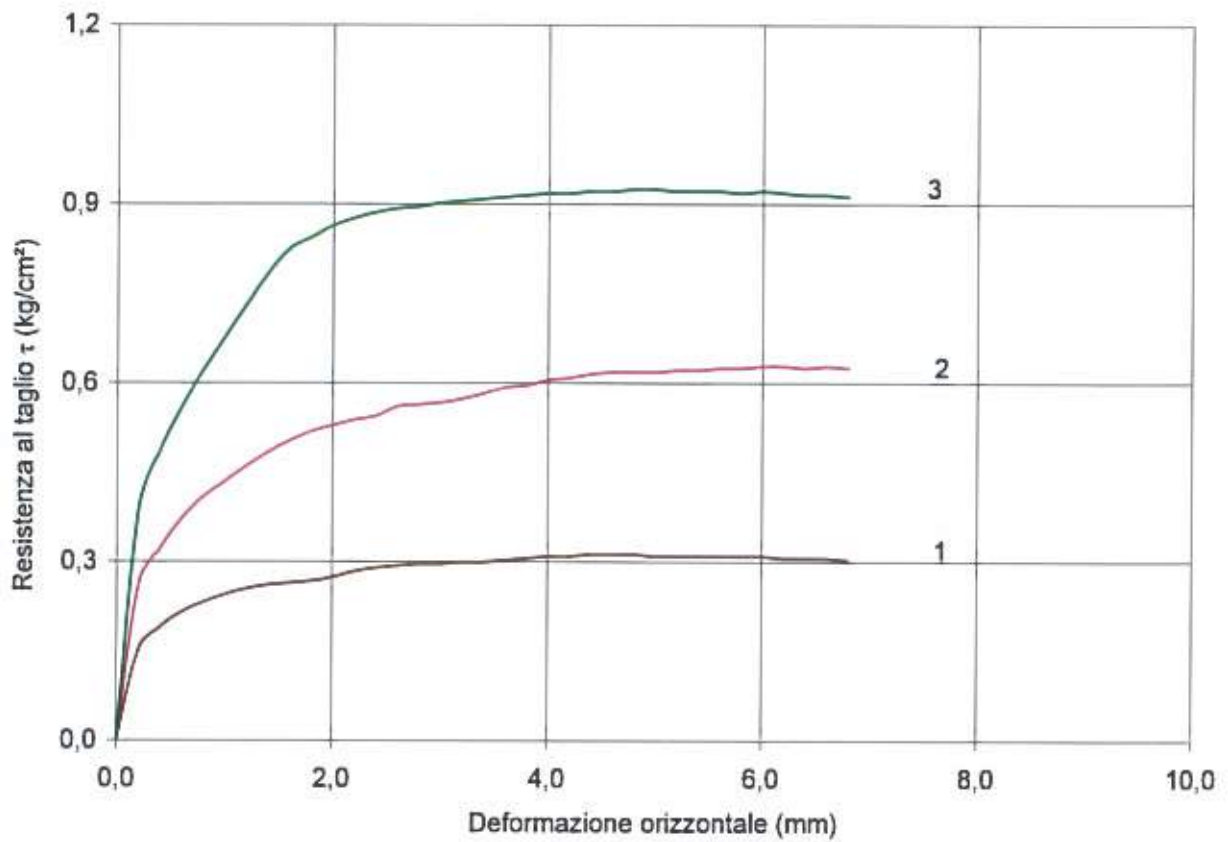
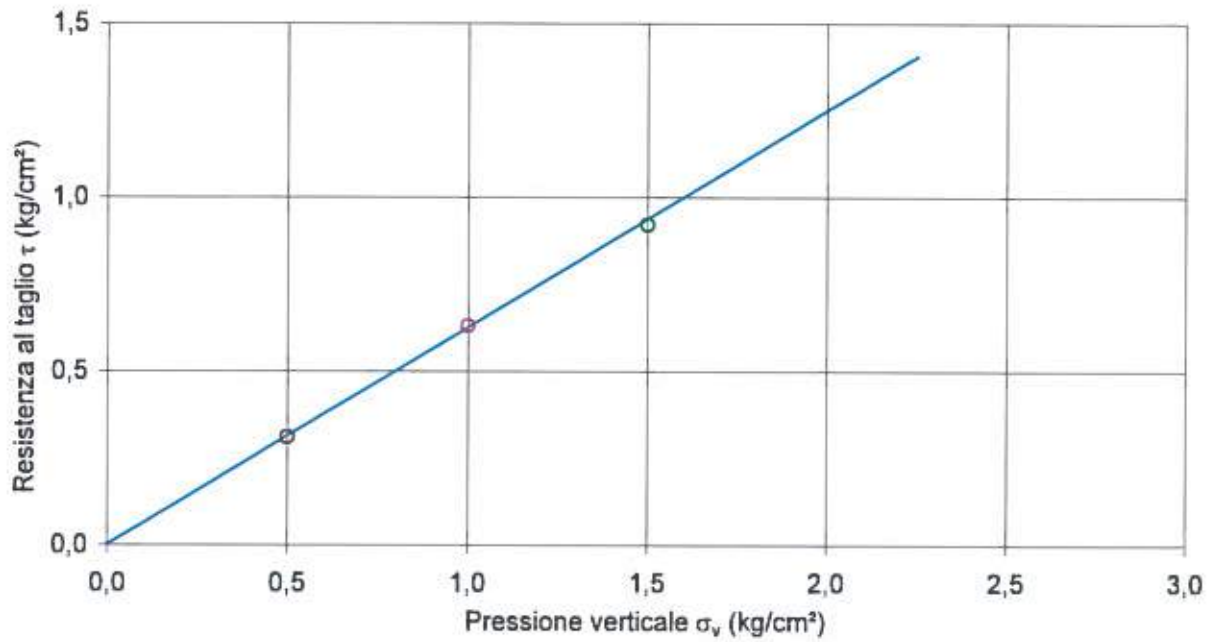
Dimensioni provino	
Altezza	2,00 cm
Diametro	6,35 cm
Sezione	31,67 cm ²

rottura

Deform. mm	provino 1		provino 2		provino 3	
	$\tau 1$ kg/cm ²	$\tau 1$ kPa	$\tau 2$ kg/cm ²	$\tau 2$ kPa	$\tau 3$ kg/cm ²	$\tau 3$ kPa
0,0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,15	14,8	0,26	25,6	0,39	37,9
0,4	0,19	18,6	0,32	31,6	0,49	47,7
0,6	0,22	21,2	0,37	36,6	0,56	54,9
0,8	0,23	22,7	0,41	40,1	0,62	60,9
1,0	0,24	24,0	0,43	42,6	0,68	66,3
1,2	0,25	24,9	0,46	45,2	0,73	71,7
1,4	0,26	25,6	0,48	47,4	0,78	76,7
1,6	0,26	25,9	0,50	49,3	0,82	80,8
1,8	0,27	26,2	0,52	50,8	0,84	82,7
2,0	0,27	26,8	0,53	51,8	0,86	84,6
2,2	0,28	27,8	0,54	52,7	0,88	85,9
2,4	0,29	28,4	0,54	53,4	0,89	86,8
2,6	0,29	28,7	0,56	54,9	0,89	87,5
2,8	0,30	29,0	0,56	55,3	0,90	87,8
3,0	0,30	29,0	0,57	55,6	0,90	88,4
3,2	0,30	29,4	0,57	56,2	0,90	88,7
3,4	0,30	29,4	0,58	57,2	0,91	89,0
3,6	0,30	29,7	0,59	58,1	0,91	89,4
3,8	0,31	30,0	0,60	58,4	0,91	89,7
4,0	0,31	30,3	0,61	59,4	0,92	90,0
4,2	0,31	30,3	0,61	59,7	0,92	90,0
4,4	0,31	30,6	0,61	60,3	0,92	90,3
4,6	0,31	30,6	0,62	60,6	0,92	90,3
4,8	0,31	30,6	0,62	60,6	0,92	90,6
5,0	0,31	30,3	0,62	60,6	0,92	90,6
5,2	0,31	30,3	0,62	60,9	0,92	90,3
5,4	0,31	30,3	0,62	60,9	0,92	90,3
5,6	0,31	30,3	0,62	61,3	0,92	90,3
5,8	0,31	30,3	0,62	61,3	0,92	90,0
6,0	0,31	30,3	0,63	61,6	0,92	90,3
6,2	0,31	30,0	0,63	61,6	0,92	90,0
6,4	0,31	30,0	0,62	61,3	0,91	89,7
6,6	0,31	30,0	0,63	61,6	0,91	89,7
6,8	0,30	29,7	0,62	61,3	0,91	89,4
7,0						
7,2						
7,4						
7,6						
7,8						
8,0						
8,2						
8,4						
8,6						
8,8						
9,0						
9,2						
9,4						
9,6						
9,8						
10,0						

TAGLIO DIRETTO

(pagina 2 di 2)



Valori di picco		Valori residui	
coesione intercetta	$c' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$	coesione intercetta	$c_r =$
angolo di attrito	$\phi' = 32^\circ$	angolo di attrito	$\phi_r =$

Committente : Studio Tasini
Località : Marebello (RN)

Campione : 2
Profondità : 5,00-5,50

CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE

Descrizione del campione: Sabbia limosa di colore ocra.

Stato del campione: Indisturbato

PROPRIETA' INDICE

Contenuto in acqua	$W = 23,2 \%$
Peso di volume umido	$\gamma = 1,74 \text{ g/cm}^3$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,41 \text{ g/cm}^3$
Peso specifico reale	$\gamma_s = 2,66 \text{ g/cm}^3$
Indice dei vuoti	$e = 0,617$
Grado di saturazione	$S = 70 \%$

LIMITI DI ATTERBERG

Limite liquido	$W_L =$
Limite plastico	$W_P =$
Indice plastico	$I_P =$
Indice di consistenza	$I_C =$
Attività	$A =$
Sensibilità	$S_T =$

GRANULOMETRIA

Ghiaia (> 2 mm)	=
Sabbia (2 - 0,2 mm)	= 94 %
Limo (0,06 - 0,002 mm)	= 6 %
Argilla (< 0,002 mm)	=

COMPRESSIONE

Compressione semplice	$c_u =$
	$\epsilon =$
Pocket penetrometer	$q =$
Vane test	$c_v =$

PROVA DI TAGLIO (C.D.)

Angolo di attrito	$\phi' =$
Coesione	$c' =$

PROVA DI TAGLIO (Residuo)

Angolo di attrito	$\phi_r =$
Coesione	$c_r =$

PROVA TRIASSIALE

Angolo di attrito (U.U.)	$\phi_{UU} =$	Coesione (U.U.)	$c_{UU} =$
Angolo di attrito (C.I.U.)	$\phi_{CU} =$	Coesione (C.I.U.)	$c_{CU} =$
Angolo di attrito (C.I.D.)	$\phi_{CD} =$	Coesione (C.I.D.)	$c_{CD} =$

PROVA EDMETRICA

Intervallo pressione σ_v (Kg/cm ²)	Coefficiente di consolidazione c_v (cm ² /s)	Modulo edometrico E (kg/cm ²)	Coefficiente di compressibilità m_v (cm ² /kg)	Coefficiente di permeabilità K (cm/s)
0,25 / 0,5				
0,5 / 1,0	9,25E-03	142	7,04E-03	6,51E-08
1,0 / 2,0	8,01E-03	173	5,78E-03	4,63E-08
2,0 / 4,0	7,28E-03	216	4,63E-03	3,37E-08
4,0 / 8,0				

Osservazioni:

Committente : Studio Tasini
 Località : Marebello (RN)

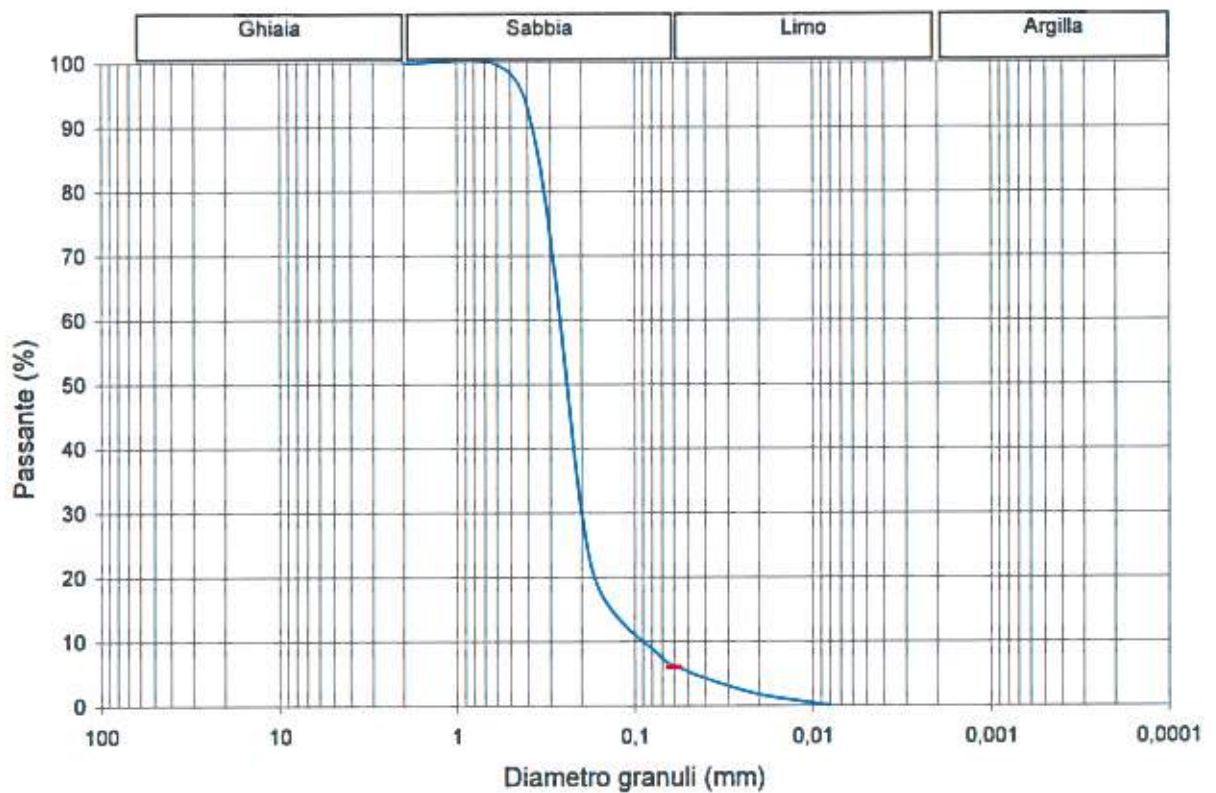
Campione : 2
 Profondità : 5,00-5,50

GRANULOMETRIA

Lecture areometro	Tempo min	Temp. °	Setaccio n°	Diametro mm	Passante %
1,5	0,5	25	2"	50,8	
1,1	1	25	11½"	36,1	
0,7	2	25	1"	25,4	
0,3	4	25	¾"	19,1	
0,0	8	25	½"	12,7	
-0,2	15	25	⅜"	9,52	
-0,4	30	25	4	4,76	
-0,5	60	25	10	2,00	100,0
			40	0,420	95,0
			80	0,177	21,6
			200	0,074	8,0
				0,060	6,0
				0,0618	6,4
				0,0438	4,6
				0,0311	3,2
				0,0221	2,0
				0,0161	1,2
				0,0114	0,6
				0,0081	0,0

Classificazione (AGI/S)

Sabbia debolmente limosa



	Ciottoli	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
%			94	6	

Committente : Studio Tasini
 Lavoro : Marebello (RN)

Campione : 3
 Profondità : 7,00-7,40

CARATTERISTICHE FISICO - MECCANICHE

Descrizione del campione: Argilla limosa plastico-dura di colore marrone con calcinelli

Stato del campione: Indisturbato

PROPRIETA' INDICE

Contenuto in acqua	$w = 26,1 \%$
Peso di volume umido	$\gamma = 1,97 \text{ g/cm}^3$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,56 \text{ g/cm}^3$
Peso specifico reale	$\gamma_s = 2,74 \text{ g/cm}^3$
Indice dei vuoti	$e = 0,715$
Grado di saturazione	$S = 94 \%$

LIMITI DI ATTERBERG

Limite liquido	$w_L = 49 \%$
Limite plastico	$w_P = 23 \%$
Limite di ritiro	$w_S =$
Indice plastico	$i_P = 26 \%$
Indice di consistenza	$i_C = 0,88$
Attività	$A = 0,72$

GRANULOMETRIA

Ghiaia (> 2 mm)	= 1 %
Sabbia (2 - 0,06 mm)	= 4 %
Limo (0,06 - 0,002 mm)	= 59 %
Argilla (< 0,002 mm)	= 36 %

COMPRESSIONE

Compressione semplice	$c_u =$
	$\epsilon =$
Pocket penetrometer	$q = 2,0 - 2,2 \text{ kg/cm}^2$
Vane test	$c_u = 0,85 \text{ kg/cm}^2$

PROVA DI TAGLIO (C.D.)

Angolo di attrito	$\phi' = 22^\circ$
Coesione	$c' = 0,10 \text{ kg/cm}^2$

PROVA DI TAGLIO (Residuo)

Angolo di attrito	$\phi_r =$
Coesione	$c_r =$

PROVA TRIASSIALE

Angolo di attrito (U.U.)	$\phi_{uu} =$	Coesione (U.U.)	$c_{uu} =$
Angolo di attrito (C.I.U.)	$\phi_{cu} =$	Coesione (C.I.U.)	$c_{cu} =$
Angolo di attrito (C.I.D.)	$\phi_{cd} =$	Coesione (C.I.D.)	$c_{cd} =$

PROVA EDOMETRICA

Intervallo pressione σ_v (Kg/cm ²)	Coefficiente di consolidazione c_v (cm ² /s)	Modulo edometrico E (kg/cm ²)	Coefficiente di compressibilità m_v (cm ² /kg)	Coefficiente di permeabilità K (cm/s)
0,25 / 0,5				
0,5 / 1,0				
1,0 / 2,0				
2,0 / 4,0				
4,0 / 8,0				

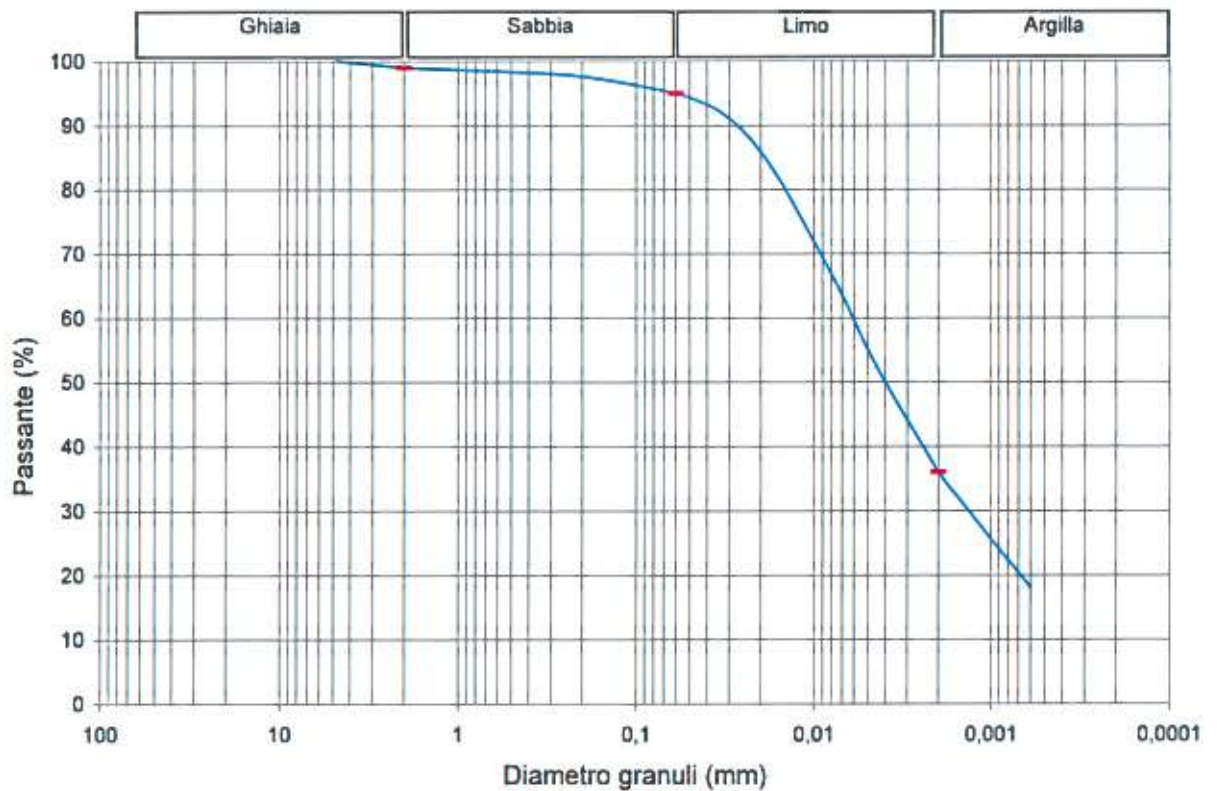
Osservazioni:

GRANULOMETRIA

Lecture areometro	Tempo min	Temp. °	Setaccio n°	Diametro mm	Passante %
24,0	0,5	20	2"	50,8	
23,5	1	20	11½"	36,1	
23,0	2	20	1"	25,4	
22,1	4	20	¾"	19,1	
20,8	8	20	½"	12,7	
19,3	15	20	¾"	9,52	
17,5	30	20	4	4,76	100,0
15,6	60	20	10	2,00	99,0
12,9	150	20	40	0,420	98,2
7,7	1440	20	80	0,177	97,4
			200	0,074	95,5
				0,060	95,0
				0,0472	94,1
				0,0336	92,1
				0,0241	88,6
				0,0174	83,5
				0,0130	77,6
				0,0094	70,5
				0,0068	63,0
				0,0045	52,4
				0,0020	36,0
				0,0015	31,9
				0,0006	18,0

Classificazione (AGI/S)

Limo con argilla



	Ciottoli	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
%		1	4	59	36

LIMITI DI ATTERBERG

Limite liquido

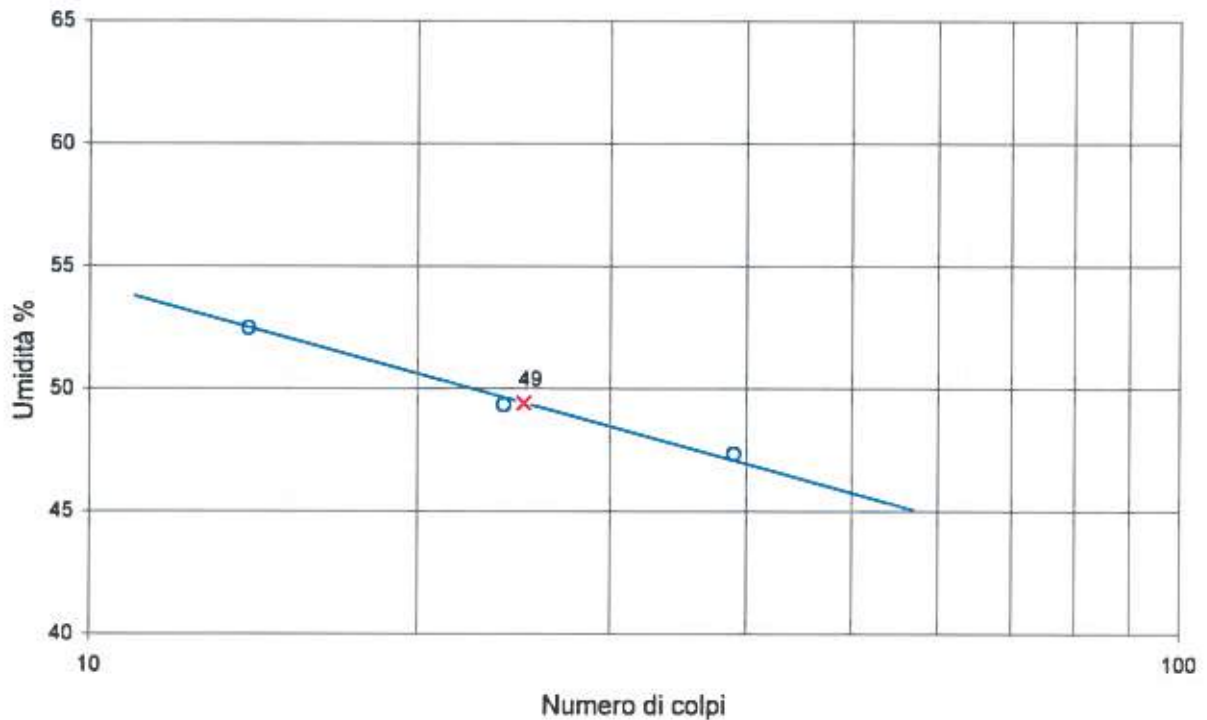
Provino n°	1	2	3
Peso umido	32,80	31,42	33,82
Peso secco	28,84	28,13	29,85
Peso tara	21,29	21,46	21,46
w_L (%)	52,5	49,3	47,3
N° colpi	14	24	39

Limite plastico

Provino n°	1	2
Peso umido	10,51	10,59
Peso secco	10,23	10,30
Peso tara	8,99	9,04
w_P (%)	22,6	23,0

Limite di ritiro

Provino n°	1	2
Conten.acqua		
Peso secco		
Volume secco		
w_S (%)		



w_L (%)	w_P (%)	w_S (%)	i_P (%)
49	23		26

TAGLIO DIRETTO

(pagina 1 di 2)

consolidazione

Umidità iniziale	Wi = 26,1 %	provino 1
Peso di volume	$\gamma = 1,97 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,32 \text{ mm}$	

Tipo di prova
consolidata - drenata

Umidità iniziale	Wi = 25,8 %	provino 2
Peso di volume	$\gamma = 1,96 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 2,0 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,61 \text{ mm}$	

Velocità di prova
0,003 mm/min

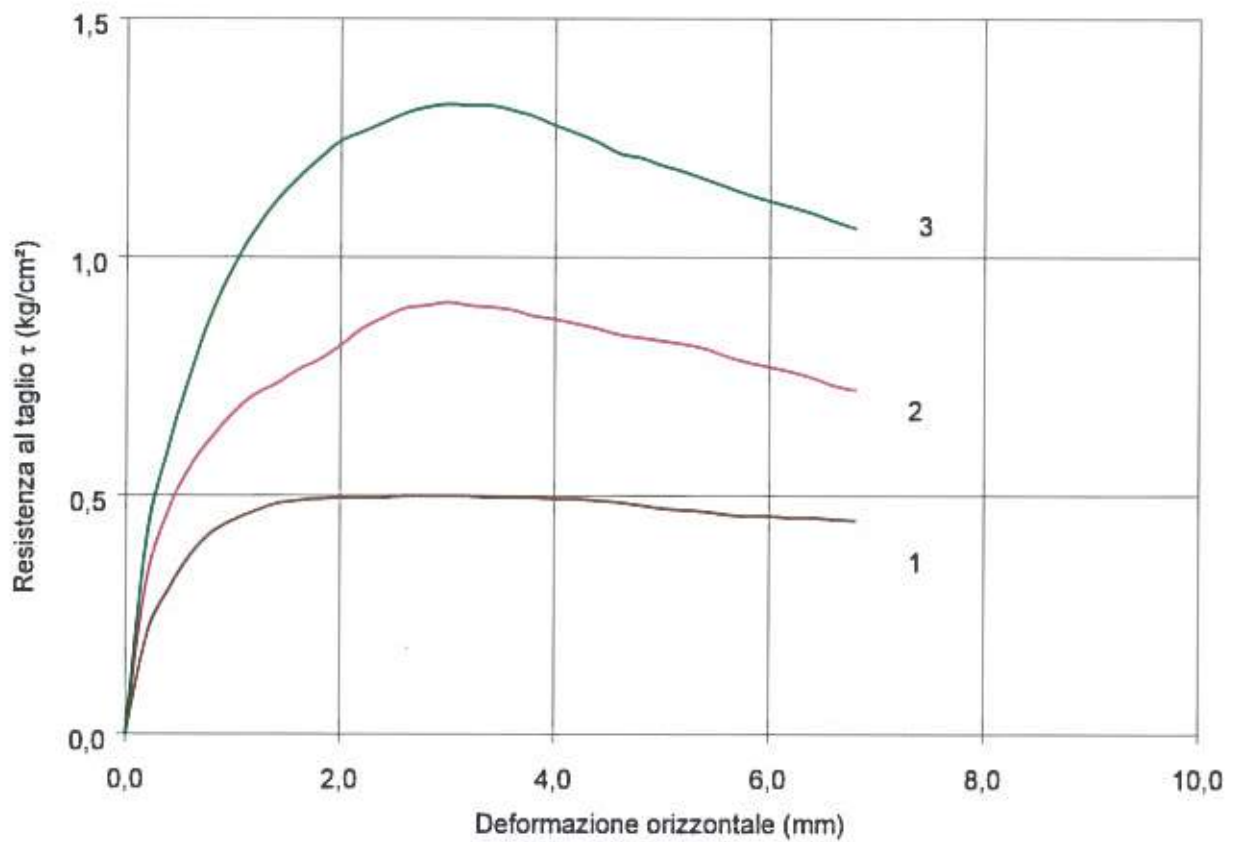
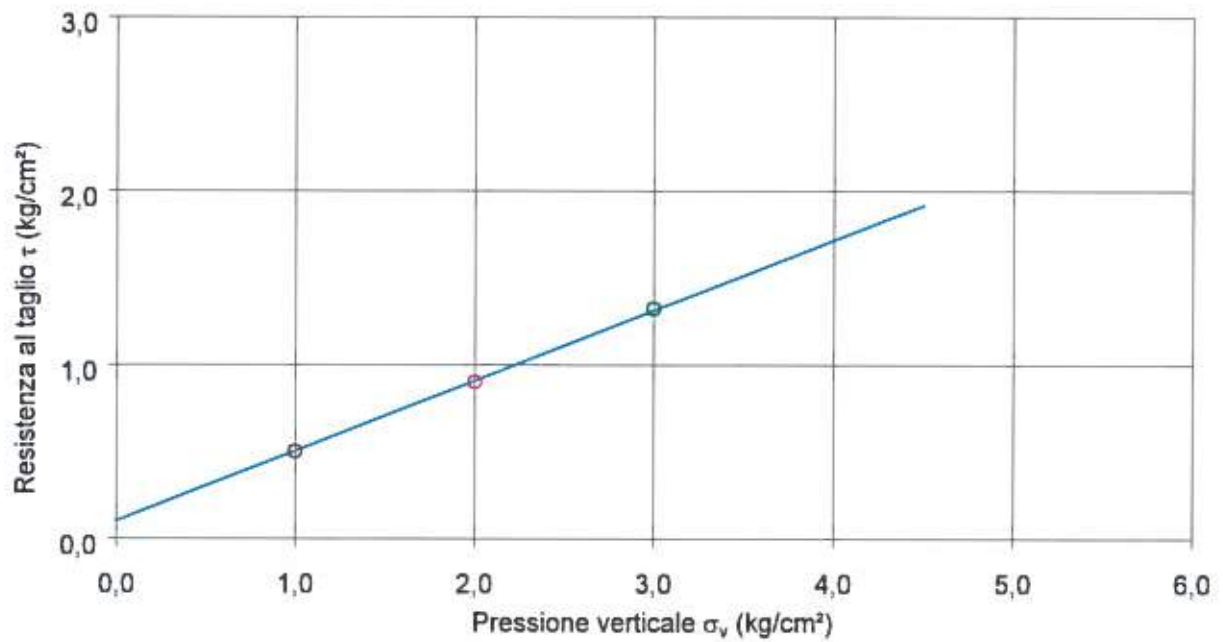
Umidità iniziale	Wi = 26,2 %	provino 3
Peso di volume	$\gamma = 1,97 \text{ g/cm}^3$	
Carico verticale	$\sigma = 3,0 \text{ kg/cm}^2$	
Cedimento	$\Delta h = 0,97 \text{ mm}$	

Dimensioni provino	
Altezza	2,00 cm
Diámetro	6,35 cm
Sezione	31,67 cm ²

rottura

Deform. mm	provino 1		provino 2		provino 3	
	$\tau 1$ kg/cm ²	$\tau 1$ kPa	$\tau 2$ kg/cm ²	$\tau 2$ kPa	$\tau 3$ kg/cm ²	$\tau 3$ kPa
0,0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,21	20,5	0,33	32,2	0,42	40,7
0,4	0,30	29,7	0,47	46,1	0,60	59,0
0,6	0,37	36,6	0,56	54,9	0,75	73,9
0,8	0,42	41,4	0,62	60,9	0,88	86,5
1,0	0,45	43,9	0,67	66,0	0,98	96,0
1,2	0,47	45,8	0,71	69,8	1,06	103,6
1,4	0,48	47,4	0,73	72,0	1,12	109,6
1,6	0,49	48,0	0,76	74,8	1,17	114,3
1,8	0,49	48,3	0,79	77,0	1,21	118,4
2,0	0,50	48,6	0,81	79,9	1,24	121,9
2,2	0,50	48,6	0,85	83,4	1,26	123,8
2,4	0,50	48,6	0,87	85,6	1,28	125,7
2,6	0,50	48,9	0,89	87,5	1,30	127,6
2,8	0,50	48,9	0,90	88,1	1,31	128,8
3,0	0,50	48,9	0,90	88,7	1,32	129,5
3,2	0,50	48,9	0,90	88,1	1,32	129,1
3,4	0,50	48,6	0,90	87,8	1,32	129,1
3,6	0,50	48,6	0,89	87,1	1,31	128,2
3,8	0,50	48,6	0,88	85,9	1,29	126,9
4,0	0,49	48,3	0,87	85,3	1,28	125,0
4,2	0,49	48,3	0,86	84,3	1,26	123,5
4,4	0,49	48,0	0,85	83,4	1,24	121,6
4,6	0,49	47,7	0,84	82,1	1,22	119,4
4,8	0,48	47,0	0,83	81,5	1,21	118,4
5,0	0,47	46,4	0,82	80,8	1,19	116,8
5,2	0,47	46,1	0,82	80,2	1,18	115,6
5,4	0,47	45,8	0,81	79,3	1,16	114,0
5,6	0,46	45,2	0,79	77,7	1,15	112,4
5,8	0,46	44,8	0,78	76,4	1,13	110,8
6,0	0,46	44,8	0,77	75,5	1,12	109,6
6,2	0,45	44,5	0,76	74,5	1,10	108,3
6,4	0,45	44,5	0,75	73,3	1,09	107,0
6,6	0,45	44,2	0,73	71,7	1,08	105,5
6,8	0,45	43,9	0,72	70,7	1,06	103,9
7,0						
7,2						
7,4						
7,6						
7,8						
8,0						
8,2						
8,4						
8,6						
8,8						
9,0						
9,2						
9,4						
9,6						
9,8						
10,0						

TAGLIO DIRETTO (pagina 2 di 2)



Valori di picco		Valori residui	
coesione intercetta	$c' = 0.10 \text{ kg/cm}^2$	coesione intercetta	$c_r =$
angolo di attrito	$\phi' = 22^\circ$	angolo di attrito	$\phi_r =$

Appendice 2:

VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

Studio di Geologia e Geotecnica di Edo Bianchi
Via salita Ponchielli, n°2-61013 - Mercatino Conca - PU-0541.972203

Committente: Studio Tasini	
Località: Marebello (RN)	Descrizione: Verifica alla Liquefazione
Note: Prova CPT 1 Parco	Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	q_c (kg/cmq)	f_s (kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Storzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s
0,2	5	0,4	2,01	0,214	0,069	0,71
0,4	6	0,4	1,87	0,213	0,079	0,81
0,6	15	0,47	1,99	0,213	0,118	1,22
0,8	29	0,8	2,1	0,213	0,184	1,91
1	38	1	2,12	0,212	0,228	2,37
1,2	46	1,27	1,26	0,222	0,291	2,89
1,4	36	1,13	1,19	0,238	0,221	2,05
1,6	44	1,4	1,22	0,252	0,283	2,49
1,8	51	1,73	1,23	0,262	0,366	3,08
2	60	0,6	1,26	0,271	0,21	1,71
2,2	88	1,2	1,27	0,279	0,455	3,6
2,4	97	1,93	1,27	0,285	0,657	5,08
2,6	94	1,2	1,27	0,291	0,449	3,41
2,8	108	0,13	1,27	0,295	0,52	3,88
3	90	2,07	1,27	0,3	0,542	4
3,2	92	1,2	1,27	0,303	0,379	2,76
3,4	107	1,33	1,27	0,306	0,479	3,46
3,6	80	1,6	1,24	0,309	0,357	2,55
3,8	58	0,93	1,17	0,312	0,192	1,36
4	57	1,33	1,17	0,314	0,246	1,72
4,2	50	0,8	1,14	0,317	0,162	1,13
4,4	41	0,93	1,1	0,319	0,175	1,21
4,6	56	1,53	1,15	0,321	0,279	1,92
4,8	106	1,6	1,17	0,323	0,423	2,89
5	76	1,67	1,17	0,324	0,323	2,2
5,2	81	2,53	1,2	0,326	0,519	3,52
5,4	83	6,67	1,2	0,327	2,615	17,66
5,6	135	1,73	1,27	0,328	0,562	3,79
5,8	72	1,4	1,17	0,329	0,263	1,76

<i>Profondità tetto falda(m): 1</i>	<i>Profondità base falda(m): 5,8</i>
<i>Accelerazione sismica di progetto(g)= 0,329</i>	<i>Magnitudo di riferimento= 5,9</i>
Indice di liquefazione=0,9 rischio basso	
<i>Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2,21</i>	$F_s = MSF \times R / T$



Committente: Studio Tasini

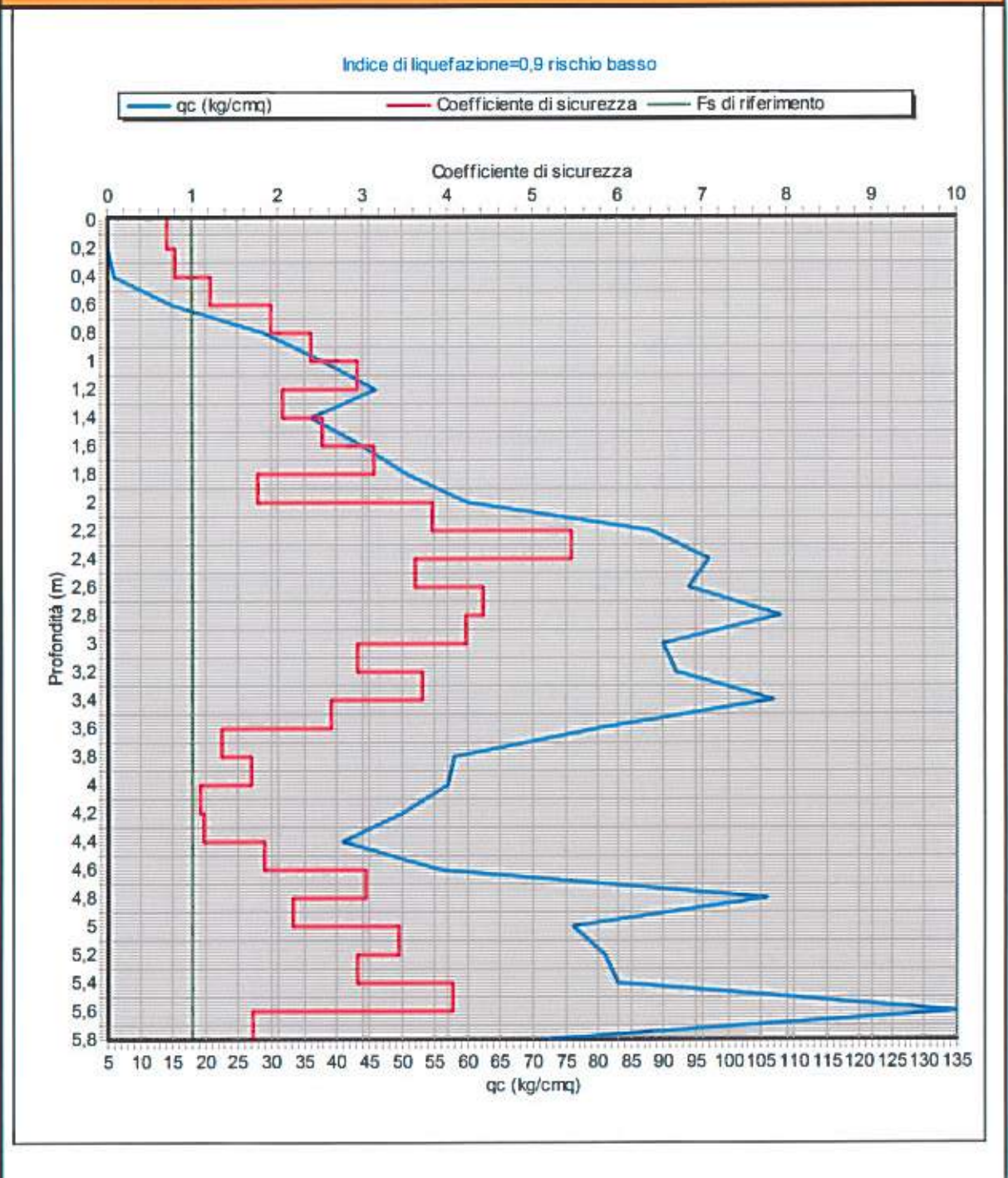
Località: Marebello (RN)

Descrizione: Verifica alla Liquefazione

Note: Prova CPT 1 Parco

Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.... del ...

Firma:



Studio di Geologia e Geotecnica di Edo Bianchi

Via salita Ponchielli, n°2-61013 - Mercatino Conca - PU-0541.972203

Committente: Studio Tasini

Località: Marebello (RN)

Descrizione: Verifica alla Liquefazione

Note: Prova CPT 2 Parco

Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
0,2	10	1,1	2	0,214	0,088	0,91
0,4	10	1,1	1,98	0,213	0,105	1,09
0,6	10	1,13	1,95	0,213	0,176	1,82
0,8	19	0,73	1,96	0,213	0,151	1,57
1	30	1	1,98	0,212	0,203	2,11
1,2	42	0,8	1	0,222	0,203	2,02
1,4	32	1	1	0,24	0,194	1,79
1,6	44	1,2	0,99	0,254	0,252	2,19
1,8	41	1,53	0,95	0,266	0,304	2,52
2	44	1,33	0,98	0,277	0,263	2,09
2,2	77	2,27	0,99	0,286	0,636	4,91
2,4	88	2,2	0,95	0,294	0,691	5,19
2,6	81	0,93	0,96	0,301	0,348	2,55
2,8	83	1,47	1	0,307	0,44	3,16
3	61	0,87	1,02	0,313	0,221	1,56
3,2	112	1,67	1	0,317	0,688	4,78
3,4	148	1,6	1	0,321	1,171	8,04
3,6	131	1,6	0,99	0,325	0,792	5,37
3,8	119	1,6	0,96	0,329	0,656	4,41
4	156	2,07	0,98	0,332	1,152	7,66
4,2	149	2,4	1,02	0,335	1,131	7,46
4,4	108	2,73	1	0,337	0,754	4,93
4,6	125	2,4	1,03	0,339	0,794	5,16
4,8	137	2,53	1,02	0,341	0,917	5,93
5	119	2,6	1,01	0,343	0,747	4,81
5,2	184	1,13	1,05	0,345	1,311	8,4
5,4	79	1,87	0,99	0,346	0,376	2,39

Profondità tetto falda(m): 1

Profondità base falda(m): 5,4

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0,329

Magnitudo di riferimento= 5,9

Indice di liquefazione=0,2 rischio basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2,21

$F_s = MSF \times R / T$



Committente: Studio Tasini

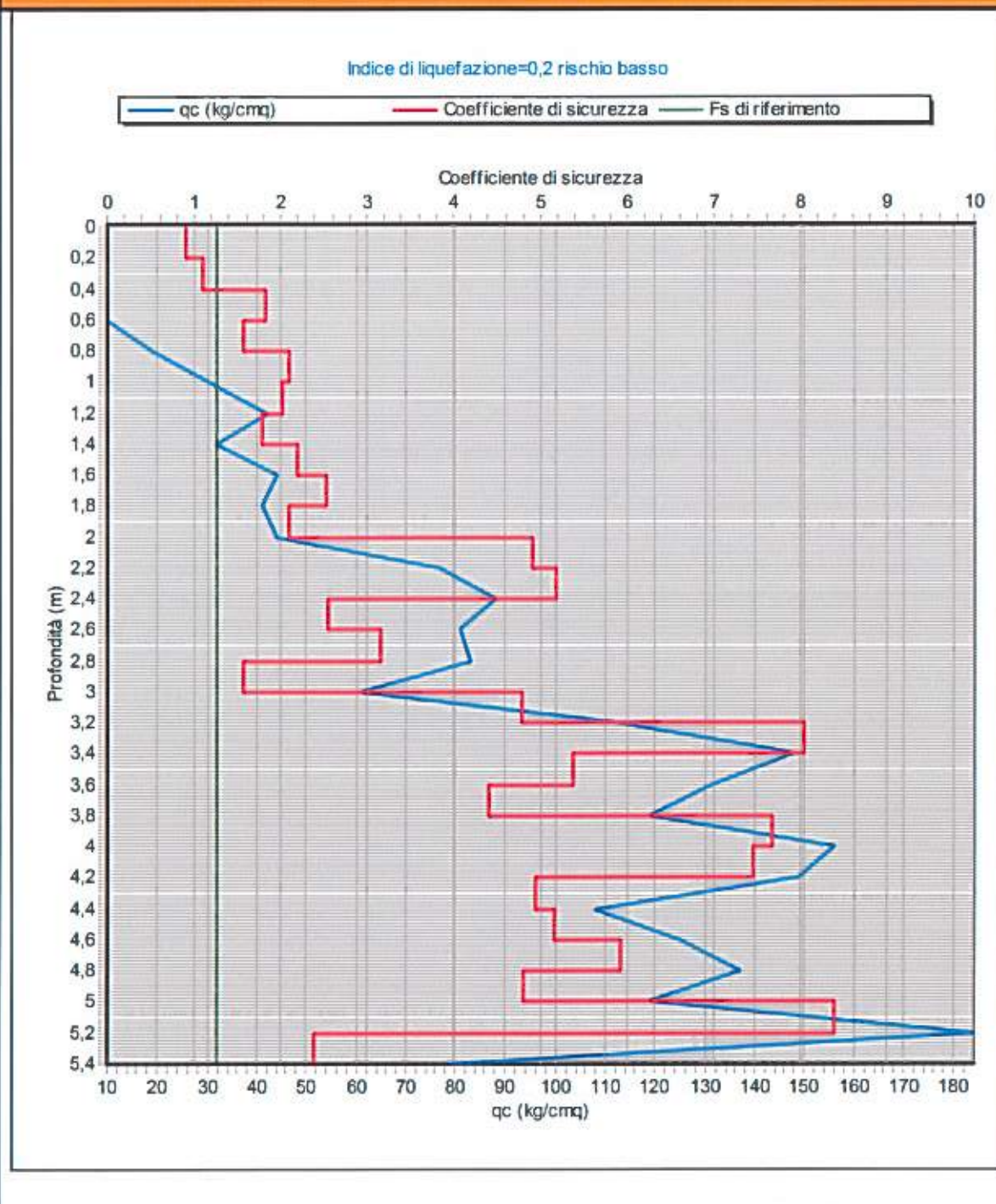
Località: Marebello (RN)

Descrizione: Verifica alla Liquefazione

Note: Prova CPT 2 Parco

Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.... del ...

Firma:



Studio di Geologia e Geotecnica di Edo Bianchi

Via salita Ponchielli, n°2-61013 - Mercatino Conca - PU-0541.972203

Committente: Studio Tasini

Località: Marebello (RN)

Descrizione: Verifica alla Liquefazione

Note: Prova CPT 3 Parco

Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
0,2	20	0,6	1,95	0,214	0,422	4,36
0,4	29	0,87	1,99	0,213	0,328	3,39
0,6	25	1	1,96	0,213	0,232	2,41
0,8	32	0,93	1,98	0,213	0,217	2,26
1	33	1	1,99	0,212	0,211	2,19
1,2	37	0,93	0,99	0,222	0,201	1,99
1,4	42	1,2	1	0,24	0,254	2,34
1,6	37	1,13	1	0,254	0,221	1,92
1,8	48	1,8	1,02	0,266	0,385	3,19
2	69	2,73	1,05	0,277	0,743	5,93
2,2	102	1,13	1,06	0,285	0,654	5,06
2,4	124	1	1,06	0,293	1,014	7,64
2,6	89	1,53	1,02	0,299	0,513	3,79
2,8	102	1	1,04	0,305	0,515	3,73
3	97	0,53	1	0,31	0,426	3,03
3,2	95	2,07	0,99	0,315	0,606	4,24
3,4	76	1,07	0,98	0,319	0,292	2,02
3,6	74	1,2	0,098	0,326	0,297	2,01
3,8	50	0,93	0,99	0,332	0,186	1,24
4	56	1,33	1	0,335	0,253	1,67
4,2	43	1,07	0,96	0,337	0,197	1,29
4,4	65	1,33	0,92	0,34	0,266	1,73
4,6	44	0,8	0,95	0,343	0,159	1,02
4,8	46	1	0,96	0,345	0,186	1,19
5	59	1,2	0,95	0,347	0,228	1,45
5,2	79	2,13	0,96	0,349	0,438	2,77
5,4	133	0,93	0,99	0,35	0,542	3,42
5,6	168	1,47	1	0,352	0,968	6,07
5,8	130	3,4	1,01	0,353	0,986	6,16

Profondità tetto falda(m): 1

Profondità base falda(m): 5,8

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0,329

Magnitudo di riferimento= 5,9

Indice di liquefazione=0,0 rischio molto basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2,21

$F_s = MSF \times R / T$



Committente: Studio Tasini

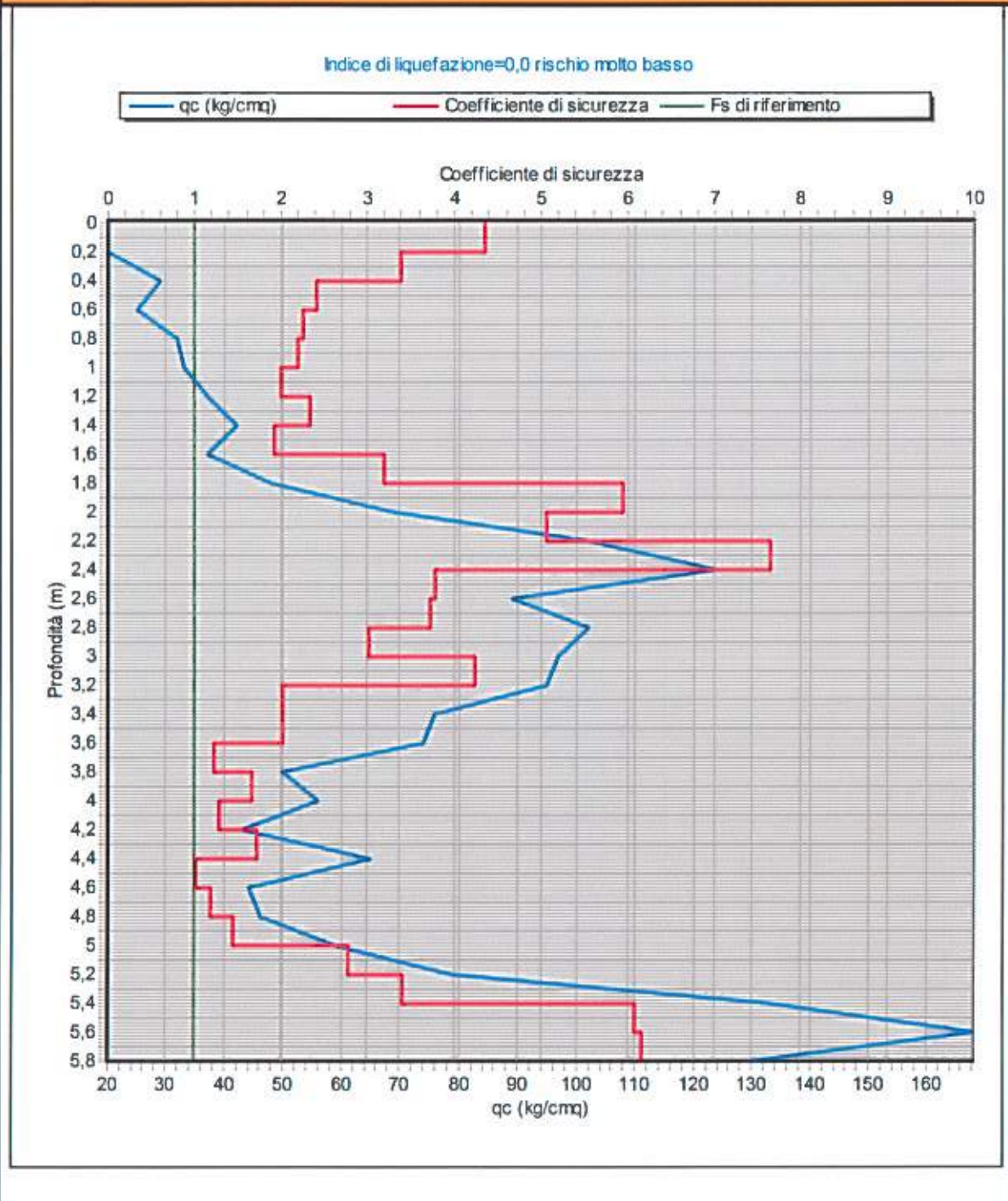
Località: Marebello (RN)

Descrizione: Verifica alla Liquefazione

Note: Prova CPT 3 Parco

Sigla: ...

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.... del ...

Firma:

Appendice 1:

SONDAGGI PENETROMETRICI STATICI (CPT)

TAVOLA 3

Planimetria con valutazione dei
cedimenti permanenti post-sismici
su ogni verticale di prova

Elaborato in scala 1:2'000

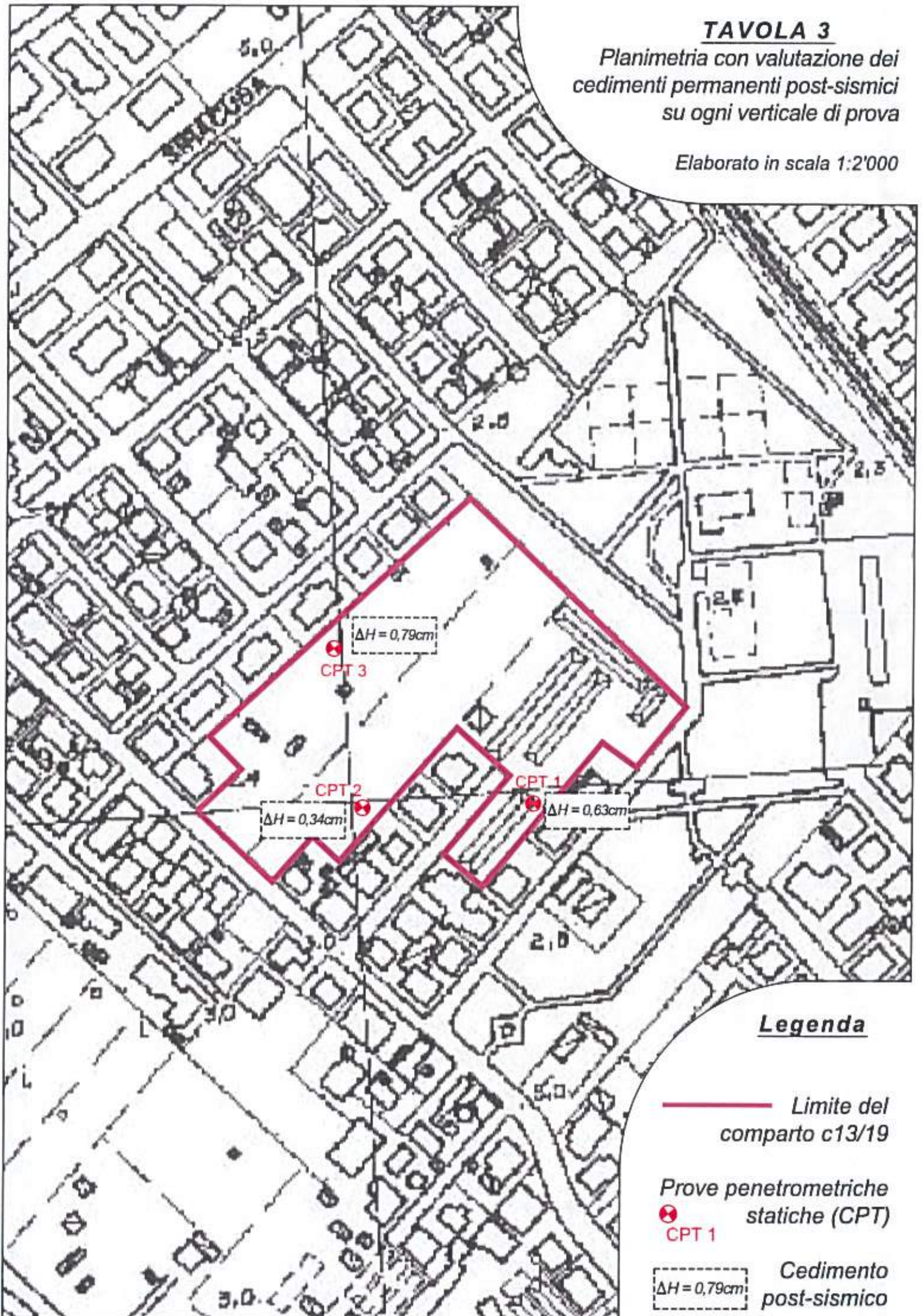


TAVOLA 2
*Planimetria con valutazione
dell'indice del potenziale di
liquefazione (I_L)*

Elaborato in scala 1:2'000

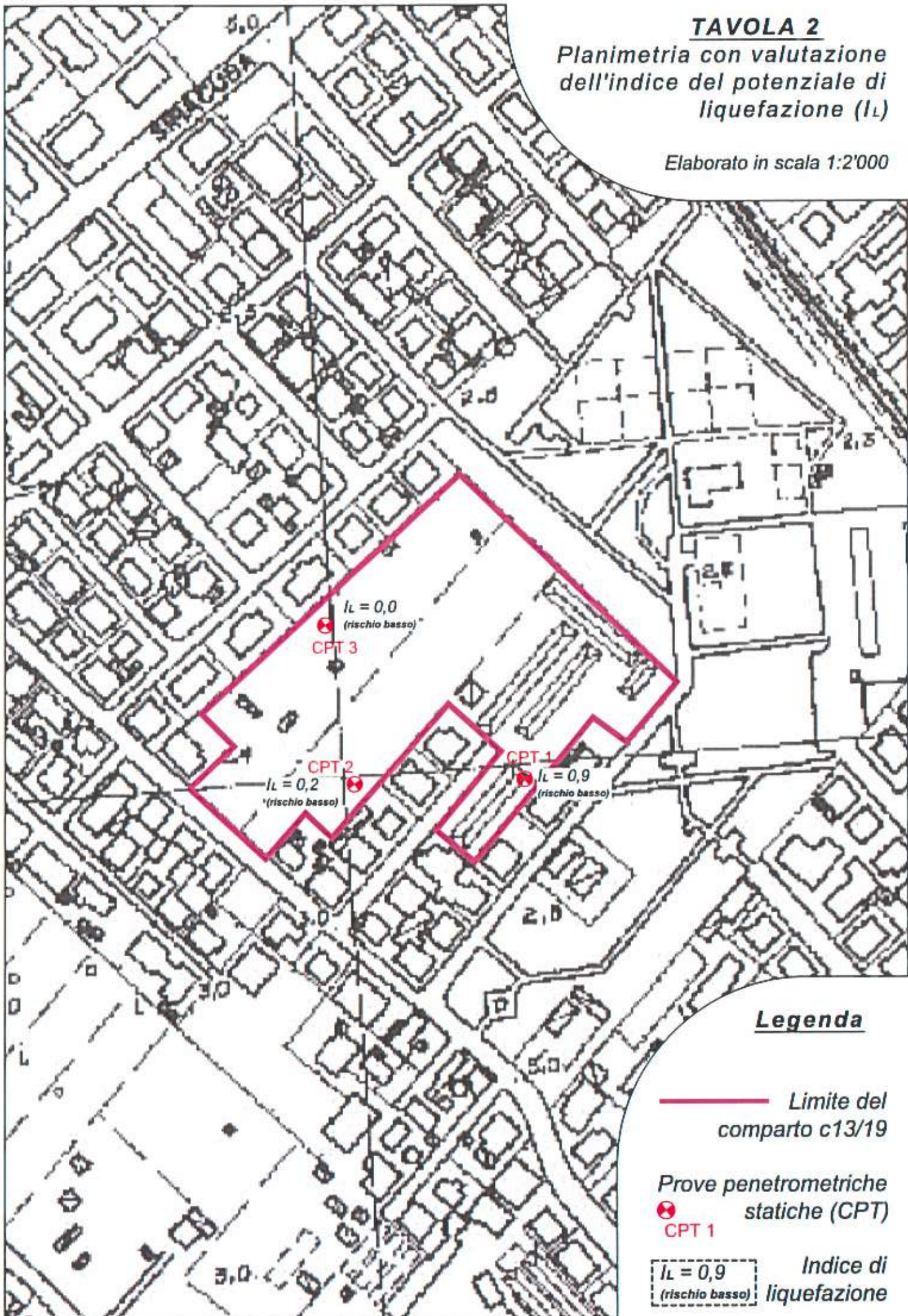
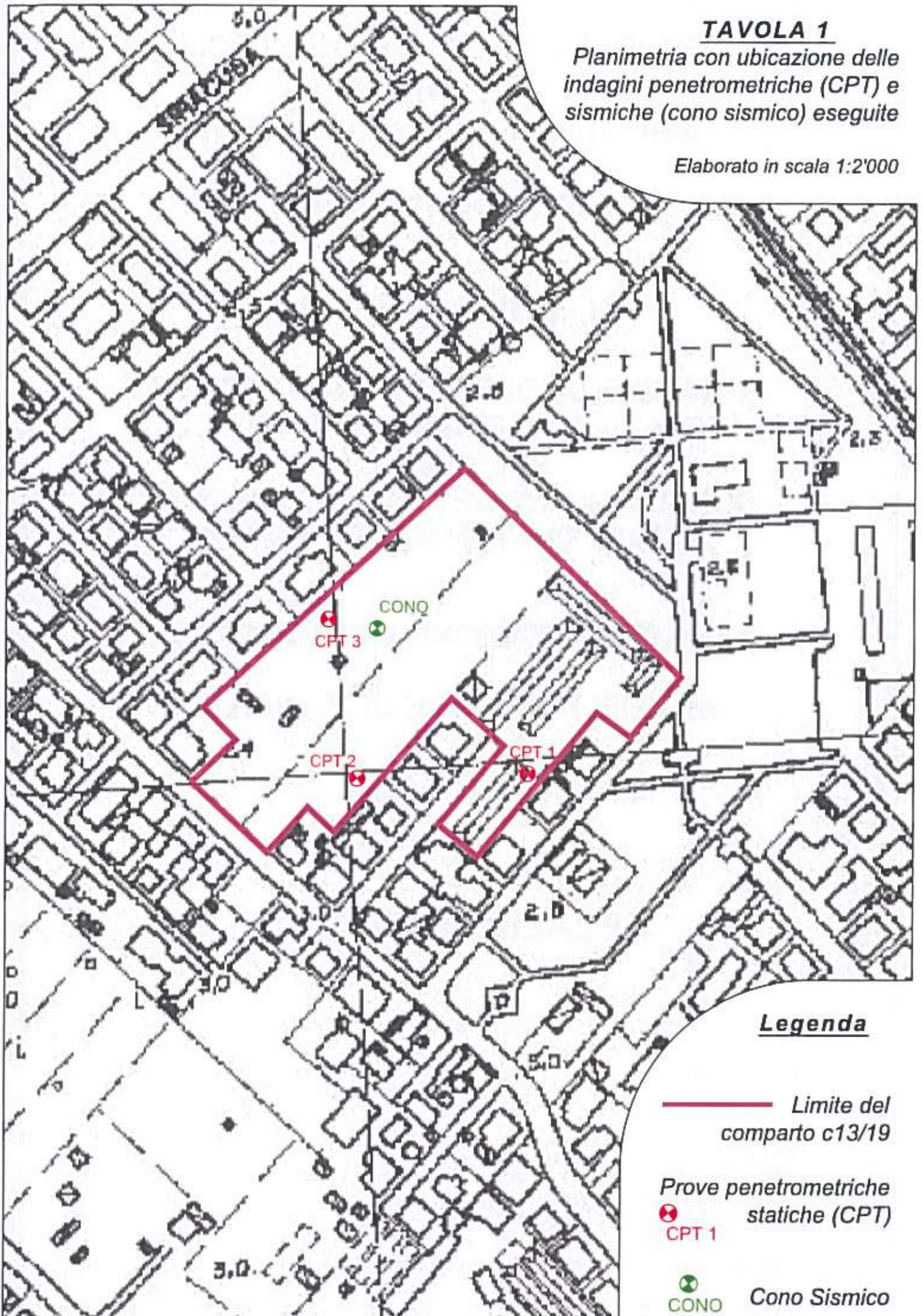


TAVOLA 1

*Planimetria con ubicazione delle
indagini penetrometriche (CPT) e
sismiche (cono sismico) eseguite*

Elaborato in scala 1:2'000



STUDIO DI GEOLOGIA E GEOTECNICA
Via Salita Ponchielli, 2
Mercatino Conca - 61013 (PU)

Dott. EDO BIANCHI

COMUNE DI RIMINI

INDAGINE GEOLOGICO - GEOTECNICA
RELATIVA AL PIANO URBANISTICO
PREVENTIVO
SCHEDA DI PROGETTO 13.90 "PARCO"
SITO IN VIA TOMMASEO - RIMINI

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI SITO
ANALISI PUNTUALE DI 3° LIVELLO

RELAZIONE TECNICA

Data: 21 dicembre 2009

Archivio 883.2/2009

883.2-Relazione tecnica.doc

Impresa esecutrice:



PROGEO S.r.L.
Via Talete 10/8
47100 Forlì
tel. 0543/723580
fax. 0543/721486
Email: mail.progeo@gmail.com
Web: www.progeo.info



Il Direttore Tecnico per l'impresa:

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. MICROZONAZIONE SISMICA.....	4
2.1. Indicazioni sui livelli di analisi	5
2.2. Risposta sismica locale	6
3. ANALISI GEOLITOLOGICA E MORFOLOGICA LOCALE	6
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
4.1. Indagini meccaniche	11
4.2. Indagini geofisiche	12
4.2.1. Prova penetrometrica sismica ("cono sismico")	14
4.2.2. Indagini di sismica passiva - metodologia HVSR	22
5. RISULTANZE INDAGINI SISMICHE.....	27
6. ANALISI MICROSISMICA.....	31
6.1. Risposta sismica locale	31
6.2. Parametrizzazione geotecnica di sito.....	33
6.3. Analisi sismica puntuale.....	34

COMUNE DI RIMINI

STUDIO DI GEOLOGIA E GEOTECNICA Via Salita Ponchielli,2 Mercatino Conca – 61013 (PU)

INDAGINE GEOLOGICO - GEOTECNICA RELATIVA AL PIANO URBANISTICO PREVENTIVO SCHEDA DI PROGETTO 13.90 "PARCO" SITO IN VIA TOMMASEO NEL COMUNE DI RIMINI

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DI SITO ANALISI PUNTUALE DI 3° LIVELLO

1. INTRODUZIONE

Per lo studio del sito in esame localizzato in via Tommaseo - Miramare di Rimini (vedasi immagine alla pagina seguente e planimetria in fig. 1), con finalità di microzonazione si sono applicate le procedure definite nella delibera dell'Assemblea legislativa progr. N° 112 – oggetto n° 3121 del 2 maggio 2007 – "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

A questo scopo è stata effettuata una campagna di indagini geofisiche, ad integrazione delle indagini geognostiche in precedenza realizzate, consistenti in:

- n° 1 prospezione mediante "Cono sismico";
- n° 5 misure di rumore sismico (tecnologia HVSR).

Dalle indagini realizzate è stato possibile ottenere una caratterizzazione sismica del sito consistente in una valutazione aerale degli spessori degli orizzonti litologico/geofisico presenti, della loro parametrizzazione dinamica oltre alla determinazione delle frequenze naturali dei terreni.

Sulla base di tali dati è stato poi possibile applicare le metodiche relative agli studi di microzonazione sismica di 2° e 3° livello pertinenti alla realizzazione dell'opera in oggetto sviluppando una analisi numerica puntuale per l'ottenimento dello spettro di risposta del sito e del Fattore di Amplificazione.



Sito di indagine

2. MICROZONAZIONE SISMICA

Sinteticamente la metodica qui espressa prevede tre livelli di approfondimento con grado di dettaglio in ordine crescente. I primi due sono fondamentalmente sempre cogenti con le opportune differenze in funzione della zona sismica di appartenenza (come indicato nell'atto di indirizzo) mentre il terzo livello è obbligatorio in fase di progettazione sia quando con il 2° livello si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale per gli scenari di pericolosità sismica locale caratterizzati da elevati effetti di amplificazione sia per scenari di pericolosità sismica locale determinati da instabilità, cedimenti, liquefazione o contatti stratigrafici e/o tettonici tra litotipo con caratteristiche fisico-meccaniche particolarmente differenziate.

Il 3° livello è inoltre obbligatorio qualora l'opera in progetto prevede affollamenti significativi, industrie con attività sensibili per l'ambiente ed opere pubbliche e/o private la cui interruzione o difetto possa provocare situazioni di emergenza o sospensione di servizi essenziali.

La procedura messa a punto dalla normativa fa riferimento ad una sismicità di base caratterizzata da un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) e può essere implementata considerando altri periodi di ritorno.

Rientra tra le normative considerate in questo lavoro, e finalizzata alle nuove costruzioni, la recente **"NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"** (D.M. del 14 gennaio 2008 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30).

2.1. Indicazioni sui livelli di analisi

Il **1° livello** consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di analisi e trova le sue fondamenta nell'osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti.

Il metodo di natura empirica permette di localizzare quelle zone dove gli effetti prodotti dall'azione sismica sono prevedibili con sufficiente attendibilità sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta di dati e indagini ivi realizzate.

Queste sono, oltre alla cartografia topografica e geologica, anche le risultanze di indagini geognostiche, di laboratorio e geofisiche già svolte e saranno utili alla definizione delle condizioni locali.

Il **2° livello** permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi e l'individuazione, nell'ambito degli scenari qualitativi suscettibili di amplificazione, di aree in cui la normativa nazionale risulta sufficiente o insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, la disponibilità di una documentazione più specifica e di maggiore dettaglio per la caratterizzazione geologico-tecnica e geomorfologica dell'area oggetto di studio; è necessario inoltre caratterizzare il sottosuolo attraverso prove geotecniche (perforazioni, trincee esplorative e prelievo di campionamenti rappresentativi e indisturbati) e indagini geofisiche.

Per le analisi di 2° livello si distinguono 3 tipi di approccio geofisico:

- **metodi basati sulla distinzione delle velocità delle onde di taglio** (relazioni empiriche che permettono di quantificare l'amplificazione generata da un deposito in funzione delle sue proprietà geofisiche), in cui vengono proposte diverse relazioni tra le quali quella di Shima (1978), quella di Midorikawa (1987), quella di Joyner and Fumal (1984) e quella di Borchardt et alii (1991);
- **metodi basati sulla classificazione dei depositi** (determinazione degli spessori, della successione degli strati e del relativo stato di addensamento o di consistenza);
- **metodi basati sulla misura dei microtremori** (utilizzo dei metodi di Konai and Tanaka, 1961 e di Nakamura, 1989).

Il **3° livello** permette la caratterizzazione quantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, una caratterizzazione più approfondita ed accurata dell'area in esame, ottenuta per mezzo di specifiche indagini geologiche e geotecniche in sito ed in laboratorio. La differenza sostanziale con i precedenti livelli di approfondimento consiste nella diretta definizione dei parametri meccanici dei terreni. Il metodo permette la valutazione degli effetti di sito per una determinata area, indipendentemente dalla geometria superficiale e profonda presente.

2.2. Risposta sismica locale

Con il termine di risposta sismica locale si intende quell'insieme di modifiche che un moto sismico generato ad una determinata profondità subisce attraversando gli strati sovrastanti fino alla superficie (fig.1).

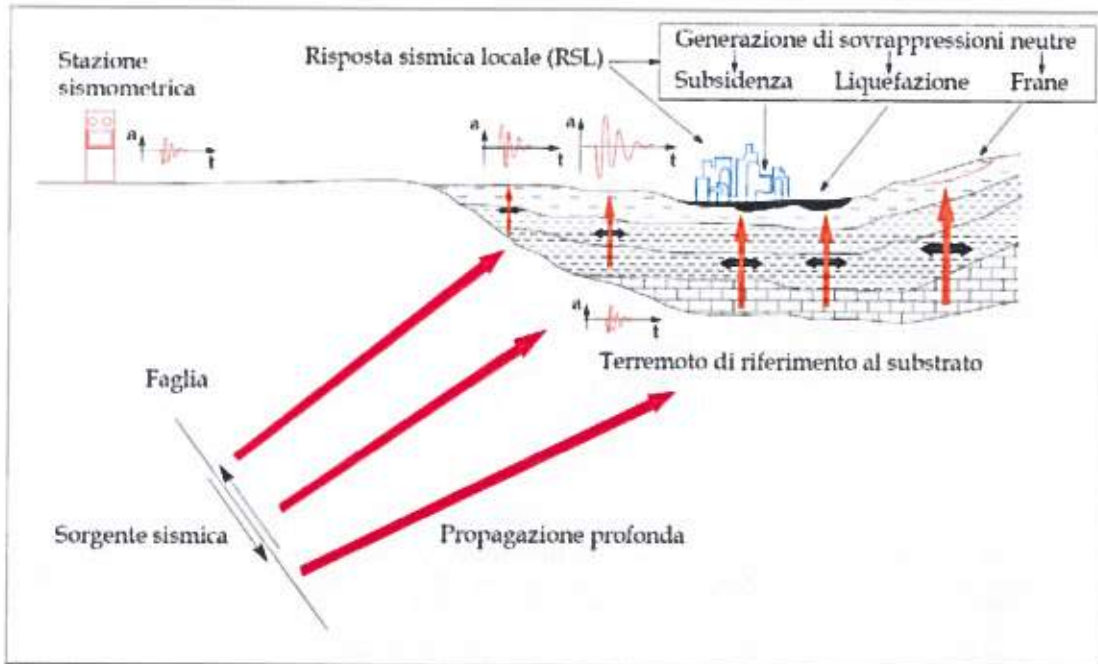


Fig. 1 Propagazione di un evento sismico con delle problematiche geotecniche di sito

Per giungere alla determinazione della risposta sismica locale (2° - 3° livello) un sito deve essere sottoposto a specifiche indagini di dettaglio finalizzate alla definizione di tutte le proprietà puntuali che la caratterizzano.

Queste indagini riguardano in particolare la definizione dei seguente aspetti:

1. Stratigrafia delle formazioni superficiali con dettagliata definizione dei contatti tra di esse;
2. Profili di velocità delle onde sismiche;
3. Caratteristiche meccaniche dei terreni delle formazioni superficiali con particolare riferimento al loro comportamento sotto l'azione di cariche ciclici e dinamici

3. ANALISI GEOLITOLOGICA E MORFOLOGICA LOCALE

L'area oggetto di studio è posta tra via Tommaseo e via Matera.

E' posta alla quota altimetrica media di 2.3 m s.l.m. sulla vasta piana litoranea in prossimità della costa ed è litologicamente rappresentata da depositi in prevalenza marini o di transizione tra le varie fasi trasgressive-regressive.

Data la morfologia pianeggiante non si riscontra alcuna evidenza di fenomeni gravitativi.

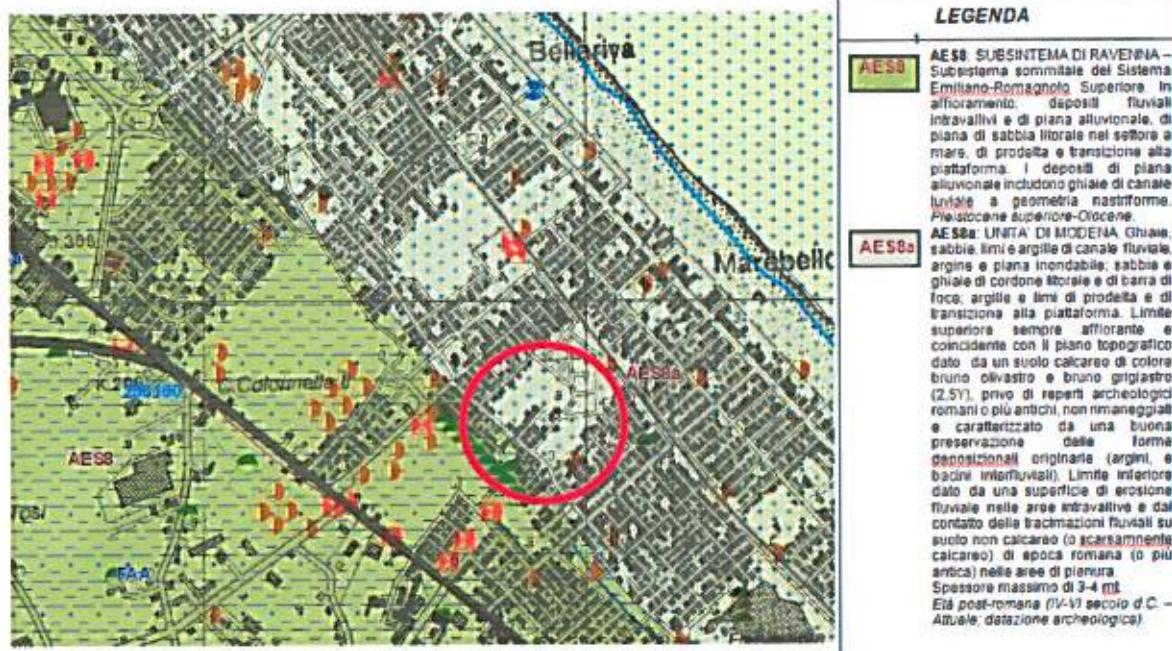
Allo scopo di realizzare l'analisi numerica di 3° livello è necessario inquadrare il sito sotto l'aspetto geolitologico raccogliendo in maniera organica le informazioni bibliografiche riferite ad indagini nell'area ed alla cartografia pubblica già esistente.

A questo scopo si è utilizzata la banca dati della Regione Emilia-Romagna (<http://geo.regione.emilia-romagna.it>) dal quale estrarre cartografie ed indagini pregresse.

Dal punto di vista geologico l'area è rappresentata da depositi alluvionali-marini costituiti in copertura da depositi di spiaggia recente (sabbie e sabbie limose ben addensate) a cui seguono depositi alluvionali (argille limose inorganiche e limi argillosi da mediamente compatti a compatti), localmente possono rilevarsi depositi eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi.

Questo sistema litologico è cartografato dalla regione Emilia-Romagna come Unità di Modena (AES8a) di cui si riporta l'estratto nella figura sottostante.

Carta geologica



Per quanto attiene alla caratterizzazione geolitologica degli orizzonti più profondi si è fatto riferimento alla sezione geologica profonda n° 59 (oltre alla 21 e 97) ricostruita dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna nell'ambito del progetto CARG e degli studi di geologia del sottosuolo della costa emiliana-romagnola; l'ubicazione delle sezioni indicate è riportata nell'immagine seguente.

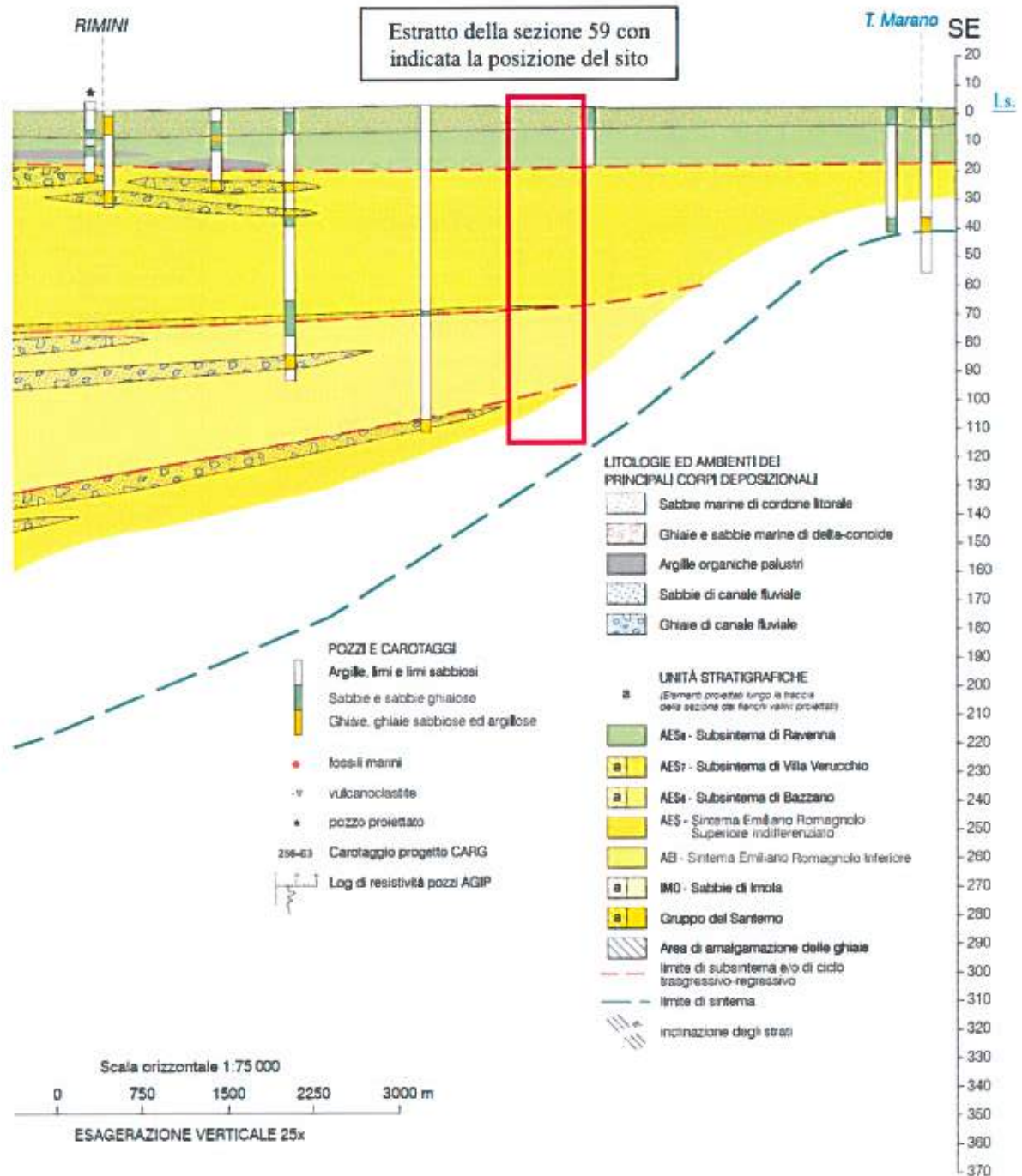
http://geo.regione.emilia-romagna.it/sezioni_geo/viewer.htm?Title=Servizio%20Geologico%20Sismico%20e%20del%20Suppli



La sezione n° 59 è prodotta a circa 100 m ad est del sito di cui è riportato uno straglio della tavola.

Sono presenti inoltre alcuni sondaggi profondi, purtroppo a circa 4 km verso nord per cui ritenuti inutilizzabili ai fini della zonazione se non per ottenere informazioni a riguardo di una stratigrafia areale.

Alla pagina seguente è riportata la sezione 59 con indicato il tratto relativo al sito e si rileva che è stata realizzata una ricostruzione geolitologica fino a circa 120 m.



La serie locale sarebbe rappresentata quindi da una successione di unità per circa 20 m di AES8, a cui segue AES7 fino a circa 60-70 m per proseguire con AES6-AEI fino a circa 120 m per poi passare alla formazione basale delle sabbie di Imola.

La successione neogenico-quadernaria è così descritta nei termini principali.

AES8 - SUBSISTEMA DI RAVENNA

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Pleistocene superiore-Olocene

AES7 - SUBSISTEMA DI VILLA VERUCCHIO

Depositi alluvionali terrazzati dati da ciottoli, sabbie e limi. Nella valle del F. Marecchia ghiaie di canale fluviale prevalenti (piana intravalliva e conoide alluvionale) organizzate in un solo ordine di terrazzo con inclinazione di c.a. 10 per mille. Limite superiore dato da un suolo non calcareo spesso fino a 2 m di colore bruno scuro e bruno rossastro. Limite inferiore dato, in affioramento, da una superficie di erosione fluviale che incide AES6 ed i depositi marini. Spessore massimo circa 10 m in affioramento e 80 m nel sottosuolo della pianura. Pleistocene medio-superiore

AES6 - SUBSISTEMA DI BAZZANO

Depositi alluvionali terrazzati dati da ciottoli, sabbie, limi ed argille. Nella valle del F. Marecchia ghiaie di canale fluviale passanti a limi ed argille di origine fluviale e/o eluvio-colluviale di versante (piana intravalliva e conoide alluvionale) organizzate in un solo ordine di terrazzo. Limite superiore coincidente, in affioramento, con il piano topografico e dato da 2 suoli non calcarei sovrapposti. Spessore complessivo del fronte di alterazione di 5-6 m. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale che incide, in discordanza, i depositi marini sottostanti. Spessore massimo 10-15 metri in affioramento e circa 60 m nel sottosuolo della pianura. Pleistocene medio

IMO - SABBIE DI IMOLA

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150 m nel sottosuolo. Pleistocene medio

Dal punto di vista geotecnico le caratteristiche di questi materiali, nel complesso della colonna stratigrafica, possono rappresentarsi sufficientemente omogenei con una tendenza alla medio consistenza ed alla riduzione dell'Indice di Plasticità in profondità.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1. Indagini meccaniche

Sul sito è stata eseguita una campagna geognostica nella quale si sono eseguite n° 3 penetrometrie statiche mentre sono stati rilevati dalla bibliografia n° 2 sondaggi a 350 dal sito in direzione nord.

L'indagine geognostica ha consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame e le caratteristiche meccaniche del terreno delle quali si è prodotto un estratto nella tabella seguente significativo ed indispensabile per l'analisi numerica di 3° livello.

ORIZZONTE SUPERFICIALE

LIT.	Profondità Da mt a mt	Descrizione	Vs m/sec	γ t/mc	P.I.	G _{dln} Kg/cmq	ν
V	da 0.00 a 6.0	Livello superficiale Sabbie – sabbie limose di accumulo alluvionale/marino, in sup. terreno vegetale e/o di riporto antropico; caratteristiche meccaniche variabili e generalmente scadenti.	100-200	1.51-1.91	-	190-720	0.44-0.48
A	Da 6.0 a 35.0	Argille limose e/o limi con argille di origine alluvionale/marina, mediamente consistenti, con caratteristiche geotecniche sufficienti-discrete e a contenuta compressibilità. Presenza occasionale di limitati livelli a maggiore contenuto sabbioso, argille maggiormente compatte e/o strutture di paleovalve di canali secondari a granulometria più grossolana.	145-260	1.90-2.10	25	450-1450	0.49

ORIZZONTE PROFONDO

LIT.	Profondità Da mt a mt	Descrizione	Mod. Reduction Curve (G/γ e D/γ)
LS	Da 35.0 a 105.0	Limi con argilla sabbiosi	Clay-P.I.=10-20 (Sun et Al.)
G	Da 105.0 A 110.0	Ghiaie e sabbie	Gravel (Seed et Al.)
LS	Da 110.0 a 145.0	Limi con argilla sabbiosi	Clay-P.I.=10-20 (Sun et Al.)
IM O	Da 145.0	Substrato Formazionale marino – Sabbie di Imola (Unità stratigrafica IMO) Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei	Rock (Idriss)

4.2. Indagini geofisiche

A seguito dell'entrata in vigore della nuova normativa antisismica occorre caratterizzare e classificare i terreni locali, specialmente in relazione a particolari ed importanti opere d'arte, qualora esse ricadano in zone a rischio sismico.

Nel particolare, l'oggetto della norma qui di seguito riportata, disciplina la progettazione e la costruzione di opere d'arte soggette ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su opere esistenti soggette al medesimo tipo di azioni sismiche.

Ai § "Categorie di suolo di fondazione" si fa espresso riferimento ad indagini sismiche allo scopo di classificare il suolo di fondazione sulla base del valore di $V_{s,30}$ cioè del valore medio della velocità delle onde di taglio fino a 30 metri di profondità e comunque fino alla profondità significativa.

Riportiamo di seguito il paragrafo 3.2.2 del D.M. del 14 gennaio 2008.

AZIONE SISMICA

Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo¹, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) SPT_{30N} nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente c_{u30} nei terreni prevalentemente a grana fina.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme. Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ 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.

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di $NSPT$.

Per la caratterizzazione sismica del sito sono state realizzate le seguenti prove geofisiche:

1. n° 1 CONO SISMICO
2. n° 5 misure di rumore ambientale (Sismica passiva HVSR)

Lo schema planimetrico allegato in coda alla relazione (fig. 1) mostra la posizione delle prove sismiche effettuate.

Queste tecnologie geofisiche utilizzate si presentano della categoria ad alta risoluzione per il Cono sismico mentre la seconda viene utilizzata per valutare sia l'omogeneità strutturale/geofisica dell'area sulla base delle frequenze di risonanza del sito sia per valutare la profondità dell'interfaccia geofisica d'impedenza profonda da utilizzare nel calcolo dell'analisi numerica di 3° livello.

La prova sismica al punto 1 fornisce un log di Vs ad alta risoluzione con possibilità di rilevare con certezza orizzonti di inversione geofisica.

La prova sismica al punto 2 permette di analizzare il sito sotto l'aspetto delle frequenze di risonanza, valutarne l'anisotropia aerale e verticale oltre a definire, con sufficiente approssimazione, la profondità del bedrock geofisico la cui conoscenza è importante per l'analisi numerica puntuale.

4.2.1. Prova penetrometrica sismica ("cono sismico")

Il sistema in oggetto permette di realizzare un'indagine di tipo sismico (tecnica "down hole") complementare alla realizzazione di una prova penetrometrica statica.

Come per la tecnica in foro di sondaggio di tipo down-hole si prevede la misura dei tempi di propagazione delle onde di compressione (P) e di taglio (S) tra il punto di energizzazione in superficie (shot) ed il punto di ricezione mobile in profondità anche se, nel caso del "cono sismico", i singoli valori di velocità sia dell'onda di compressione (per i ricevitori verticali) sia dell'onda di taglio (per i ricevitori orizzontali) vengono determinati, con più dettaglio e solo nel tratto interessato, (ad ogni step di misura e tipologia di energizzazione) per differenza tra i tempi sismici di propagazione fra i due ricevitori posti alle estremità opposte della sonda e non dall'elaborazione (per ogni shot e posizione in foro della sonda ricevente) dell'intero tragitto dalla superficie al ricevitore.

4.2.1.1 Sorgente di energia

Nei pressi della verticale di misura, mediante l'utilizzo di un piccolo pendolo d'acciaio che sollecita un incudine reso solidale al terreno, è stato generato ad ogni step di misura (ogni metro) un treno d'onda polarizzato sia orizzontalmente sia verticalmente.

Infatti, per effettuare le operazioni di acquisizione dati, è necessario utilizzare una sorgente di energia a polarizzazione verticale ed orizzontale: con la prima si generano onde di compressione P mentre con la seconda onde di taglio Sh.

Nel caso in esame si è scelta una sorgente di energia che potesse garantire una buona risposta sismica in alta frequenza oltre a caratteristiche dinamiche ripetitive similari; il generatore usato e denominato "Hammer Blow" è rappresentato da un maglio di 8 Kg usato da un operatore e lasciato cadere con forza da circa 2 m su una piastra di acciaio per la generazione delle onde di compressione ed orizzontalmente, colpendo un supporto solidale per attrito radente al terreno, (trave in legno con sopra un autocarro) per quelle di taglio.

4.2.1.2. Apparato di ricezione

E' stata utilizzata una sonda originale Progeo realizzata in acciaio temprato nella quale sono inseriti, ed opportunamente isolati dal corpo della sonda stessa, due coppie di ricevitori (orizzontali e verticali) interspaziate di 1 metro l'una dall'altra (totale 4 ricevitori).

Importante notare che i ricevitori, essendo montati in appositi alloggiamenti isolati acusticamente dal resto della sonda (vedasi dettaglio nell'immagine alla pagina seguente), permettono di ricevere l'energia proveniente dal terreno sollecitato e non quella che si propaga lungo l'asta penetrometrica di infissione.

È possibile perciò, per ogni ordinata di penetrazione (step di misura), determinare per differenza tra i tempi sismici di propagazione (Δt) fra i due ricevitori posti alle estremità opposte della sonda, i singoli valori di velocità sia dell'onda di compressione (per i ricevitori verticali) sia dell'onda di taglio (per i ricevitori orizzontali).



4.2.1.3. Operazioni di campagna

E' stata realizzata dapprima la prova penetrometrica statica in modo normale come da consuetudine, ultimata la quale sono state estratte tutte le aste, dopodichè è stata ripetuta la prova infiggendo la "punta sismica" originale Progeo di nuovo nel terreno nella stessa verticale e fino alla profondità raggiunta in precedenza.

Ad ogni stop di infissione (metro) è stata eseguita una misura geofisica di energizzazione e ricezione dell'energia sismica delle onde di compressione e di taglio terminata la quale è stata montata una nuova asta penetrometrica ripetendo le operazioni di emissione e ricezione dell'energia con le stesse modalità fino al termine della prova.

4.2.1.4. *Acquisizione dati*

I tempi di arrivo dell'energia polarizzata sono stati opportunamente registrati mediante l'utilizzo di un P.C. e di un sismografo EG&G Geometrics Geode dotato di estremo dettaglio di campionatura (0.018 millisecc) collegato tramite cavo sismico con la punta di infissione.

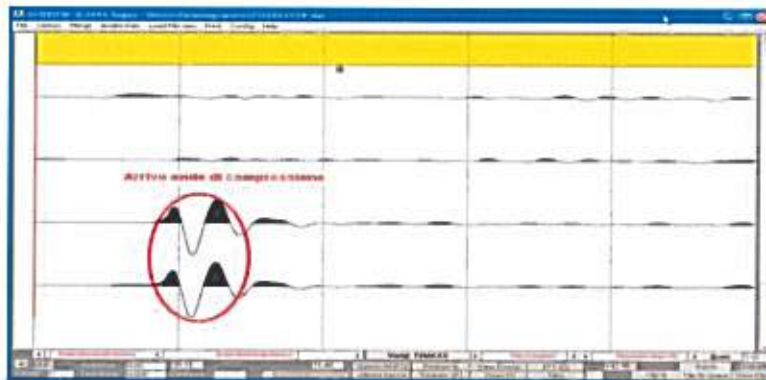
Gli impulsi sismici ricevuti dalla sonda in profondità nel foro sono stati acquisiti ad ogni metro di profondità e, dopo amplificazione, conversione analogico/digitale e filtraggio, trasferiti e registrati su P.C.

I files dei dati sono così realizzati:

canale 1	-	segnale del geofono orizzontale inferiore	(H2)
canale 2	-	segnale del geofono orizzontale superiore	(H1)
canale 3	-	segnale del geofono verticale inferiore	(V2)
canale 4	-	segnale del geofono verticale superiore	(V1)

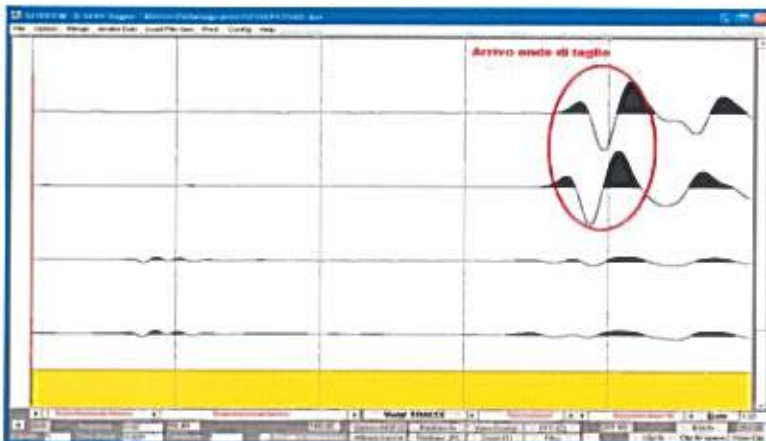
Ad ogni step di misura si sono effettuate due energizzazioni: una ortogonale rispetto alla superficie del piano campagna che ha generato un treno di onde di compressione (P) ed una parallela al piano campagna che ha generato un treno di onde di taglio polarizzate sul piano orizzontale (Sh).

Per ogni energizzazione si è registrato un sismogramma; quindi ci saranno sismogrammi sui quali sarà possibile determinare gli arrivi dell'onda di compressione (P) ed altri sui quali sarà possibile determinare gli arrivi dell'onda di taglio (Sh).



Un sismogramma tipico è rappresentato nell'immagine a lato nella quale si sono evidenziati gli arrivi dell'onda di compressione sui due geofoni verticali.

In tal modo, per ogni step di misura di un metro in profondità, si possono analizzare i first break imputabili all'arrivo dell'onda di compressione (P) sia sul geofono del canale 3 sia sul geofono del canale 4 e per differenza si ottiene il valore della differenza di tempo di percorrenza relativa all'intervallo in oggetto.



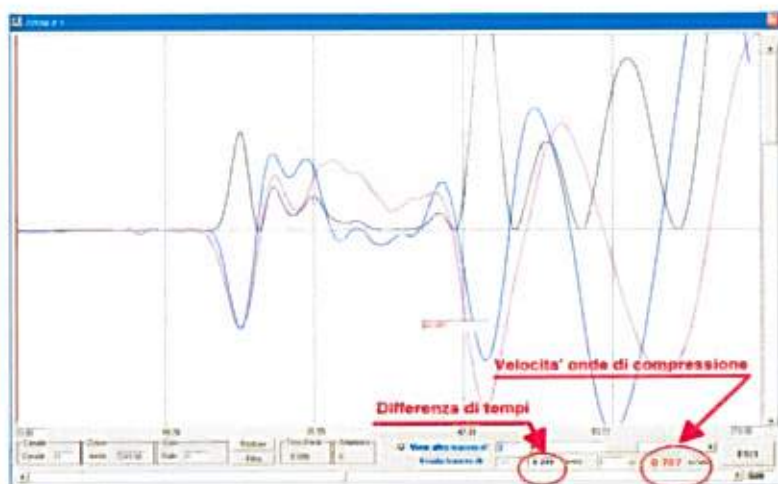
Nell'immagine a lato è rappresentato invece un sismogramma tipico in cui si sono evidenziati gli arrivi delle onde di taglio sui geofoni orizzontali.

Analogamente a quanto esposto sopra, per ogni step di misura di un metro di profondità, si possono analizzare i first break imputabili all'arrivo dell'onda di taglio (S) sia sul geofono del canale 1 sia sul geofono del canale 2 e per differenza si ottiene il valore della differenza di tempo di percorrenza relativa all'intervallo in oggetto.

4.2.1.5. Elaborazione dati

Il procedimento elaborativo dei dati viene sviluppato secondo la tecnica differenziale (cross correlazione).

Infatti, avendo a disposizione una sonda ricevente ("cono sismico") con spaziatura intergeofonica di 1 metro e un ridotto intervallo di campionamento (0.018 millisecondi) consentito dal sismografo EG&G GEOMETRICS GEODE è possibile determinare per partizioni discrete direttamente nel tratto interessato i valori cinematici differenziali.

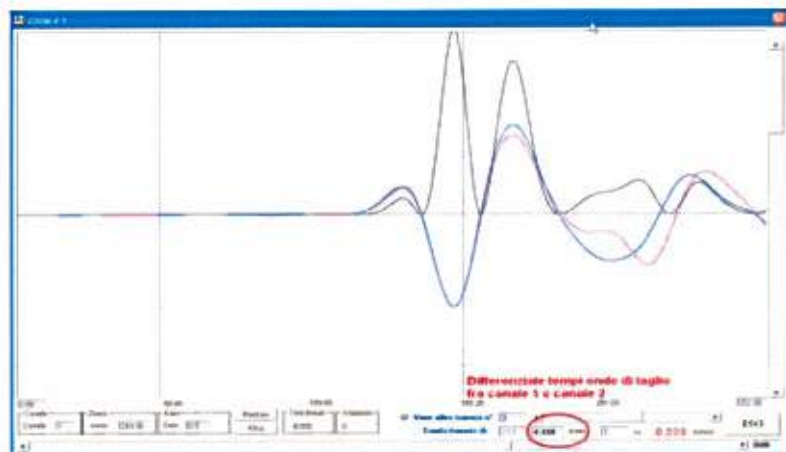


La valutazione dei tempi di arrivo delle onde di compressione e di taglio è stata effettuata mediante Cross Correlazione di cui si riporta un esempio nell'immagine qui di lato.

Tale tecnica viene normalmente impiegata allo scopo di aumentare il grado di affidabilità dei tempi.

Questa metodologia è indicata e sufficientemente precisa per la valutazione dei tempi di arrivo delle onde di compressione P.

Per le onde di taglio S si procede all'analisi dell'inversione delle tracce sismografiche individuando quale sia il primo arrivo dell'onda di taglio (inversione di polarità), poi si affina la ricerca mediante Cross Correlazione (applicando la metodologia proposta da Willis e Toksoz -1983-) e si determina così il valore del tempo differenziale fra le due tracce omologhe.



Una volta individuato il primo arrivo dell'onda di taglio (con procedura analoga per le onde di compressione) si procede con una serie di passaggi di Cross Correlazione a finestre variabili tra le varie tracce allo scopo di individuare la massima rassomiglianza tra gli arrivi omologhi e determinare la massima verosimiglianza tra le tracce.

Tale tecnica in pratica consiste nel valutare il "ritardo" di arrivo dell'onda di compressione e/o di taglio fra il geofono inferiore e quello superiore valutando unicamente su base sismografica il valore di tempo che intercorre fra i due arrivi; nell'immagine qui sopra è riportato un esempio di tale tecnica elaborativa.

4.2.1.6. Elaborazione dei log di Vs, Vp e dei Moduli Elastici Dinamici

Dopo aver inserito nel programma elaborativo le geometrie di ricerca (distanza punto di energizzazione in superficie, coordinate della sonda in profondità) ed elaborato per ciascun canale di ricezione i tempi di arrivo dell'energia sismica prodotta dalla superficie topografica e registrata sulla verticale del punto di indagine secondo la tecnica differenziale (cross correlazione), sono state realizzate tabelle e diagrafie (per step di misura di metro) relative ai parametri sismici cinematici Vp e Vs ed ai corrispondenti moduli elastici dinamici che si possono ottenere dalle interrelazioni che collegano le velocità delle onde di compressione e quelle di taglio.

Infatti, per la caratterizzazione del sito e del terreno in esame, specialmente in termini di deformabilità dei materiali in associazione ai dati geotecnici e/o di prove di laboratorio su campioni prelevati nei sondaggi geognostici, può essere opportuno fornire al Committente altri parametri (oltre ai singoli valori di velocità sismica) che la prova penetrometrica con "Cono sismico" è in grado di fornire contemporaneamente alla rilevazione delle velocità di propagazione delle onde sismiche (Vp e Vs) nel sottosuolo.

Si tratta dei Moduli elastici dinamici del terreno i quali possono contribuire ad una migliore definizione dei carichi e delle spinte da parte del manufatto sul terreno di fondazione.

Attraverso la determinazione sia delle velocità delle onde di compressione sia delle velocità delle onde di taglio è possibile ricavare i seguenti parametri (per ulteriori dettagli si veda, tra i più recenti, "The rock physics handbook – tools for seismic analysis in porous media" di G. Mavko, T. Mukerji e J. Dvorkin, Cambridge University Press, UK, pp. 1-329, 1998):

- Coefficiente di Poisson	(ν)	
- Peso di volume	(γ_{din})	in t/m ³
- Modulo di Elasticità dinamico	(E_{din})	in Kg/cm ²
- Modulo di Taglio dinamico	(G_{din})	in Kgcm ²
- Modulo di Compressibilità dinamico	(K_{din})	in Kgcm ²

Il *Coefficiente di Poisson* (ν), noto come la costante che lega le deformazioni in un corpo, può essere collegato, da un punto di vista bidimensionale, ad uno sforzo di trazione, che causa nel corpo stesso un allungamento in una direzione e un raccorciamento nell'altra, o ad uno sforzo di compressione che, analogamente, determina una contrazione in una direzione e una dilatazione nella direzione opposta.

Tale parametro può presentare un range di variazione compreso tra un massimo di 0.5 ed un minimo di 0; il valore di 0.5 è caratteristico di materiali che si deformano senza cambiamenti di volume (es. acqua), valori leggermente inferiori (0.47 - 0.49) sono tipici di argille o materiali molto saturi; valori inferiori sono indicativi di materiali da poco consolidati a sovraconsolidati.

Per le rocce si presentano range di variazioni molto ampi collegati in particolare sia al grado di fratturazione sia alla presenza di cavità, stratificazioni e litologie e comunque tra (0.46 e 0.20).

In funzione di V_p e di V_s il parametro è definito dalla seguente relazione:

Coefficiente di Poisson
$$\nu = \frac{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}{2 \cdot (V_p^2 - V_s^2)}$$

Il *Peso di volume* (γ_{din}) del terreno può essere indicativamente ricavato, in via empirica, anche dalla velocità delle onde di compressione sulla base della seguente relazione:

Peso di volume
$$\gamma_{din} = 0.51 \cdot V_p^{0.19} \quad (\gamma_{din} \text{ in T/m}^3)$$

Da tale relazione si può ottenere anche la densità geofisica, intesa come:

Densità geofisica
$$\delta_{din} = \frac{\gamma}{g} \quad (g = 9.8 - \text{accelerazione di gravità m/sec}),$$

la quale viene utilizzata come parametro nelle formule per ricavare i moduli di elasticità e di taglio.

Il *Modulo di Young* o di *Elasticità normale* E_{din} , definisce la *deformazione longitudinale* di un corpo, intesa come il rapporto tra l'allungamento (o l'accorciamento) e la lunghezza originale del corpo stesso; in funzione dei valori della velocità delle onde di compressione V_p , della densità geofisica e del coefficiente di Poisson il parametro è definito dalla seguente relazione:

Modulo di Elasticità
$$E_{din} = V_p^2 \cdot \delta_{din} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (E_{din} \text{ in Kg/cm}^2).$$

Il *Modulo di Taglio* o di *Rigidità* G_{din} , definisce invece la *deformazione tangenziale* di un corpo, intesa come l'angolo di cui ruota il corpo stesso in seguito ad uno sforzo di taglio; in funzione dei valori della velocità delle onde di taglio V_s e della densità geofisica il parametro è definito dalla seguente relazione:

Modulo di Taglio
$$G_{din} = \delta_{din} \cdot V_s^2 \quad (G_{din} \text{ in Kg/cm}^2).$$

Infine, il *Modulo di Compressibilità* o *Modulo di Volume* è quel parametro ottenibile se lo sforzo viene applicato tridimensionalmente (lungo tutti i tre assi cartesiani) generando una pressione idrostatica uniforme con la quale si avranno componenti dello sforzo uguali e con deformazione rappresentata da una variazione di volume la quale può essere indicata numericamente dall'inverso del coefficiente di compressibilità; utilizzando i valori

del modulo di elasticità e del coefficiente di Poisson il parametro è definito dalla seguente relazione:

$$\text{Modulo di Compressibilità} \quad K_{\text{din}} = \frac{E_{\text{din}}}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (K_{\text{din}} \text{ in Kg/cm}^2).$$

I moduli dinamici così calcolati risultano comunque sempre più elevati di quelli statici forniti da prove di carico in situ in quanto gli impulsi sismici sono di breve durata e le sollecitazioni ad essi associate sono relativamente modeste e rientrano nel campo delle deformazioni istantanee.

Il modulo di taglio G_{din} , oltre ad essere utilizzato nel campo geotecnico per lo studio delle resistenze al taglio dei materiali detritici e lapidei, viene impiegato nello studio di microzonazioni sismiche in particolare nel calcolo delle seguenti relazioni relative alla valutazione dei parametri caratteristici sia di spessori (H) sia di interfacce stratigrafiche (nel qual caso vengono utilizzati i parametri elastici di G_{din} dei due strati):

$$\text{Rigidità sismica} \quad R = \delta_{\text{din}} \sqrt{\frac{G_{\text{din}}}{\delta_{\text{din}}}} \quad (R \text{ in t/(m}^2 \cdot \text{sec)})$$

$$\text{Periodo proprio} \quad T = \frac{4H}{\sqrt{\frac{G_{\text{din}}}{\delta_{\text{din}}}}} \quad (T \text{ in sec)}$$

$$\text{Rapporto di Impedenza} \quad \lambda = \frac{\delta_{\text{din}1} \cdot G_{\text{din}1}}{\delta_{\text{din}2} \cdot G_{\text{din}2}} \quad (\lambda \text{ adimensionale)}$$

Il modulo di compressibilità K_{din} o di deformabilità volumetrica è confrontabile con quello ottenuto da prove di compressione idrostatica realizzabili mediante prove triassiali non drenate nella fase iniziale del carico (fase elastica) e quindi è comparabile al modulo idrostatico di compressibilità geotecnico B o, inversamente, al coefficiente o indice di compressibilità C_c .

Mediante la prova geofisica con "Cono sismico" potrà altresì essere caratterizzato il sito d'indagine secondo le classi di terreno previste dal **D.M. del 14/01/2008** fino alle profondità raggiunte dalla prova stessa (V_{s30} solo se la prova raggiungerà tale profondità).

4.2.1.7. *Elaborati prova penetrometrica sismica ("cono sismico")*

Nella documentazione cartografica riportata al termine della presente relazione sono presentate in 2 tavole distinte le tabelle numeriche e i grafici (log) relativi ai parametri geosismici e moduli elastici dinamici analizzati.

Nell'ordine e in dettaglio sono riportati in ciascuna delle 2 tavole:

Tabelle

Nella prima tavola è rappresentata la tabella numerica dei parametri geofisici intergeofonici rilevati ogni metro di profondità mediante tecnica differenziale (cross correlazione).

Più in dettaglio, sono riportati in tabella numerica i seguenti dati distinti per colonna:

1. Profondità (m);
2. V_p velocità onde di compressione (m/sec);
3. V_s velocità onde di taglio (m/sec);
4. μ coefficiente di Poisson;
5. γ peso di volume (t/m^3);
6. E_{din} modulo di elasticità dinamico -Young- (kg/cm^2);
7. G_{din} modulo di taglio dinamico (kg/cm^2);
8. K_{din} modulo di compressibilità dinamico (kg/cm^2)

Alla base della tabella è riportata la legenda dei parametri rilevati.

A lato della tabella numerica sono riportati i log di velocità delle onde di taglio (in rosso) e delle onde di compressione (in verde); le scale delle diagrafie sono in m/sec.

Alla base dei log è altresì riportato in un riquadro a parte il valore di V_{s30} , e la categoria di suolo in funzione della classificazione sismica dei suoli D.M. del 14/01/2008.

Grafici

Nella seconda tavola sono rappresentati i grafici dei parametri elastici dinamici relativi ai valori di velocità delle onde di compressione (P) e di taglio (S) nonché ai valori dei moduli elastici dinamici (elasticità o di Young, taglio, compressibilità) e del coefficiente di Poisson; i log dei valori rilevati ogni metro di profondità lungo la verticale del foro sono riportati nel seguente ordine:

- velocità onde P e onde S;
- coefficiente di Poisson;
- modulo di elasticità E_{din} ;
- modulo di taglio G_{din} ;
- modulo di compressibilità K_{din} .

4.2.2. Indagini di sismica passiva - metodologia HVSR

La metodologia, chiamata anche tecnica di Nakamura (1989), è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka (1961).

Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti locali di sito.

La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtrempi (il cosiddetto rumore di fondo registrabile in qualunque momento posizionando un sensore sismico sul terreno) consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato sovrastante su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

Per l'applicazione e l'interpretazione di questa tecnica è fondamentale una buona conoscenza dell'ingegneria sismologica combinata con un background di informazioni relative alle caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche del sito.

Questa tecnica presenta il vantaggio di poter essere adoperata pressoché ovunque, purché siano garantite l'assenza di forti vibrazioni indotte da attività umane nelle vicinanze del punto di misura.

Il metodo è generalmente applicato per studi di microzonazione e per valutare la risposta sismica locale.

Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca SESAME (Site EffectS assessment using **A**Mbient **E**xcitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica H/V spectral ratio (<http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/index.htm>).

La sismica passiva a stazione singola fornisce informazioni sui terreni di indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.

4.2.2.1. Basi teoriche

Le basi teoriche dell'HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D) è abbastanza semplice.

Si consideri un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2).

Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'orizzonte che separa i due strati, e questa una volta riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = V_{p1}/(4h)$$

mentre quella relativa alle onde S è:

$$f_r = V_{s1}/(4h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo, insieme ad una stima della velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto, ma la prassi di usare il rapporto degli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per *a*) il contenuto in frequenza, *b*) la risposta strumentale e *c*) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.

Si rileva inoltre come i microtremori siano solo in parte costituiti da onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolare da onde di Rayleigh (Lachet e Bard, 1994).

Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime e poiché la velocità dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

L'applicabilità pratica della semplice formula sopra riportata relativa alle onde S è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica sia nell'ambito ingegneristico.

Poiché la situazione illustrata è tipica delle coltri sedimentarie sovrastanti basamenti rocciosi, il metodo HVSR è parso immediatamente applicabile alla determinazione dello spessore delle coltri sedimentarie (Ibs-Von Seht e Wohleberg, 1999).

4.2.2.2. Attrezzature e modalità esecutive

La misura prevede la registrazione, senza utilizzo di alcun strumento di energizzazione del terreno, del microtremore sismico ambientale nel dominio del tempo, sulle tre componenti dello spazio attraverso il posizionamento di adeguati strumenti sismometrici costituiti da sensori tridimensionali.

Per queste misure è sconsigliato l'impiego di accelerometri, non sufficientemente sensibili a frequenze inferiori a 1 Hz, né di accelerometri sismologici.

Essendo la stabilità una caratteristica fondamentale non sono impiegabili sismometri broadband con periodo naturale > 20 sec. in quanto richiedono lunghi tempi di stabilizzazione, come non sono raccomandabili sensori con frequenza naturale inferiore alla più bassa frequenza di interesse.

Indicativamente, la frequenza di sito è funzione diretta della vicinanza del bedrock dalla superficie topografica e della rigidità dei materiali.

Per l'installazione lo strumento di misura dovrà essere orientato secondo le direzioni geografiche (E e W) e dovrà essere dotato di bolla sferica per il posizionamento mentre l'accoppiamento con la superficie dovrà essere diretto o assicurato con piedini o puntazze in terreni morbidi.

Bisognerà altresì fare attenzione alla presenza di radici, sottoservizi, vicinanza edifici, vento ecc., in quanto creano disturbo nel segnale H/V inducendo una forte perturbazione a bassa frequenza.

Per uno studio di risposta di sito è consigliabile effettuare almeno tre misure per punto, possibilmente in tempi diversi durante la giornata, da cui derivare il valore di frequenza di risonanza.

La strumentazione di acquisizione presenta le seguenti specifiche:

1. trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (< 1-2 Hz);
2. amplificatori;
3. digitalizzatore;
4. frequenza di campionamento: > 50 Hz;
5. convertitore A/D (analogico digitale) a 24 bit;
6. durata registrazione: >10 minuti;
7. collegamento al tempo GPS per la referenziazione temporale.

4.2.2.3. Elaborazione dati

L'elaborazione dei dati raccolti impiega un software (**Geopsy**) in grado di consentire la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitations, 2005).

Il processing dei dati verte sul rapporto spettrale tra il segnale del sensore verticale e quelli orizzontali operando su finestre di selezione del segnale che dovranno essere non meno di 10 per un segnale complessivo utile non inferiore a 200-400 secondi.

I principali passi del processing sono i seguenti:

1. FFT (incluso il tapering);
2. operatore di smoothing (Konno & Ohmachi);
3. merging dei componenti orizzontali;
4. H/V Spectral Ratio per ogni finestra utilizzata (>10);
5. media degli spettri H/V;
6. valutazione della deviazione standard.

Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali H/V delle varie componenti indicando il massimo del rapporto HVSR nel valore di f_0 – Frequenza/e di risonanza e la sua deviazione standard.

Il certificato finale della prova presenta:

<http://www.geo.uib.no/seismo/REPORTS/SESAME/USER-GUIDELINES/SESAME-HV-User-Guidelines.doc>:

1. i criteri di attendibilità della misura;
2. i criteri di validità del picco di f_0 ;
3. i valori di soglia delle condizioni di stabilità;
4. l'analisi dei criteri in particolare con verifica rispetto alla frequenza del sensore ed alla presenza di rumore di origine industriale;
5. l'interpretazione di f_0 e dello spettro H/V nei termini di caratteristiche del sito.

Per gli scopi e finalità dell'indagine le misure HVSR offrono la possibilità di determinare:

1. valutazione dell'omogeneità del sito rispetto alle frequenze di risonanza;
2. spessori della coltre di copertura.

Frequenze

Per quanto riguarda la mappatura delle frequenze principali di risonanza, tale elaborazione permette di valutare il grado di omogeneità sulla risposta di sito relativamente alle frequenze dei materiali.

L'analisi di queste permette di definire il campo delle frequenze significative di risonanza da utilizzare direttamente nella progettazione degli edifici.

Spessori¹

L'assunzione di base è che, per un modello di sottosuolo monodimensionale (stratificazione piana e parallela) costituito da sedimenti soffici sovrastanti il substrato, la frequenza di risonanza f_r , dovuta alla propagazione di onde S incidenti perpendicolarmente la base del substrato è data dalla relazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)} \quad \text{da cui la frequenza di risonanza } f_r = \frac{1}{T}$$

dove h è lo spessore dello strato di sedimenti e V_s dipende dalla velocità delle onde di taglio al suo interno.

In base a tale relazione, quindi, a partire da valori misurati di f_r e V_s ricavati è possibile stimare lo spessore della coltre sedimentaria di un bacino.

¹ Ibs-von Seht M. and Wohlenberg J. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. Bull. Seism. Soc. Am., 89 (1): 250-259.

Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, QR Railway Tech. Res. Inst., 30: 25-33.

Tuttavia, non essendo sempre presente la misura di V_s come profilo sismico fino al bedrock geofisico, allora si può far riferimento alla relazione di Ibs-von Seht e Wohlenberg (1999).

Poiché l'andamento del log in V_s in terreni sedimentari è principalmente regolato dall'incremento del modulo di rigidezza al crescere della pressione di confinamento e quindi della profondità, a partire dai valori di V_s per la porzione più superficiale del terreno, è possibile estrapolare l'andamento delle V_s a profondità più elevate tramite l'impiego di relazioni empiriche.

A questo scopo, Ibs-von Seht e Wohlenberg (1999) suggeriscono la seguente funzione:

$$V_s = V_0(1 + Z)^a$$

dove V_0 è la velocità al tetto dello strato ed a un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione ecc.).

Questa relazione, combinata con la precedente, consente infatti la stima dello spessore della coltre di sedimenti soffici:

$$Z = \left[\frac{V_0(1-a)}{4f_r} + 1 \right]^{1/(1-a)} - 1$$

Nei casi più complessi è possibile invertire le curve HVSR creando una serie di modelli teorici da confrontare con quello sperimentale fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alle curve sperimentali.

Per l'inversione delle curve si può far riferimento alle procedure descritte in Arai e Tokimatsu (2004)ⁱⁱ usando il modo fondamentale delle onde di Rayleigh e Love.

Si fa notare che ai fini di questi modelli di V_p e la densità δ dei mezzi sono quasi ininfluenti pertanto i valori di V_{p0} e δ che compaiono nelle tabelle vanno considerati come puramente indicativi.

ⁱⁱ Arai H. e Tokimatsu, 2004. S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum. Bull. Seismol. Soc. Am..., 94, p. 53-63

5. RISULTANZE INDAGINI SISMICHE

La localizzazione delle indagini sismiche effettuate è riportata in fig. 1 in coda alla relazione.

CONO SISMICO

Le risultanze del cono sismico sono espresse nel log di fig. 2 sia come parametri numerici che come log in V_p e V_s , in fig. 3 sono riportati i log dell'insieme dei parametri elastici calcolati.

In base al log della velocità delle onde di taglio si ricavano i seguenti parametri:

$V_{s30} = 190$ m/sec
Categoria C

Schematicamente il sito è rappresentato da un primo strato da 0 a 6 m con $V_{s_{medio}} = 171$ m/sec a cui segue un secondo livello fino a 13 m con parametri decrementali per un $V_{s_{medio}} = 162$ m/sec.

Da 13 m fino a 35 m i parametri assumono costanza con un valore di $V_{s_{medio}} = 212$ m/sec pur mantenendo un limitato scattering determinato dalla stratificazione dei litotipi.

MISURE HVSR

Nel sito in esame sono state realizzate n° 5 misure di noise ambientale con tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) su stazione singola allo scopo di valutare la frequenza di sito.

La posizione delle misure HVSR è riportata nella planimetria della figura 1.

Le misure si sono realizzate nell'area di lottizzazione cercando di mantenere una coerente densità nella raccolta dei dati allo scopo di mappatura areale.

I certificati di prova sono riportati al termine della presente relazione mentre nella tabella sottostante è presentata una sintesi dei dati principali.

E' da notare che tutte le prove mostrano una media attendibilitàⁱⁱⁱ della misura della frequenza di risonanza (i primi tre check dei certificati non sempre sono tutti attivi) mentre risultano medi i criteri di chiarezza per picco HVSR; questo ad indicare che l'inversione della misura del rumore sismico porta ad un sistema geofisico multistrato e non ad una sola interfaccia come confermato dalle prove dirette in sito e dalle stratigrafie profonde

La frequenze dei picchi principali è su valori mediamente bassi ($f < 2.0$ Hz) indice di ridotti contrasti di impedenza superficiali, i primi picchi significativi abbastanza ben individuabili si ritrovano a 1.15-1.25 Hz, 0.60-0.65 Hz mentre esiste una estesa fascia

ⁱⁱⁱ Per l'attendibilità si fa riferimento alle specifiche SESAME (2005)

coalescente verso basse frequenze con media attorno a 0.20 Hz riferibile a rumore prodotto da eventi meteo marini non interessanti per la valutare la situazione locale.

E' da rilevare che tutte le misure presentano un rapporto H/V molto ridotto ($H/V < 2$) per frequenze maggiori di 0.5 Hz indice di un minimo contrasto di impedenza tra i vari orizzonti profondi; questo ha condizionato la scelta del Log di Vs per l'analisi numerica sia nella curva di correlazione al bedrock sia al valore di Vs del bedrock.

Nelle figure 4-8 sono riportate tutte le misure HVSR effettuate, sulla fig. 9 è presente la sintesi complessiva delle misure HVSR dove nel grafico in alto sono riportati tutti gli spettri con evidenziato quello medio mentre in quello sottostante solo lo spettro medio con indicati i tre valori significativi del sito.

La lettura degli spettri HVSR si basa sull'analisi dei picchi di frequenza distinguendo due range primari:

- 1) con risposta determinata dai sedimenti nei primi 30-50 m quindi mediamente sopra a 1.0 Hz
- 2) con risposta prodotta da interfacce profonde tra 0.1-1.0 Hz.

Al punto 1) si evidenziano negli spettri, nel range di valori da 1.0 a 10 Hz, lievi differenziazioni di sito determinate dalla presenza di una struttura geolitologica abbastanza omogenea con strati a non significativa differenza di impedenza, come peraltro risulta dalla prova del Cono Sismico, ognuno dei quali con caratteristiche di frequenza di risonanza leggermente diversa ma la cui combinazione porta ad una relativa limitata anisotropia di dati e pertanto non definibili.

La tendenza è quella di un non riconoscimento di livelli di impedenza superficiali significativi mediante questa metodologia che abbisogna, al contrario, di netti e definiti orizzonti significativi.

Sopra a 2.0 Hz gli spettri HVSR tendono a ridursi di intensità mostrando leggere coalescenze ma mai picchi netti e tratti con il rapporto $H/V < 1$, indice di probabile presenza di livelli superficiali molto allentati e probabili lenti impacchettate di materiali disadensati entro materiali relativamente più compatti.

E' da rilevare che è presente seppur con ampiezza molto limitata (tra 0.5-1.5) una serie di limitati picchi tra 4.5 e 6 Hz: il primo potrebbe riferirsi al tetto del livello A (**Argille limose e/o limi con argille**).

Risulta inoltre presente un tratto con picco negativo ($H/V < 1$) compreso tra 2.1 e 3.4 Hz) indice di una modesta inversione di velocità per profondità attorno ai 9-12 m localizzata anche dal log del cono sismico.

Risulta presente inoltre una serie di picchi significativi, seppur non molto evidenti, tra 1 e 1.5 Hz (1.15 Hz medio) indice di una seconda interfaccia profonda tra i 40 e 50 m.

Per quanto riguarda il punto 2 (per rapporto $H/V < 1$) si rileva su tutte le misure un picco ben distinto compreso tra 0.60 e 0.70 Hz (0.65 medio) che fa riferimento ad un orizzonte di impedenza posto a circa 85-100 m la cui presenza è certamente significativa perché a questo si attribuisce valenza di **bedrock geofisico**.

E' presente inoltre, in particolare sotto 0.5 Hz, di una conformazione degli spettri con incremento del rapporto, che si riferiscono a rumore a bassissima frequenza e quindi non più attribuibile alle caratteristiche del sito ma prodotto da noise ambientale su ampia scala (maree ecc.).

L'analisi areale, utilizzando i picchi significativi indicati negli spettri, presentata in fig. 11 mostra in rosso le isolinee delle frequenze comprese tra 3 e 5 Hz, nella fig. 12 quelle tra 1.0 e 1.5 Hz mentre nella 13 quelle relative al range 0.7-0.8 Hz.

L'analisi delle varianze porta ai seguenti valori di range:

- Frequenza di risonanza del I° orizzonte compresa tra 4.5 - 6 Hz ($F_m = 5.38$ Hz)**
- Frequenza di risonanza del II° orizzonte compresa tra 1 - 1.5 Hz ($F_m = 1.11$ Hz)**
- Frequenza di risonanza del bedrock geofisico compresa tra 0.6-0.7 Hz ($F_m = 0.65$ Hz)**

L'omogeneità e similitudine a livello areale degli spettri HV dei vari livelli individuati porta a considerare l'area strutturalmente e geofisicamente omogenea: infatti non appaiono situazioni di differenziazione significative tali da individuare la presenza di situazioni del sottosuolo differenziate per cui si ritiene sufficiente una valutazione monodimensionale per l'analisi di 3° livello, questo è anche suffragato dalla significativa omogeneità dei log di Vs della prova del Cono Sismico che presenta uniformità di crescita vs profondità.

Per valutare correttamente i possibili fenomeni di amplificazione e quindi gli effetti dello scuotimento sismico sugli edifici esposti al rischio bisogna porre estrema attenzione ai fenomeni di "risonanza" dovuti alla coincidenza tra le frequenze dominanti del segnale sismico in ingresso e quelle naturali del sottosuolo, ed alla conseguente possibile "doppia risonanza", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti edificati.

Nel caso in esame bisogna porre l'attenzione quindi all'intervallo di frequenza significativo nell'intorno di 4-6 Hz poiché su questo possono verificarsi fenomeni di risonanza ma di intensità decisamente ridotta in quanto non esiste un vero e proprio picco su questa frequenza ma una semplice increspatura ad indicare, come si rileva anche dalla prova del Cono Sismico, un contatto a ridotta impedenza sismica.

Poco più significativa è la frequenza di risonanza tra 1.0-1.5 Hz dove si presentano maggiori intensità dello spettro.

Essendo previsto nel caso in esame la realizzazione di edifici è utile ricordare che il periodo fondamentale di tale struttura in cemento armato è prossimo a $T=0.1 \cdot N$ (Numero dei piani) da cui $f=10/N$ per cui $f=10/1 = 10.00$ Hz e $f=10/3 = 3.33$ Hz.

Pertanto le frequenze tipiche dell'edificio in costruzione possono oscillare tra 3.33 e 10 Hz (se da 1 a 3 piani) e quindi nel range delle frequenze di risonanza rilevate dalle prove HVSR di cui sono presentati i certificati graficati nel range di frequenza tra 0.1 e 50 Hz (media del picco superiore a 4.30 Hz).

La frequenza di risonanza inferiore potrebbe non essere significativa per l'edificio.

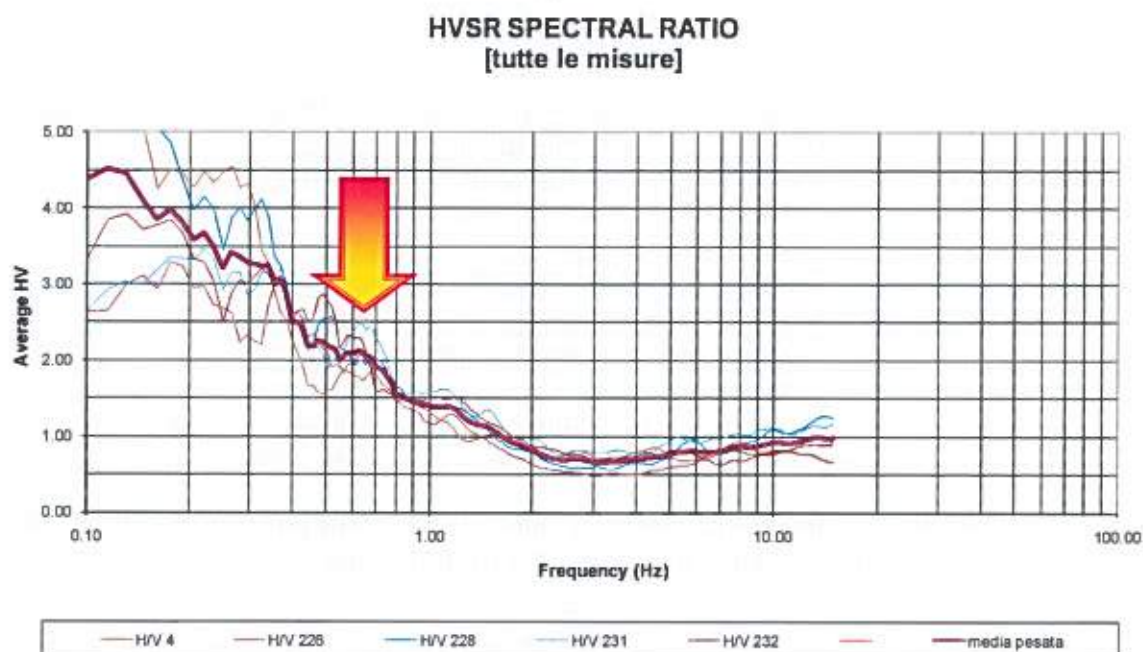
Allo scopo di poter disporre della profondità del bedrock geofisico locale da utilizzare per il calcolo della risposta sismica locale si è provveduto all'inversione degli spettri HVSR medio ottimizzando una curva teorica alle risultanze sperimentali.

Qui di seguito sono riportati tutti gli spettri HV delle 6 prove per frequenze inferiori a 10 Hz; da queste si rileva un picco significativo, come indicato in precedenza, alla quale ci si riferisce come interfaccia del bedrock geofisico locale ed è presente in tutte le prove.

Il picco oscilla tra 0.6 ed 0.7 Hz ed attraverso il quale, per una V_s con **crescita di gradiente sulla base delle velocità ottenute dal cono sismico con una impedenza di bedrock ridotta [$V_s=650$ m/sec]** (§ 6.3), porta ad una profondità d'interfaccia del bedrock geofisico approssimativamente di 85-100 m (**media pesata 95 m**) il quale potrebbe corrispondere ad un livello sabbioso/ghiaioso di significativa potenza (>10-20 m) interno al Sistema Emiliano Romagnolo Superiore Indifferenziato.

Tale profondità è conforme e mediana a quella ottenuta dall'inversione dei vari spettri HVSR utilizzando il medesimo Log (processing MODELHVSR).

Nel grafico sottostante sono riportate le curve medie delle misure HVSR con indicato il valore di picco medio di bassa frequenza (frequenza di risonanza del sito).



Come si può notare la curva H/V si presenta a partire da 1 Hz con rapporto quasi ovunque inferiore o prossimo a 1 indice di un sito caratterizzato, come ricordato in precedenza, da una notevole omogeneità strutturale e litologica e priva di significativi orizzonti di impedenza.

Il picco indicato nel grafico a 0.65 Hz è quello nel quale si sviluppa la maggiore amplificazione significativa di energia ma che risulta, sulla base del progetto vigente, assolutamente lontano, sia per frequenza di risonanza che per impulso energetico, da eventuali risonanze di edifici.

È da rilevare infine che è stata trascurata la fascia inferiore a 0.5 Hz in quanto da una parte risulta non utilizzabile per estrarre informazioni in quanto prodotte da cause esterne al significato locale.

6. ANALISI MICROSISMICA

6.1. Risposta sismica locale

La scelta dei dati stratigrafici, geotecnici e geofisici, in termini di valori di V_s , utilizzati nella procedura di 2° livello si ritiene siano qualificabili con una media attendibilità.

Di seguito si rappresenta schematicamente ciascun parametro utilizzato per l'analisi a cui è stato assegnato un grado di giudizio di attendibilità.

Dati	Attendibilità	Tipologia
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe.
	Media	Sondaggi profondi del progetto CARG.
	Alta	Da prove in sito (sondaggi laterali prossimi) per limitata profondità
Stratigrafici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometrie statiche in sito e dinamiche laterali prossime)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (V_s)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (Cono sismico in sito – HVSR in sito)
Geotecnici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe.
	Media	Da valutazioni correlative di prove possime al sito
	Alta	Da campioni prelevati in sito

La caratterizzazione geofisica dei materiali in oggetto è stata affidata a n° 1 Cono sismico e n° 5 misure HVSR (vedasi localizzazione delle indagini sulle planimetria allegata).

L'elaborazione dei dati, la cui misura di attendibilità è **alto per il fatto che la misura di V_s è stata effettuata in sito mediante una metodologia ad alta risoluzione** e può soddisfare i requisiti relativi alla nuova normativa antisismica come classificazione dei terreni locali.

Nei paragrafi precedenti si è riferito riguardo alla caratterizzazione sulla base della nuova normativa antisismica dei materiali in oggetto; vista l'acquisizione e l'elaborazione di misure delle onde di taglio S, in relazione alle "**Norme tecniche per le costruzioni**" si può perciò procedere ad una ulteriore classificazione dei depositi del sito in esame.

Sulla base delle misure effettuate e considerato attendibile il valore modale dei dati si ottiene per il sito in oggetto la seguente parametrizzazione:

$$V_{s30} = 190 \text{ m/sec}$$

$$\text{Cat.} = \text{C}$$

Sulla base quindi delle indagini eseguite, il sito indagato appartiene alla **Categoria C** di suolo di fondazione, così definita:

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s

Sulla base della tabella in allegato 2 della norma di indirizzo regionale si ottengono i seguenti Fattori di Amplificazione riferiti al suolo C come previsto D.M. del 14/1/2008.

Essendo il sito in oggetto in ambito costiero con una profondità del bedrock geofisico posto a 95 m vengono utilizzate le tabelle Costa 3 dalle quali si ottengono i Fattori di Amplificazione in P.G.A. (Peak Ground Acceleration) e SI (Intensità di Housner); per una $V_{s30} = 190$ m/sec si utilizza il valore minimo indicato di $V_s=200$ m/sec delle tabelle A2.1.2..

F.A. P.G.A.		1.8
F.A. SI	0.1 s – T₀ – 0.5 s	2.2
F.A. SI	0.5 s – T₀ – 1.0 s	2.5

Nelle figure seguenti sono riportati lo spettro di risposta elastica normalizzato della componente orizzontale ricavato dalla tabella 2 dell'allegato A4 della norma di indirizzo regionale che per Rimini presenta un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al bedrock, per $T=0$, $a_{refg} = 0.183$ g e quindi di una a_{max} per T_0 di:

$$a_{max} = a_{refg} * PGA = 0.183 * 1.8 = 0.329 \text{ g}$$



6.2. Parametrizzazione geotecnica di sito

Per la parametrizzazione geotecnica dei materiali viene utilizzata una prova penetrometrica statica in sito, sondaggi meccanici e prove dinamiche realizzate a qualche centinaio di metri ed il prelievo di un campione superficiale che ha campionato materiali qualitativamente simili e relative prove di laboratorio di tipo granulometrico.

Per quanto riguarda la caratterizzazione litologica si fa riferimento alla tabella seguente nella quale si individuano i litotipi principali almeno per i primi 35 m.

ORIZZONTE SUPERFICIALE

LIT.	Profondità Da mt a mt	Descrizione	Vs m/sec	γ t/mc	P.I.	G _{din} Kg/cmq	ν
V	da 0.00 a 6.0	Livello superficiale Sabbie – sabbie limose di accumulo alluvionale/marino, in sup. terreno vegetale e/o di riporto antropico; caratteristiche meccaniche variabili e generalmente scadenti.	100–200	1.51–1.91	-	190–720	0.44–0.48
A	Da 7.0 a 35.0	Argille limose e/o limi con argille di origine alluvionale/marina, mediamente consistenti, con caratteristiche geotecniche sufficienti-discrete e a contenuta compressibilità. Presenza occasionale di limitati livelli a maggiore contenuto sabbioso, argille maggiormente compatte e/o strutture di paleocalveo di canali secondari a granulometria più grossolana.	145–260	1.90-2.10	25	450–1450	0.49

ORIZZONTE PROFONDO

LIT.	Profondità Da mt a mt	Descrizione	Mod. Reduction Curve (G/γ e D/γ)
LS	Da 35.0 a 105.0	Limi con argilla sabbiosi	Clay-P.I.=10-20 (Sun et Al.)
G	Da 105.0 A 110.0	Ghiaie e sabbie	Gravel (Seed et Al.)
LS	Da 110.0 a 145.0	Limi con argilla sabbiosi	Clay-P.I.=10-20 (Sun et Al.)
IM O	Da 145.0	Substrato Formazionale marino – Sabbie di Imola (Unità stratigrafica IMO) Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei	Rock (Idriss)

Per le caratteristiche geotecniche si rimanda alla relazione geologica/geotecnica ove sono riportati le prove in sito ed i campioni ritenuti più significativi relativi al primo sottosuolo.

Il livello di massimo innalzamento freatico previsto può arrivare sino a circa -0.5 mt dal p.c. locale mentre il livello di falda attuale (dic. 2009) è -1.20 m.

6.3. Analisi sismica puntuale

E' noto che le caratteristiche del moto sismico in corrispondenza di un substrato roccioso o "geofisico base" come per la pianura padana con $V_s > 800$ m/sec, sono differenti da quelle in corrispondenza dell'interfaccia substrato-copertura, proprio a causa della presenza della copertura che modifica il moto sismico esercitato dal terreno.

Questa variazione è rappresentata dalla "Funzione di Amplificazione la quale fornisce una chiara ed efficace rappresentazione dell'effetto filtrante del terreno sulle onde sismiche, ma la sua conoscenza non è comunque sufficiente per determinare le caratteristiche del moto sismico alla superficie del terreno.

E' possibile caratterizzare la risposta sismica locale (RSL) di un sito disponendo di uno spettro di risposta di accelerazione, che è il tipo di rappresentazione più utile per le applicazioni di ingegneria, associato ad un dato terremoto a ad un dato fattore di smorzamento superficiale che includa l'effetto di amplificazione del terreno.

Il moto sismico alla superficie del terreno è infatti fortemente condizionato dai parametri del moto atteso al substrato roccioso o bedrock geofisico, cioè del terremoto di riferimento (RIM) che viene determinato considerando la sismicità storica di un sito.

Inoltre una corretta valutazione del RSL non può prescindere da una modellazione realistica del sottosuolo in quanto le caratteristiche locali del sito condizionano, a parità di evento e di caratteristiche di propagazione, il moto sismico in output.

Sulla base di queste indicazioni è stata effettuata una valutazione di RSL per via analitica utilizzando sia le informazioni dedotte dalle indagini sismiche di caratterizzazione sia i moti sismici indicati dalla Regione Emilia Romagna per il sito di Forlì scaricabili dal link "[segnali di riferimento](#)".

Per l'analisi è stato utilizzato un modello di rappresentazione del sottosuolo a strati continui: in questo modello il terreno è schematizzabile come un mezzo continuo multistrato, in cui ogni strato è assunto omogeneo ed a comportamento visco-elastico lineare.

Il software utilizzato è "Proshake" della Edupro Civil Systems Inc.(Washington) di cui si possiede licenza d'uso.

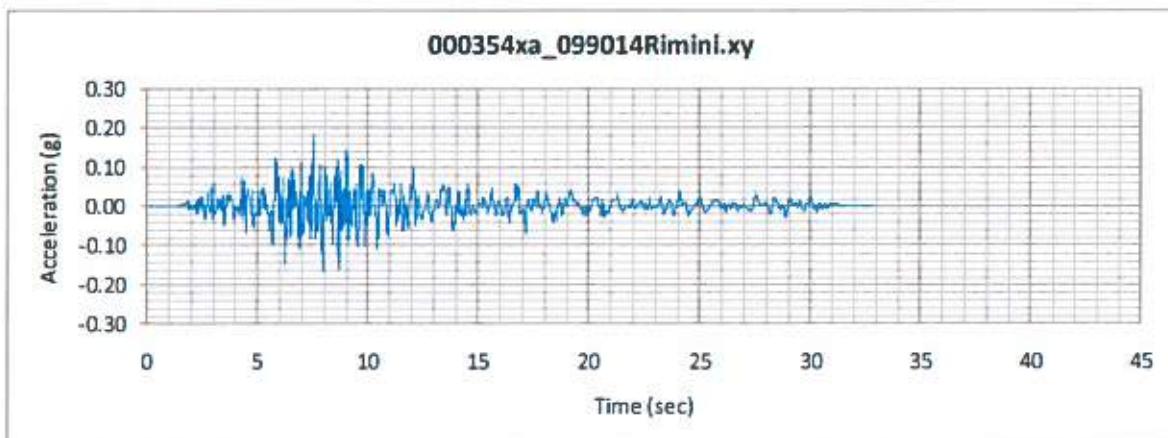
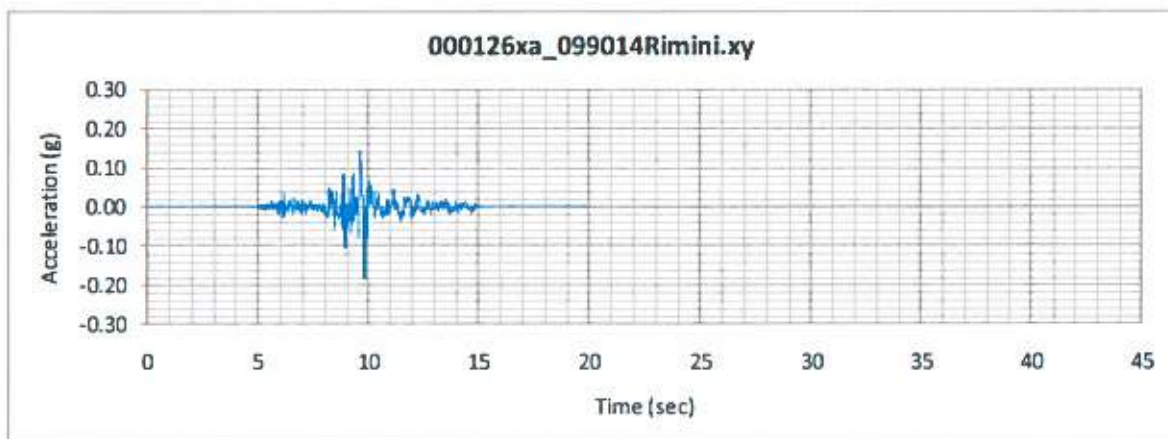
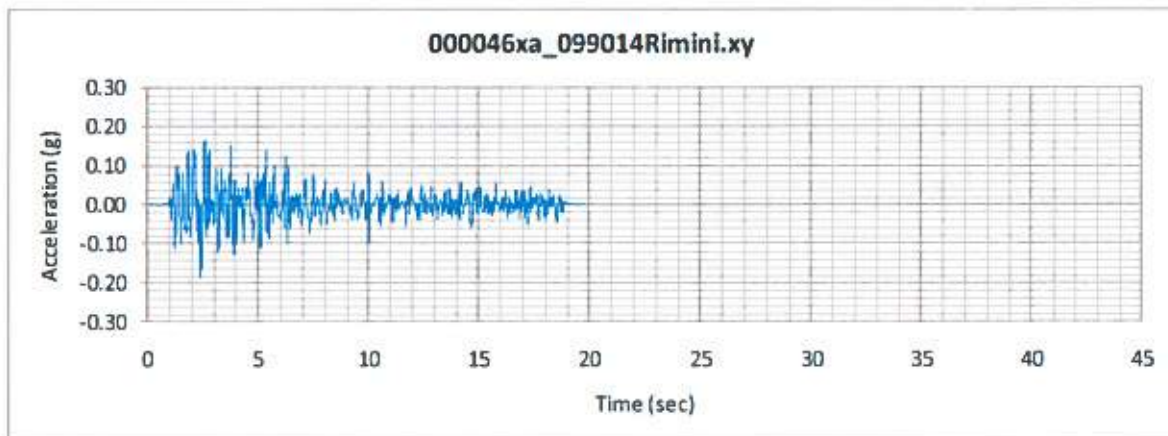
Le ipotesi geometriche di queste analisi (modello monodimensionale) sono state le seguenti:

- 1 Stratificazione delle unità litologiche e superficie del substrato sismico orizzontali;
- 2 Volume di terreno considerato sufficientemente lontano dai fianchi di unità la pendenza dei quali deve risultare modesta in modo da rendere minimi gli effetti monodimensionali;
- 3 Dimensioni orizzontali delle unità elevate rispetto allo spessore.

In seguito verranno descritti i risultati ottenuti utilizzando il software indicato, rappresentati da spettri di risposta elastici per smorzamento strutturale del 5% e fattori di amplificazione ricavati sulla base dei dati in precedenza indicati per l'analisi sismica di sito.

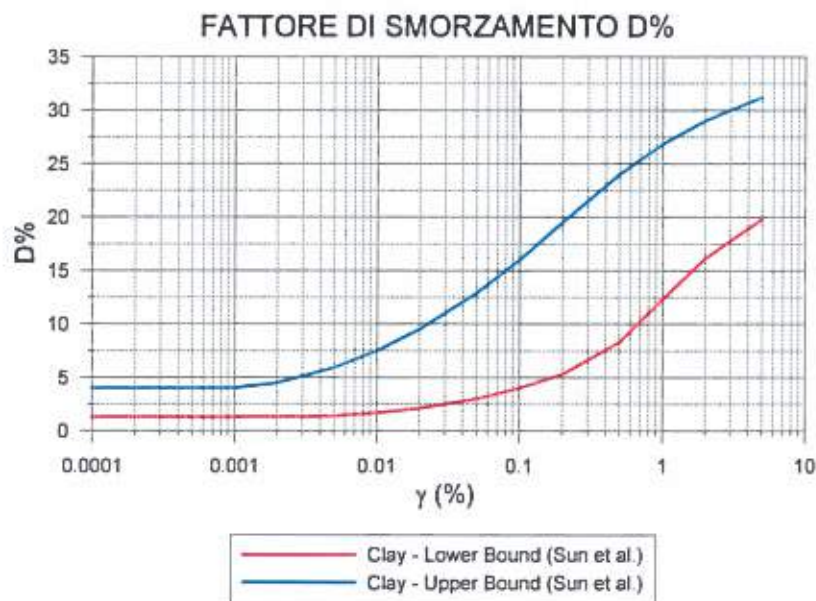
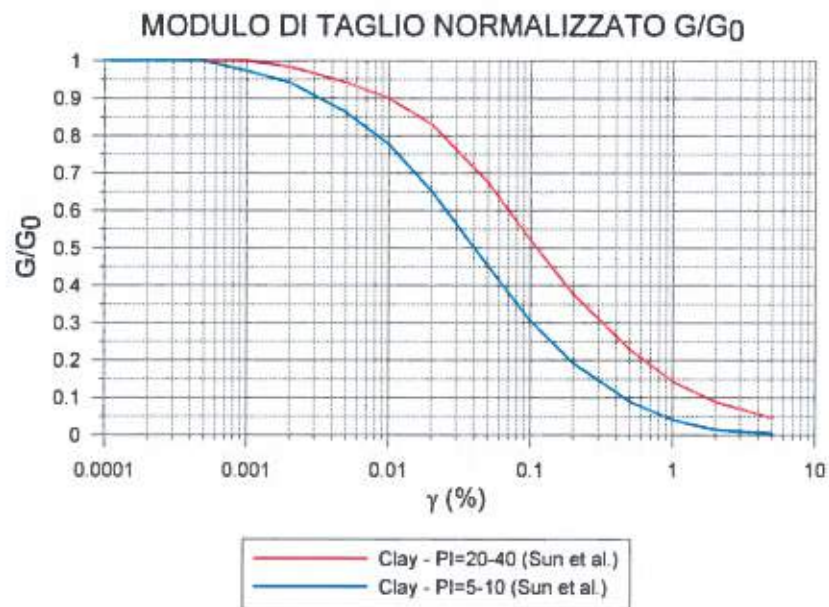
Accelerogrammi al bedrock

- 1 000046xa_099014Rimini.xy
- 2 000126xa_099014Rimini.xy
- 3 000354xa_099014Rimini.xy



Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni si sono valutate le curve, presenti nel database della Regione Lombardia ([curve lombardia.xls](#)) relative alle curve di decadimento del Modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e dello smorzamento ($D\%$) per i materiali di sito, cioè limi argillosi prevalenti, ed in funzione della deformazione si sono estratte le seguenti curve confrontandole a quelle fornite da "Sun" a corredo di Proshake per un coefficiente di plasticità I_p tra 10 e 40 con falda a -0.5 m.

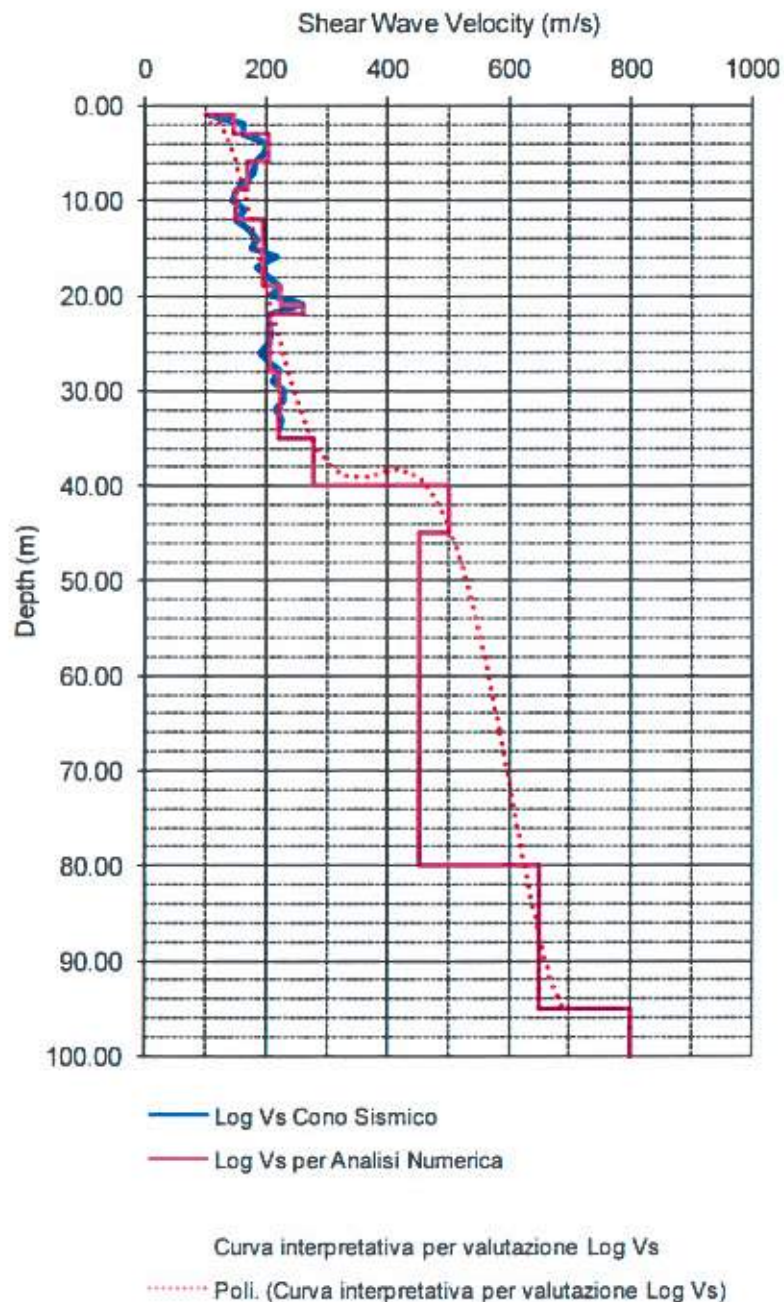
Le curve di Dumping utilizzate sono presentate nei grafici seguenti con IP tra 20 e 40 impegnata per i primi 6 livelli, poi si passa a curve con IP compreso tra 10-20 ed infine con $IP = 5-10$; nel grafico inferiore sono presenti quelle dello smorzamento.



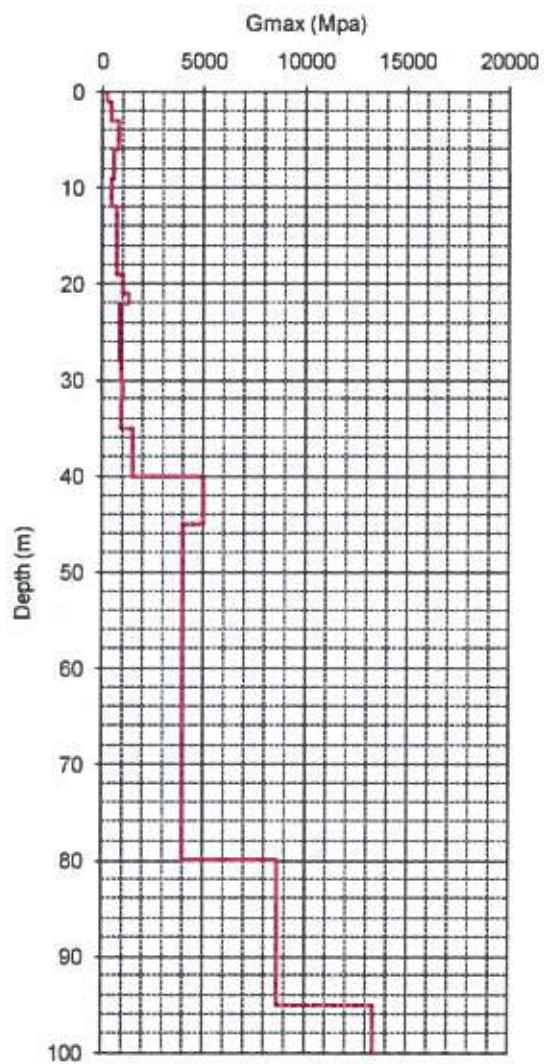
Per l'analisi puntuale viene utilizzata la seguente parametrizzazione sismica relativa a vari orizzonti su una interfaccia basale (bedrock geofisico) posta a 95 m e V_s =variabile.

La curva del Log V_s è stata calcolata tenendo in considerazione i valori ottenuti dalla prova del cono sismico (in grassetto blu nel grafico sottostante) a cui è seguita una curva polinomiale di gradiente (tratteggio rosso) tale da far convergere il tratto terminale dei valori del cono sismico con l'interfaccia a 95 m ottenuta dalle prove HVSR in accordo con la stratigrafia locale.

Entrambe le curve sono state poi sottoposte a partizione per ottenere gli strati per l'input formazionale per Proshake (spezzata in magenta).



Associata alla curva del Log Vs vengono poi fornite le partizioni in Gmax e peso di volume.

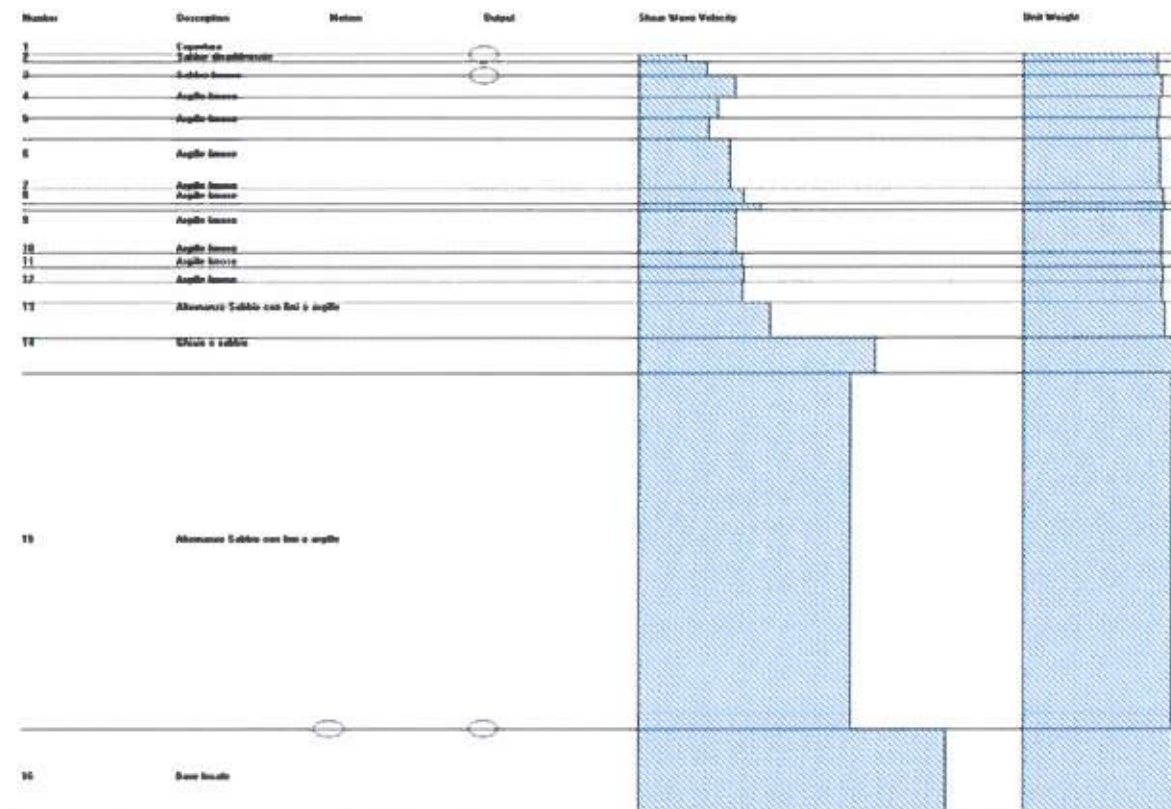


L'analisi puntuale mediante **PROSHAKE** è stata prodotta per ottenere una risposta al piano campagna ed a 3 m dal p.c. nell'ipotesi della realizzazione di un piano interrato oppure di una fondazione interrata.

L'input formazionale per Proshake è il seguente:

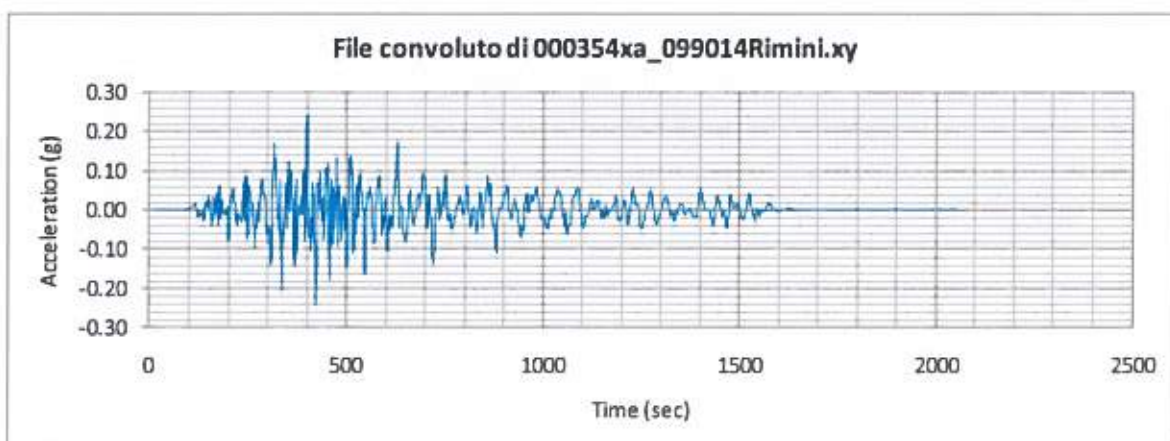
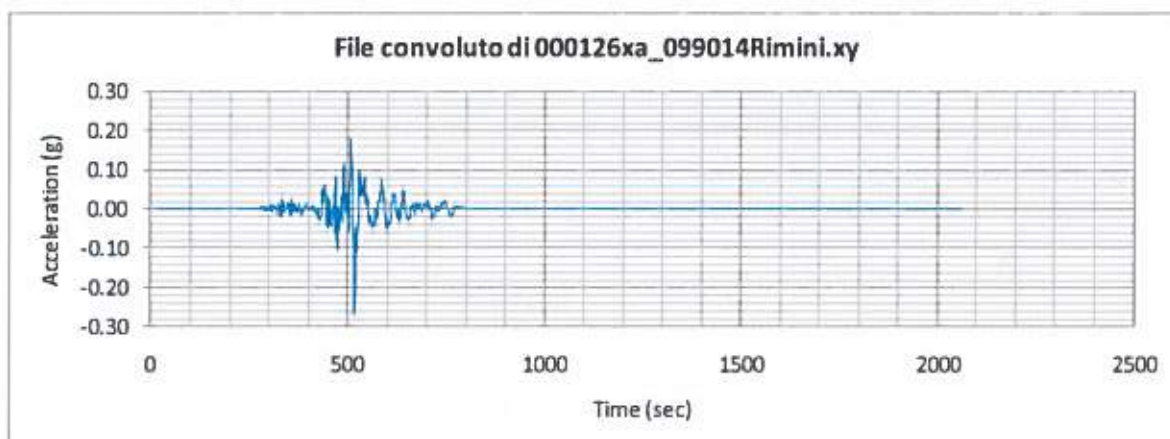
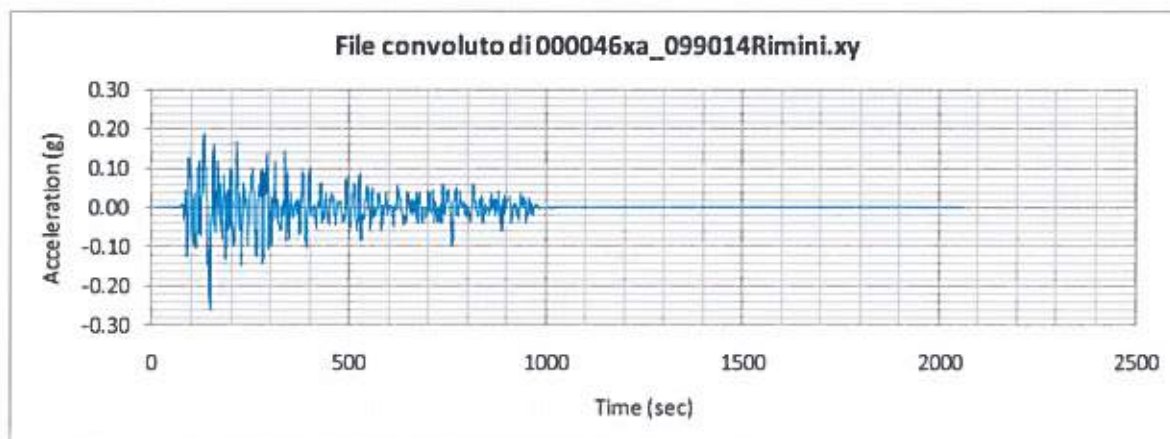
Strato n°	Materiali Litologia	Da - A m	Spessori m	Gamma kNm²	G* Mpa	Vs m/sec	Curve tipo	IP %
1	Terreno di copertura	0 - 1	1	17,4	178	100	Sand	
2	Sabbie disaddensate	1 - 3	2	17,4	373	145	Sand	
3	Sabbie limose	3 - 6	3	18,0	771	206	Sand	
4	Argille limose	6 - 9	3	17,7	521	170	Clay	20-40
5	Argille limose	9 - 12	3	17,6	401	160	Clay	20-40
6	Argille limose	12 - 19	7	17,9	695	195	Clay	10-20
7	Argille limose	19 - 21	2	18,2	938	226	Clay	20-40
8	Argille limose	21 - 22	1	18,4	1269	260	Clay	10-20
9	Argille limose	22 - 28	6	18,0	787	207	Clay	20-40
10	Argille limose	28 - 30	2	18,1	894	220	Clay	10-20
11	Argille limose	30 - 32	2	18,2	938	226	Clay	20-40
12	Argille limose	32 - 35	3	18,1	894	220	Clay	10-20
13	Alternanze Sabbie con limi e argille	35 - 40	6	18,6	1482	280	Clay	10-20
14	Ghiale e sabbie	40 - 45	6	19,6	4995	500	Gravel	
15	Alternanze Sabbie con limi e argille	45 - 80	35	19,4	4005	450	Clay	10-20
16	Bedrock geofisico	80 - 96	16	20,1	8664	650	bedrock	bedrock

Il log di input con indicati i punti di elaborazione (cerchietti sulle interfacce):

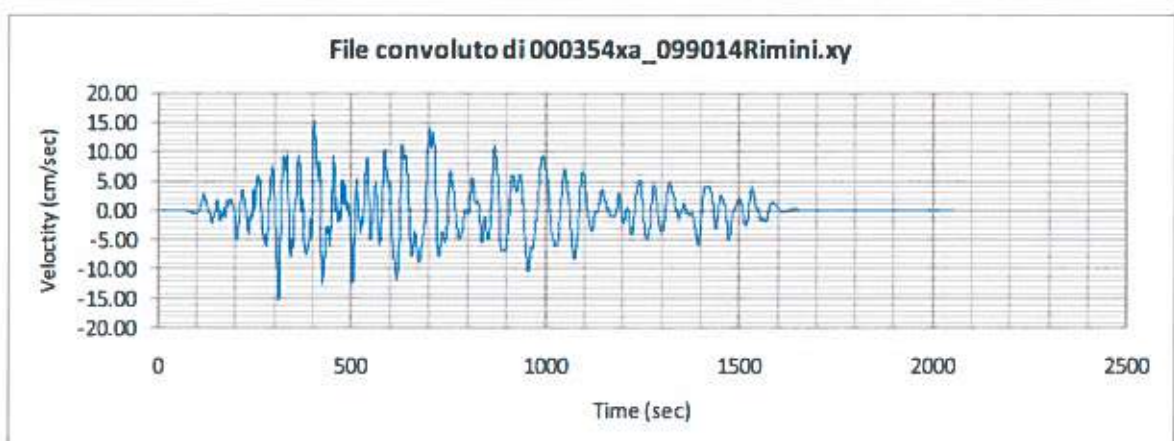
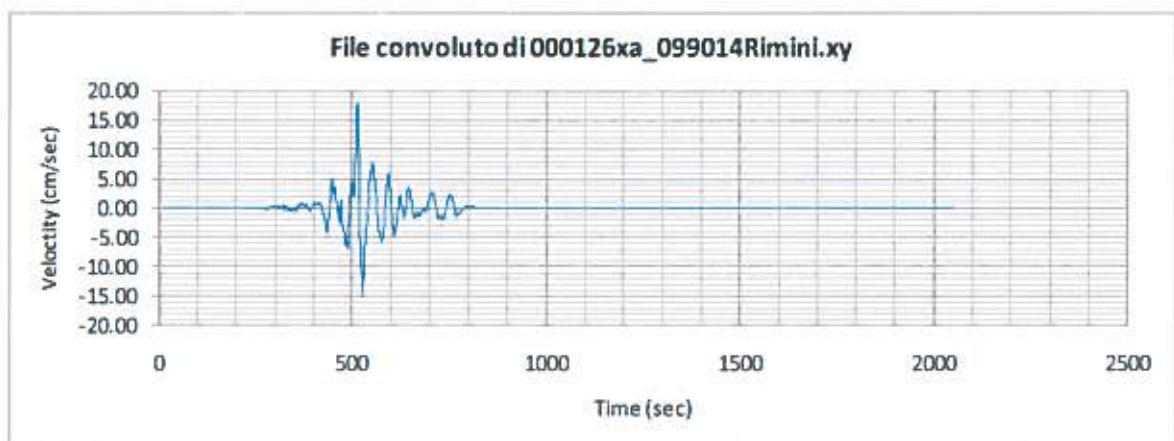
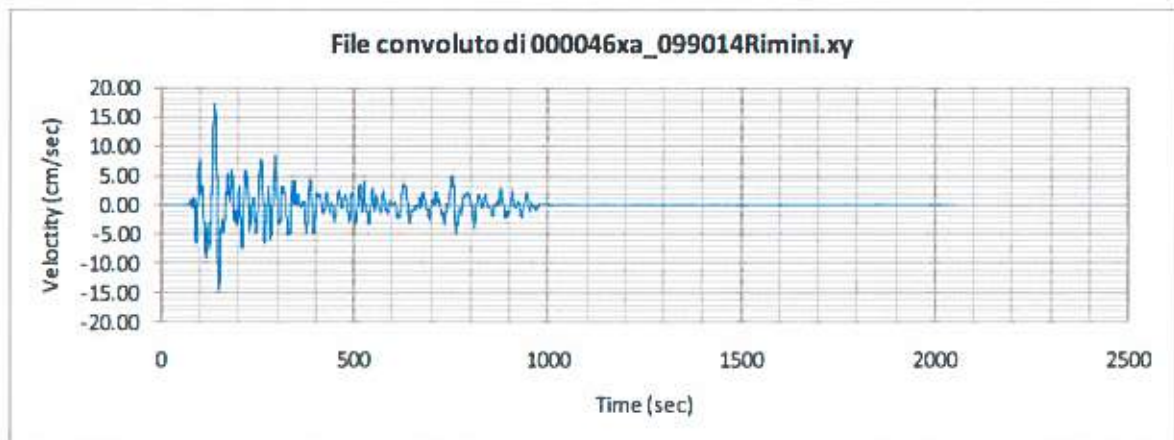


Gli accelerogrammi convolti al piano campagna risultano essere i seguenti in funzione dell'accelerazione (g), della velocità (cm/sec) e dello spostamento (cm):

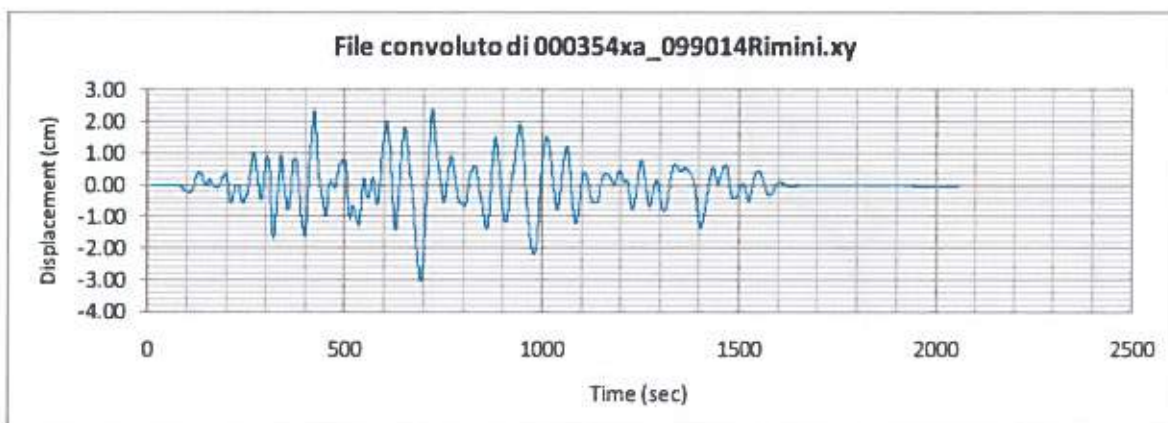
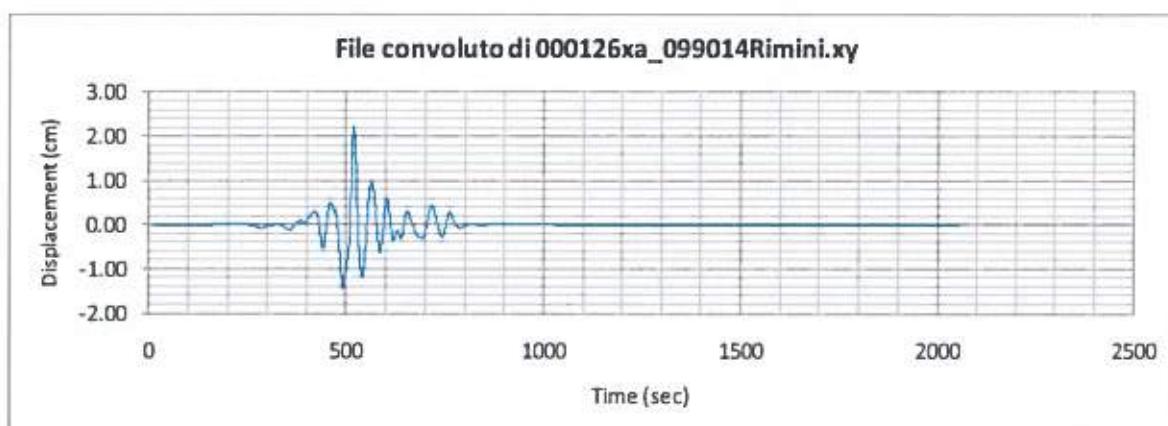
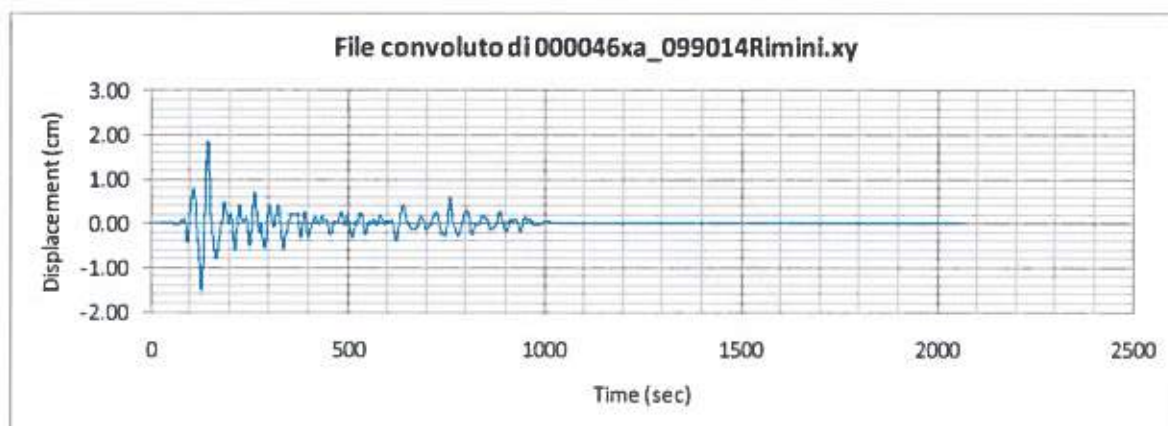
Serie temporali convolute Tempo/Accelerazione al p.c.



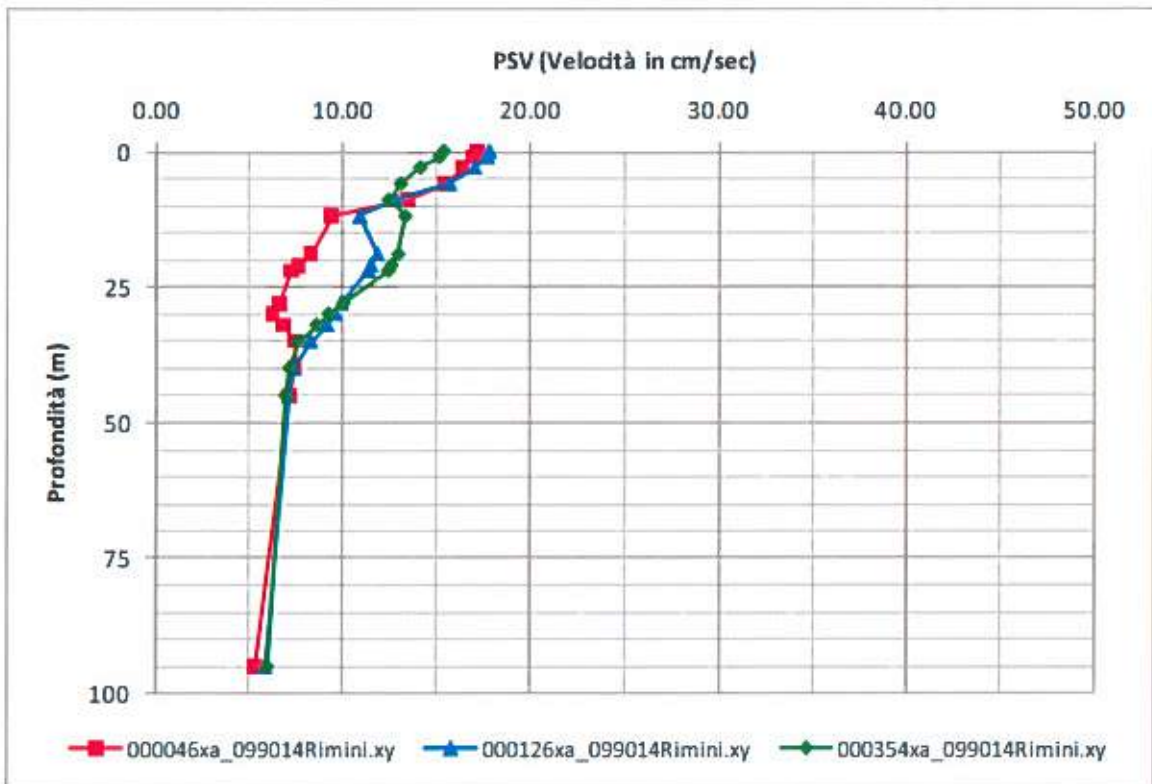
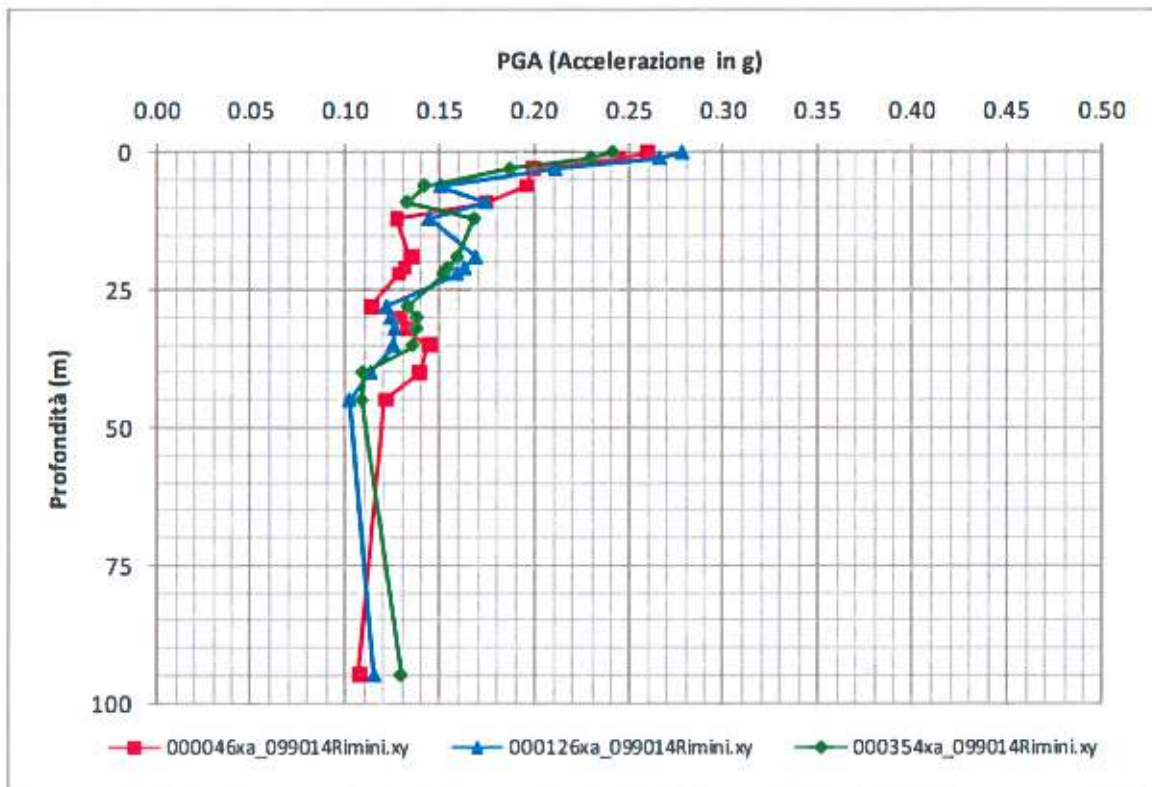
Serie temporali convolute Tempo/Velocità al p.c.

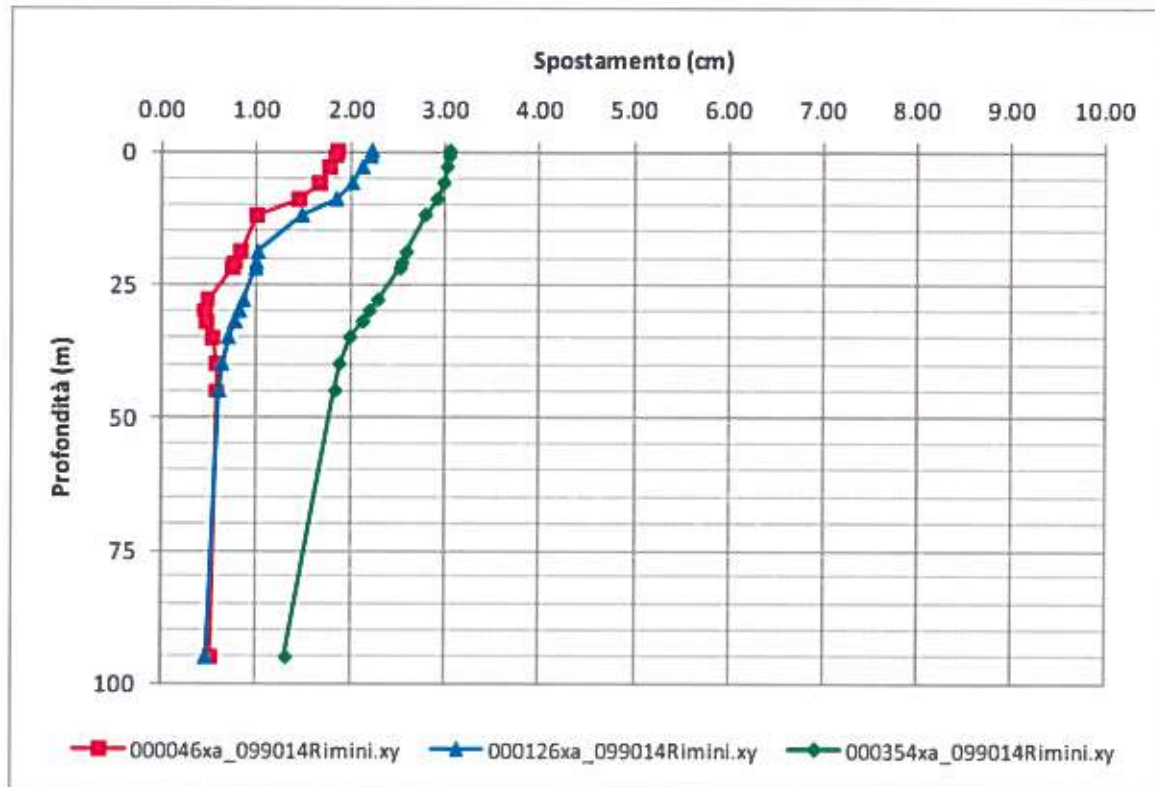


Serie temporali convolute Tempo/Spostamento al p.c.



I logs della PGA/profondità, PSV/profondità e Spostamento/Profondità dei tre sismi sono rappresentati nei grafici seguenti dove in ordinata c'è la profondità (m) ed in ascissa rispettivamente l'accelerazione (g), la velocità (cm/sec) e lo spostamento (cm).





I valori di accelerazione massime (**PGA**) e di velocità massima (**PGV**) e di Intensità di ARIAS relativi agli accelerogrammi convoluti per PROSHAKE alle quote di riferimento per esigenze progettuali e cioè al piano campagna ed a -3 m sono i seguenti:

Superficie di riferimento: piano campagna

Accelerogramma	PGA	PGV	Spostamento	ARIAS
Sisma 1	0.26 g	0.17 m/sec	1.9 cm	0.65 m/sec
Sisma 2	0.27 g	0.18 m/sec	2.2 cm	0.23 m/sec
Sisma 3	0.24 g	0.15 m/sec	3.1 cm	0.95 m/sec
Media	0.25 g	0.16 m/sec	2.4 cm	0.61 m/sec

Superficie di riferimento: - 3 m

Accelerogramma	PGA	PGV	Spostamento	ARIAS
Sisma 1	0.24 g	0.17 m/sec	1.9 cm	0.55 m/sec
Sisma 2	0.25 g	0.18 m/sec	2.2 cm	0.20 m/sec
Sisma 3	0.24 g	0.15 m/sec	3.1 cm	0.95 m/sec
Media	0.24 g	0.16 m/sec	2.4 cm	0.56 m/sec

Per i vari sismi i valori della PGA_0 al bedrock sono i seguenti.

Riferimento	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3
Bedrock	0.183	0.183	0.183

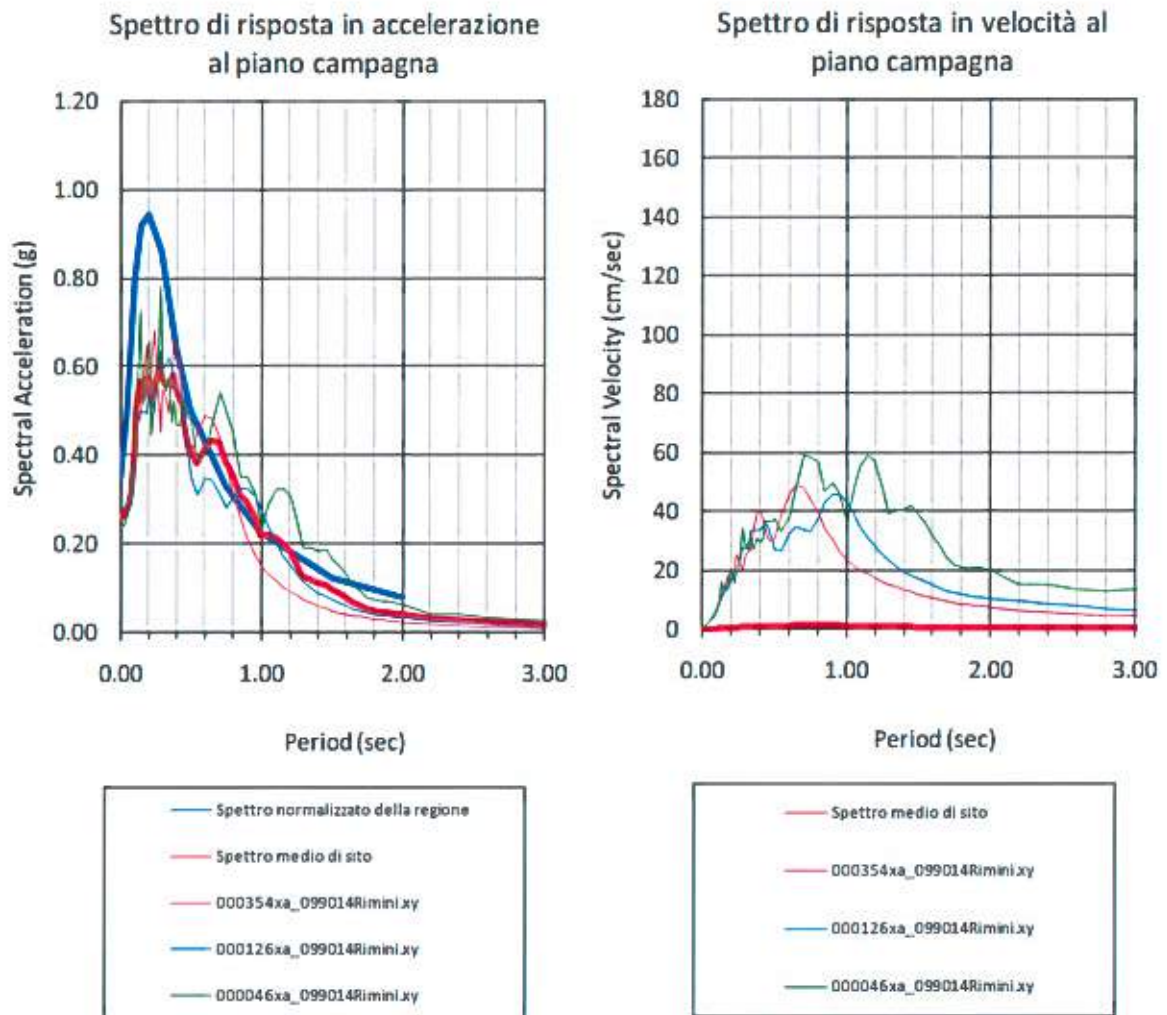
I rapporti PGA/PGA_0 sono i seguenti.

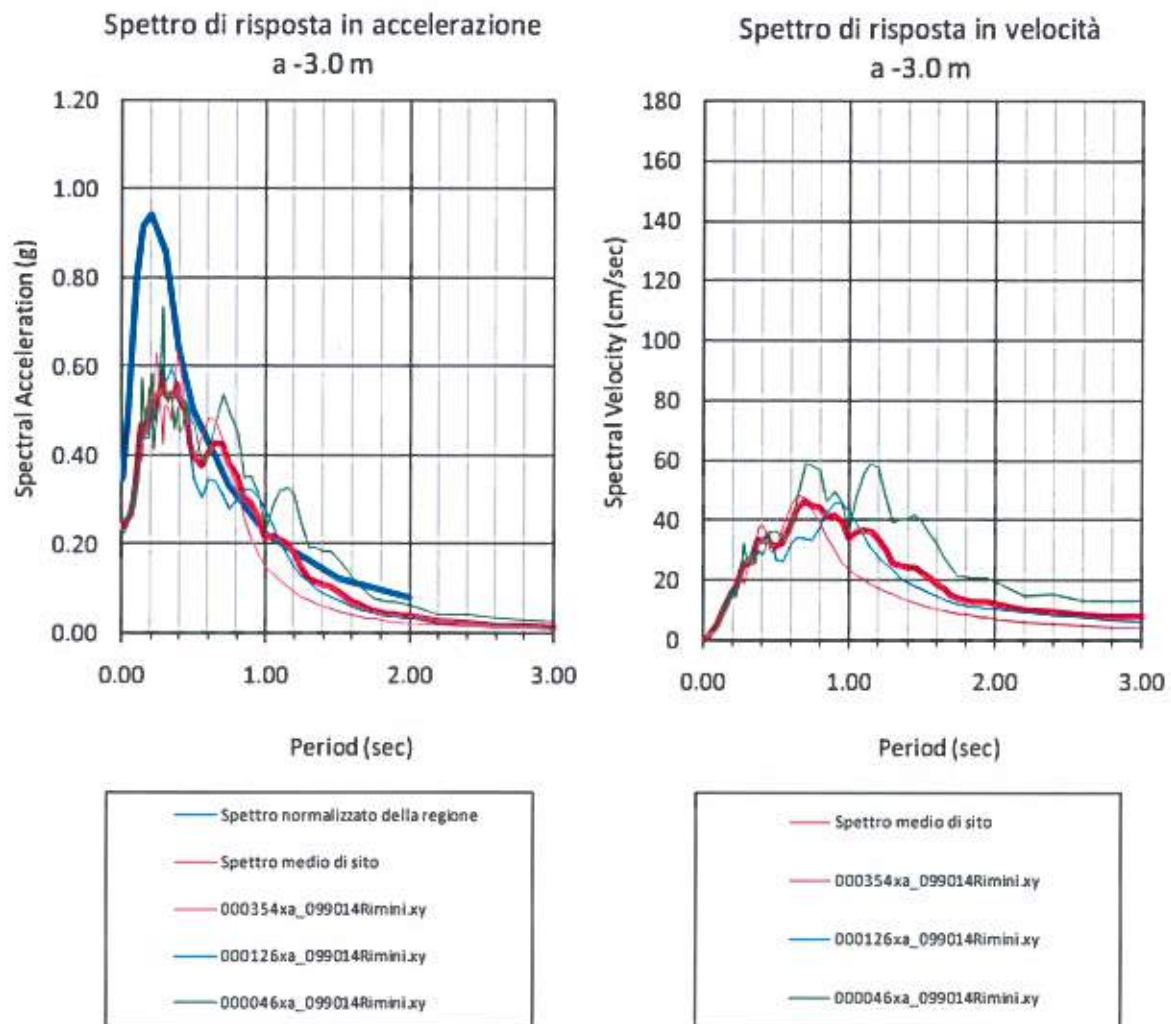
Riferimento	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3
Piano campagna	1.42	1.47	1.31
-3 m	1.31	1.36	1.31

Lo **spettro di risposta di sito** viene sintetizzato nei seguenti grafici per i tre sismi relativamente alla accelerazione spettrale **PSA** ed alla velocità spettrale **PSV** per uno **smorzamento $\xi = 5.0\%$** , in rosso è riportata la curva media di sintesi mentre il blu è riportato lo spettro normalizzato della regione.

Nel primo viene mostrato il comportamento dell'accelerazione spettrale attraverso i diversi strati che compongono la colonna litologica tipo, utilizzata nella modellazione per diversi valori di periodo.

Il secondo grafico riguarda la PSV, ossia la pseudovelocità spettrale, dove ne viene mostrata la variabilità il funzione del periodo.





I risultati di questa analisi sono utilizzabili per il calcolo del fattore SI, Intensità di Housner, come richiesto nel terzo livello di approfondimento, definito dalla relazione:

$$SI = \int_{T1}^{T2} PSV_{(\xi=5\%)} dt \quad \text{dove PSV è lo spettro di risposta in velocità}$$

L'Intensità di Housner (SI) è un indicatore della pericolosità sismica ed è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudo velocità in un intervallo prefissato di frequenze ed è direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante un terremoto, e quindi espressione del possibile grado di danneggiamento subito dagli edifici.

Proshake fornisce il valore dell'Intensità di Housner nell'intervallo tra **0.1 e 2.5 sec** (tra 0.4 Hz e 10 Hz) con smorzamento ξ del 5% integrando lo spettro in pseudovelocità PSV, riportato nei grafici precedenti, in quel range di primaria importanza per le strutture.

Per i vari sismi i valori dell'**Intensità di Housner SI** sono i seguenti.

Riferimento	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3
Piano campagna	1.37	1.58	2.27
-3 m	1.35	1.56	2.26

Per i vari sismi i valori dell'**Intensità di Housner SI₀** al bedrock sono i seguenti.

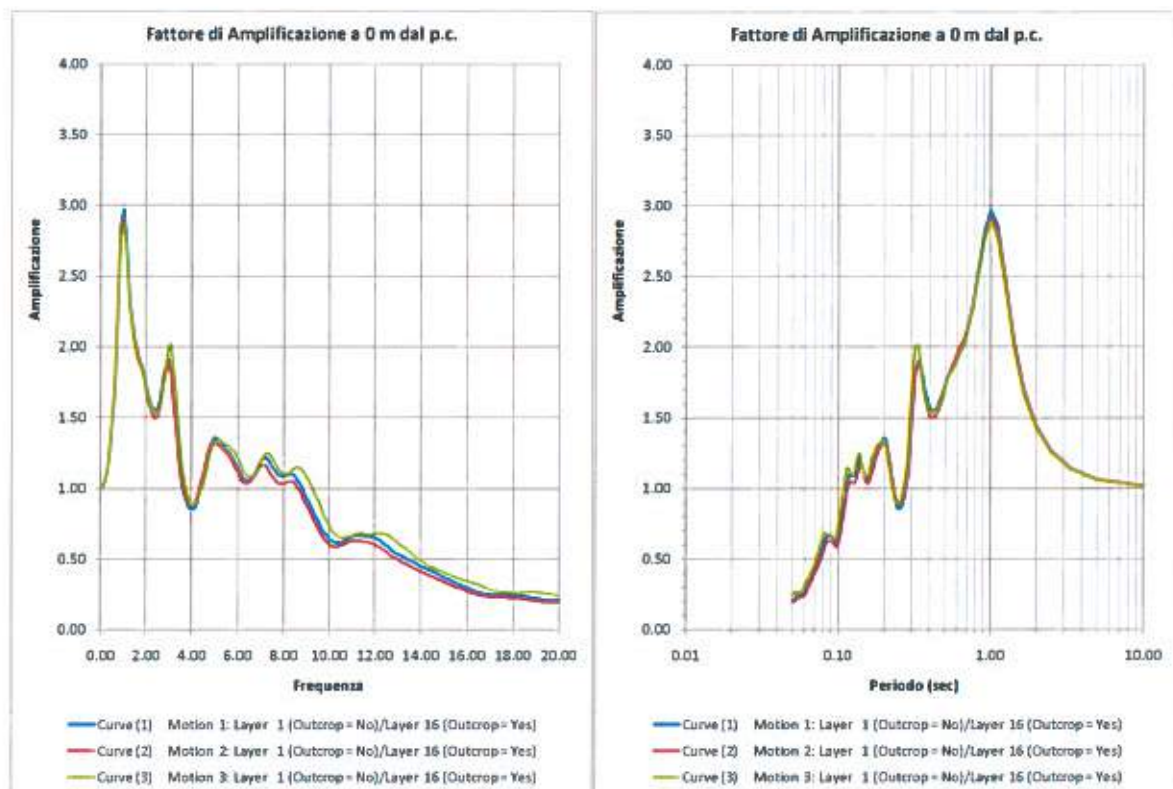
Riferimento	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3
Bedrock	0.71	0.74	1.11

I rapporti **SI/SI₀** sono i seguenti.

Riferimento	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3
Piano campagna	1.92	2.13	2.04
-3 m	1.90	2.10	2.03

Nei grafici seguenti viene presentato il **Fattore di Amplificazione** considerando gli accelerogrammi acquisiti in posizione di "**Outcrop**" cioè su superficie libera e non in profondità ("**Inside**") sul bedrock geofisico.

Superficie di riferimento = piano campagna



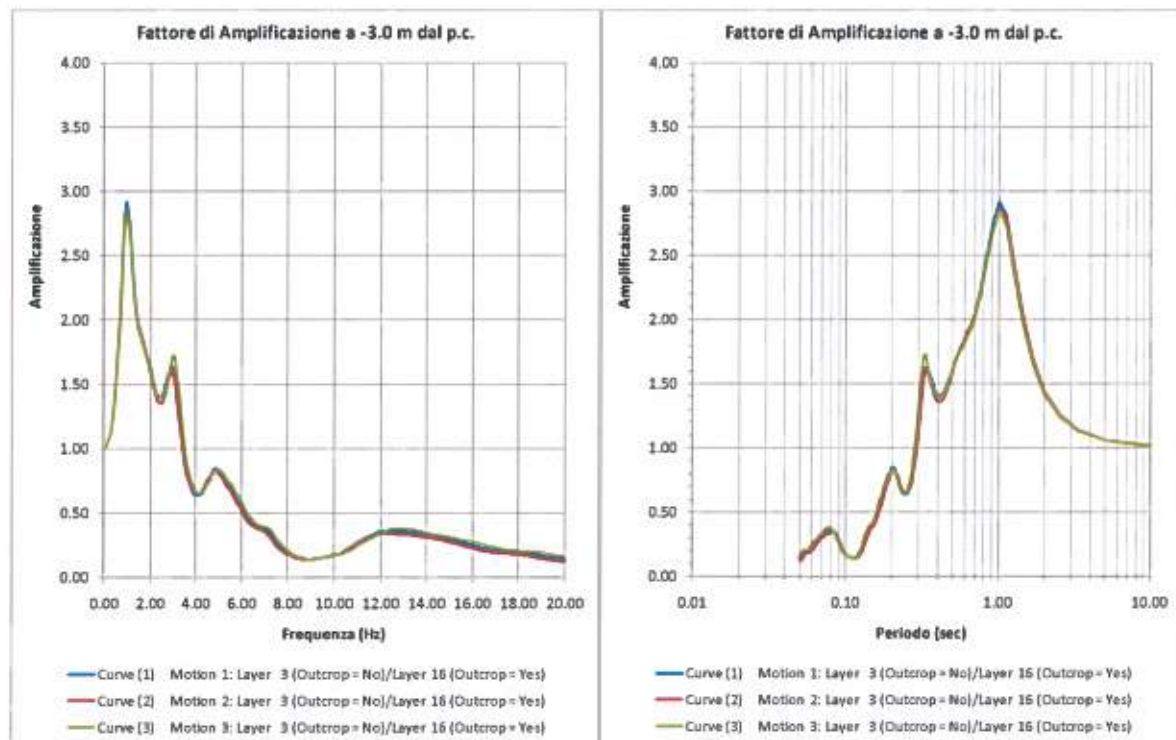
Per le seguenti frequenze si rilevano picchi di F_a

$f = 1.00 \text{ hz}$	$F_a = 2.97$
$f = 3.04 \text{ hz}$	$F_a = 2.01$
$f = 5.01 \text{ hz}$	$F_a = 1.37$

mentre i valori del Fattore di Amplificazione nei segmenti previsti dalle norme tecniche sono i seguenti:

$F_a_{0.1 \text{ s} - T_0 - 0.5 \text{ s}} = 1.43 \text{ g}$
$F_a_{0.5 \text{ s} - T_0 - 1.0 \text{ s}} = 2.96 \text{ g}$

Superficie di riferimento = - 3 m dal piano campagna



Per le seguenti frequenze si rilevano picchi di F_a

$f = 0.98 \text{ hz}$	$F_a = 2.93$
$f = 3.04 \text{ hz}$	$F_a = 1.73$
$f = 5.05 \text{ hz}$	$F_a = 0.85$

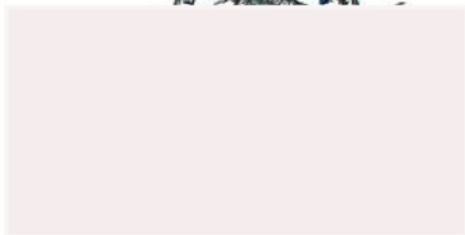
mentre i valori del Fattore di Amplificazione nei segmenti previsti dalle norme tecniche sono i seguenti:

$F_a_{0.1 \text{ s} - T_0 - 0.5 \text{ s}} = 1.42 \text{ g}$
$F_a_{0.5 \text{ s} - T_0 - 1.0 \text{ s}} = 2.91 \text{ g}$

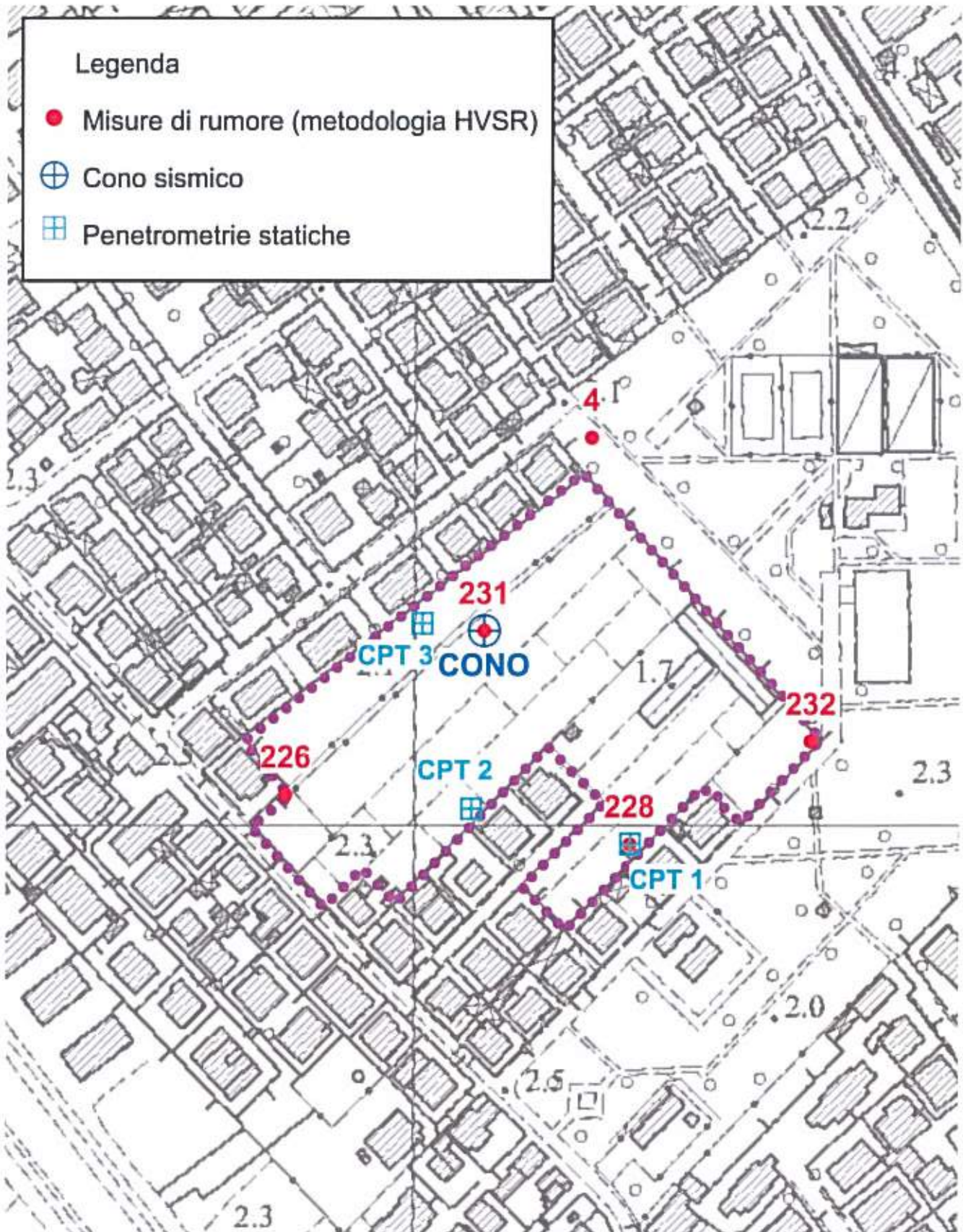
Le indagini effettuate hanno permesso una caratterizzazione del sito con analisi della risposta locale sulla base di una parametrizzazione dei materiali su base sismica e geotecnica impiegando prove ritenute conformi alle caratteristiche geotecniche locali.

E' demandato comunque ad una fase progettuale successiva un eventuale approfondimento di indagini allo scopo di ottenere informazioni più puntuali di natura geotecnica sulla natura dei materiali e sul loro comportamento deformativo.

PROGEO
Dott. Maurizio Forlani



PLANIMETRIA INDAGINI GEOFISICHE



Scala 1:2000

COMMITTENTE	Dott. E. Bianchi
CONO SISMICO	CPTU 2
Località	Rimini
Data acquisizione	23/11/09

Codice lavoro **883.2**

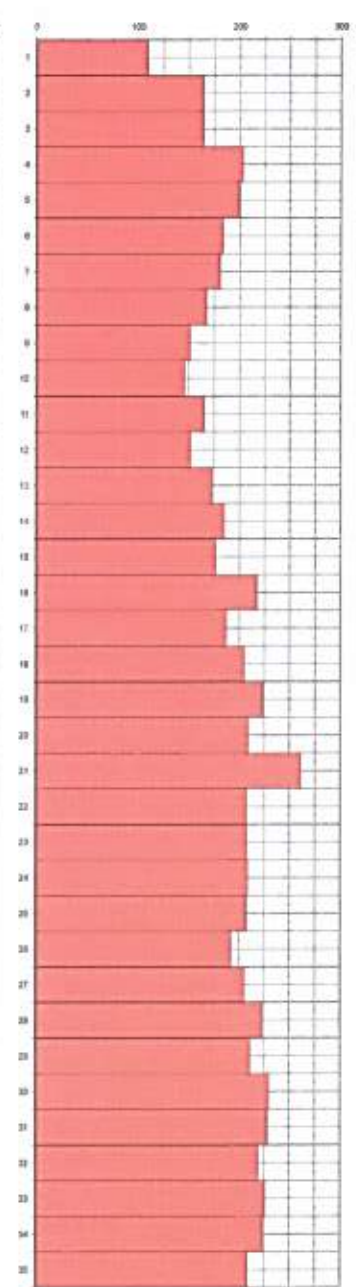
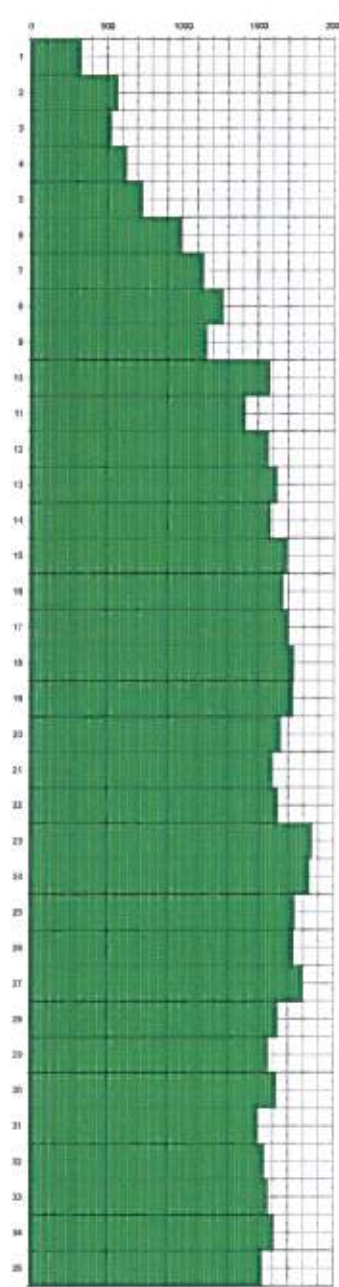


Profondità	Vp m/sec.	Vs m/sec.	ν	γ Tm ³	E _{din} Kg/cm ²	G _{din} Kg/cm ²	K _{din} Kg/cm ²
------------	--------------	--------------	-------	-----------------------------	--	--	--

0							
1	326	109	0.44	1.53	533	185	1412
2	563	164	0.45	1.70	1354	466	4868
3	523	164	0.45	1.68	1328	459	4059
4	624	203	0.44	1.73	2098	728	5906
5	732	199	0.46	1.79	2111	723	8790
6	987	184	0.48	1.89	1933	652	17900
7	1135	181	0.49	1.94	1918	645	24629
8	1265	187	0.49	1.98	1680	583	31569
9	1157	151	0.49	1.95	1352	453	25979
10	1571	145	0.50	2.06	1332	445	51349
11	1412	165	0.49	2.02	1678	562	40370
12	1567	151	0.50	2.06	1442	482	51011
13	1623	173	0.49	2.08	1894	634	54938
14	1578	185	0.49	2.07	2159	723	51487
15	1688	177	0.49	2.09	1991	668	59904
16	1664	217	0.48	2.09	2995	1004	57576
17	1697	187	0.49	2.10	2238	749	60505
18	1735	205	0.49	2.10	2683	899	63362
19	1729	223	0.49	2.10	3191	1070	62646
20	1648	209	0.49	2.08	2763	926	56447
21	1597	261	0.49	2.07	4273	1438	51927
22	1626	207	0.49	2.08	2717	911	54795
23	1856	207	0.49	2.13	2793	935	73585
24	1836	208	0.49	2.13	2815	942	71821
25	1742	207	0.49	2.11	2740	918	63909
26	1732	192	0.49	2.10	2356	789	63265
27	1798	205	0.49	2.12	2715	909	68594
28	1630	223	0.49	2.08	3142	1054	54906
29	1568	211	0.49	2.06	2793	937	50477
30	1621	230	0.49	2.08	3337	1120	54139
31	1498	228	0.49	2.05	3227	1084	45357
32	1542	219	0.49	2.06	2997	1006	48525
33	1568	226	0.49	2.06	3201	1075	50293
34	1603	224	0.49	2.07	3159	1060	52875
35	1529	208	0.49	2.05	2701	906	47742

VELOCITA' ONDE DI COMPRESIONE
m/sec

VELOCITA' ONDE DI TAGLIO
m/sec



Legenda parametri dinamici					
Tp	Tempi onde di compressione	m/secondi	ν	Presso di volume	Tm ³
Ts	Tempi onde di taglio	m/secondi	E _{din}	Modulo di Elasticità dinamico	Kg/cm ²
Vp	Velocità onde di compressione	m/sec	G _{din}	Modulo di Taglio dinamico	Kg/cm ²
Vs	Velocità onde di taglio	m/sec	K _{din}	Modulo di Compressibilità dinamico	Kg/cm ²
ν	Coefficiente di Poisson	-			

CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI SUOLI
(D.M. del 14/01/2008)

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

$V_{s30} = 190$ m/sec

CATEGORIA SUOLO = C

Fig. 2

COMMITTENTE
COND SISMICO
Località
Data acquisizione

Dott. E. Bianchi
CPTU 2
Rimini
23/11/09



GRAFICI DEI PARAMETRI ELASTICI DINAMICI



Fig. 3

COMMITTENTE Bianchi

CODICE LAVORO 883.2

N° PROVA 226

LOCALITA' Rimini
DATA 23/11/2009

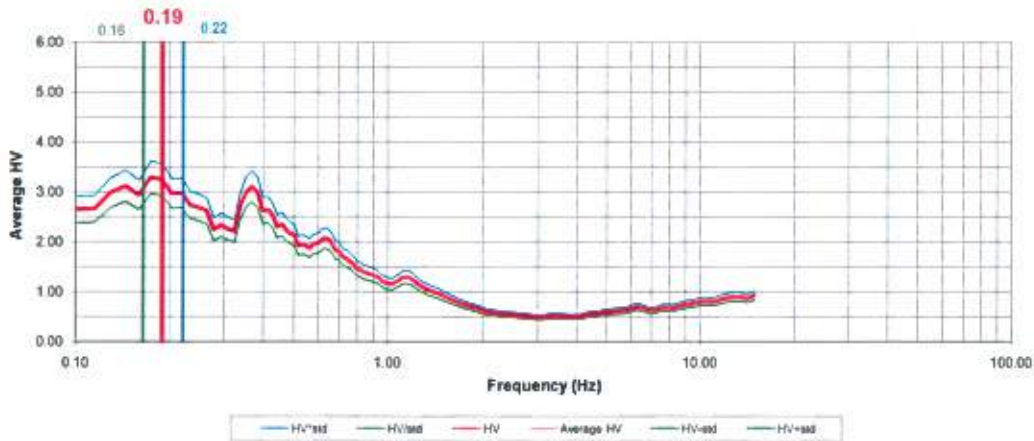
Start recording	12.20.00
End recording	12.50.00
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA

Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	57

Max HVSR 0.19 ± 0.02 Hz.

HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	0.19		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	0.19 > 10/20		<input checked="" type="checkbox"/>
nc (f0) > 200	269.8 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	265 times		

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f in [f0/4, f0] AHV(f) < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f' in [4f0, f0] AHV(f') < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
A0 > 2	2.06 > 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
fpeak [AHV(f) ± $\sigma A(f)$] = f0 ± 5%	0.446937 < 0.05		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma f < \sigma(f_0)$	0.028752 < 0.0475	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	0.85508 < 3	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window length
nW	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nW f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	HV peak frequency
σf	Standard deviation of HV peak frequency
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma(f_0)$
A0	HV peak amplitude at frequency f0
AHV(f)	HV curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AHV(f') < A0/2
f''	Frequency between f0 and 4f0 for which AHV(f'') < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AHV(f). $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AHV(f) curve should be multiplier or divided
$\sigma \log AHV(f)$	Standard deviation of log AHV(f) curve
$\theta(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \theta(f_0)$

Threshold value for σ and $\sigma A(f)$					
Freq. Range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\sigma(f_0)$ (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
$\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.75	1.58
Log $\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 4



COMMITTENTE Bianchi

CODICE LAVORO 883.2

N° PROVA 228

LOCALITA' DATA Rimini
23/11/2009

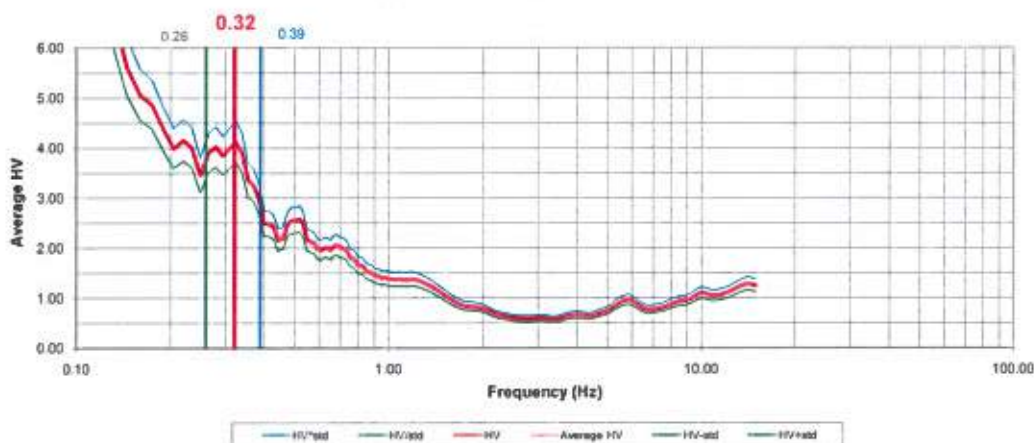
Start recording	12.55.00
End recording	13.25.00
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA

Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	75

Max HVSR 0.32 ± 0.06 Hz.

HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f_0	0.32		
Lw	20		
nw	71		
$f_0 > 10 / Lw$	$0.32 > 10/20$		<input checked="" type="checkbox"/>
$nc(f_0) > 200$	$454.4 > 200$	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 265 times	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz			

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^* in $[f_0/4, f_0]$ $AH/V(f^*) < A_0/2$	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f^* in $[4f_0, f_0]$ $AH/V(f^*) < A_0/2$	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
$A_0 > 2$	$2.09 > 2$	<input checked="" type="checkbox"/>	
$f_{peak} [AH/V(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$0.257277 < 0.05$		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma f < \sigma(f_0)$	$0.063837 < 0.064$	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.99002 < 2.5$	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window length
nW	Number of windows used in the analysis
$nc = Lw \cdot nw \cdot f_0$	Number of significant cycles
f	Current frequency
f_0	HV peak frequency
σf	Standard deviation of HV peak frequency
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma(f_0)$
A_0	HV peak amplitude at frequency f_0
$AH/V(f)$	HV curve amplitude at frequency f
f^*	Frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $AH/V(f^*) < A_0/2$
f^*	Frequency between f_0 and $4f_0$ for which $AH/V(f^*) < A_0/2$
$\sigma A(f)$	Standard deviation of $AH/V(f)$, $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean $AH/V(f)$ curve should be multiplier or divided
$-\log AH/V(f)$	Standard deviation of log $AH/V(f)$ curve
$\theta(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \theta(f_0)$

Freq. Range [Hz]	Threshold value for σ_f and $\sigma_A(f_0)$				
	< 0.2	$0.2 - 0.5$	$0.5 - 1.0$	$1.0 - 2.0$	> 2.0
$\sigma(f_0)$ (Hz)	$0.25 f_0$	$0.20 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\sigma(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{log AH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 5

COMMITTENTE **Bianchi**

CODICE LAVORO **883.2**

N° PROVA **231**

LOCALITA' **Rimini**
DATA **23/11/2009**

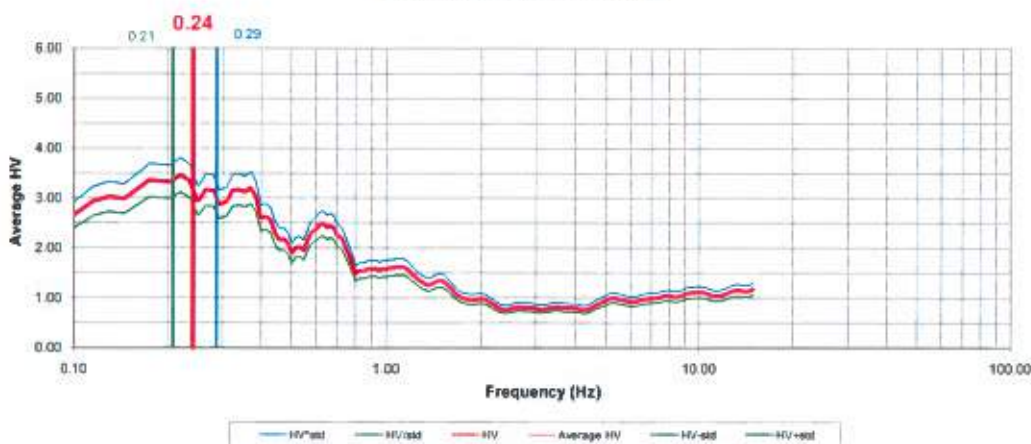
Start recording	13.40.00
End recording	14.10.00
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA

Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	77

Max HVSr 0.24 ± 0.03 Hz.

HVSr SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSr curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	0.24		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	0.24 > 10/20		<input checked="" type="checkbox"/>
nc (f0) > 200	340.8 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 265 times	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz		<input checked="" type="checkbox"/>	

Criteria for a clear HVSr peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f' in [f0/4, f0] AHV(f') < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f'' in [4f0, f0] AHV(f'') < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
A0 > 2	2.47 > 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
fpeak [AHV(f) ± $\sigma A(f)$] = f0 ± 5%	0.382022 < 0.05		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma f < \sigma(f_0)$	0.039405 < 0.048	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	1.149995 < 2.5	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window length
nW	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nW f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	HV peak frequency
σf	Standard deviation of HV peak frequency
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma(f_0)$
A0	HV peak amplitude at frequency f0
AHV(f)	HV curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AHV(f') < A0/2
f''	Frequency between f0 and 4f0 for which AHV(f'') < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AHV(f), $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AHV(f) curve should be multiplier or divided
$\sigma \log AHV(f)$	Standard deviation of log AHV(f) curve
$\theta(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \theta(f_0)$

Threshold value for σ and $\sigma(f_0)$					
Freq. Range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\sigma(f_0)$ (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
$\sigma(f_0)$ for $\sigma(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{max}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 6



COMMITTENTE Bianchi

CODICE LAVORO 883.2

N° PROVA 232

LOCALITA' DATA Rimini
23/11/2009

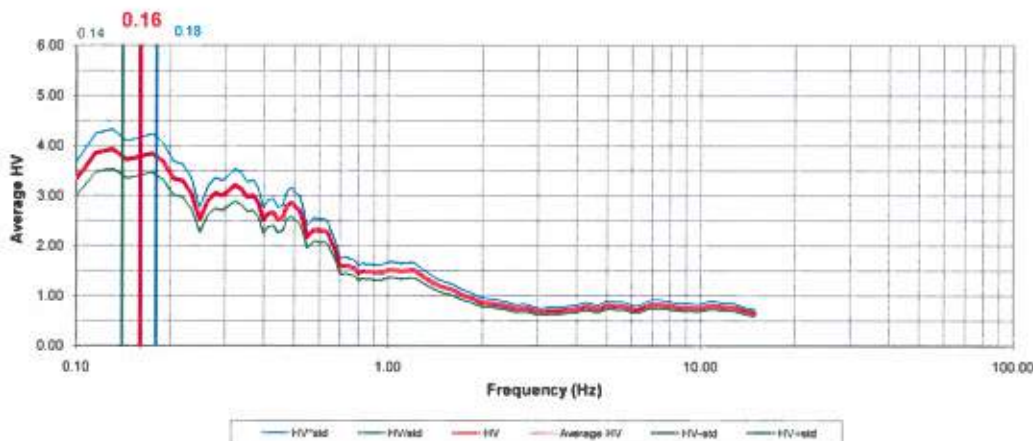
Start recording	14.15.00
End recording	14.45.00
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA

Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	71

Max HVSR 0.16 ± 0.02 Hz.

HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	0.16		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	0.16 > 10/20		<input checked="" type="checkbox"/>
nc (f0) > 200	227.2 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 265 times	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz			

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f in [f0/4, f0] AH/V(f) < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f' in [4f0, f0] AH/V(f') < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
A0 > 2	2.32 > 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
fpeak [AH/V(f) ± $\sigma A(f)$] = f0 ± 5%	0.417277 < 0.05		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma f < \sigma(f_0)$	0.020157 < 0.04	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f_0) < 8(f_0)$	1.243795 < 3	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window length
nw	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nw f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	HV peak frequency
σf	Standard deviation of HV peak frequency
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition of σf
A0	HV peak amplitude at frequency f0
AH/V(f)	HV curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AH/V(f') < A0/2
f'	Frequency between f0 and 4f0 for which AH/V(f') < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AH/V(f). $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AH/V(f) curve should be multiplier or divided
stdlogHV(f)	Standard deviation of log AH/V(f) curve
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \sigma(f_0)$

Freq. Range [Hz]	Threshold value for σf and $\sigma A(f_0)$				
	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\sigma(f_0)$ (Hz)	0.25 f ₀	0.20 f ₀	0.15 f ₀	0.10 f ₀	0.05 f ₀
$\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log $\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 7

COMMITTENTE Bianchi

CODICE LAVORO 883.2

N° PROVA 4

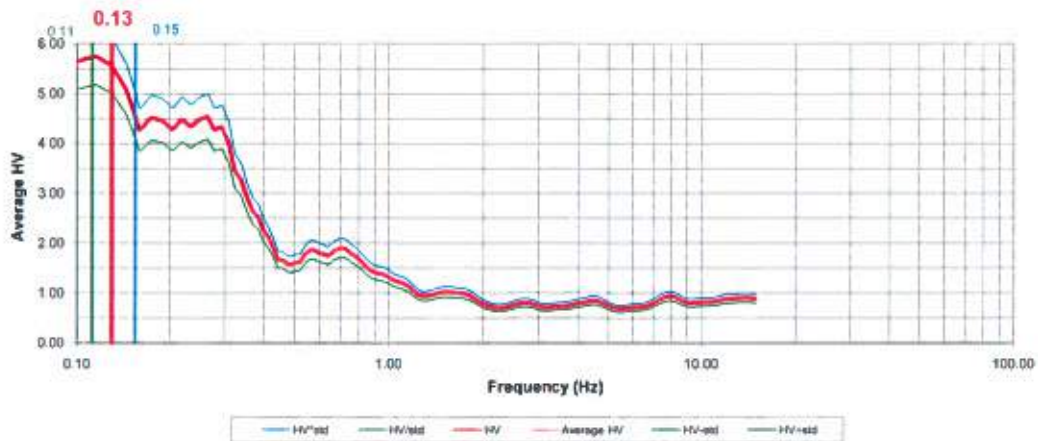
LOCALITA' DATA Rimini
27/11/2009

Start recording	15.48.00
End recording	16.18.00
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA	
Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	63

Max HVSR 0.13 ± 0.02 Hz.

HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	0.13		
Lw	20		
nw	71		
f0 > f0 / Lw	0.13 > 10/20		☑
nc (f0) > 200	184.6 > 200		☑
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 265 times	☑	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz			

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f' in [f0/4, f0] AHV(f') < A0/2	0 Hz		☑
Exists f'' in [4f0, f0] AHV(f'') < A0/2	0 Hz		☑
A0 > 2	1.9 > 2		☑
fpeak [AHV(f) ± $\sigma A(f)] = f_0 \pm 5\%$	0.581512 < 0.05		☑
$\sigma f < \sigma(f_0)$	0.021233 < 0.0325	☑	
$\sigma A(f_0) < \sigma(f_0)$	0.802015 < 3	☑	

Lw	Window length
nw	Number of windows used in the analysis
nc = Lw / nw / f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	H/V peak frequency
σf	Standard deviation of H/V peak frequency
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma f < \sigma(f_0)$
A0	H/V peak amplitude at frequency f0
AHV(f)	H/V curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AHV(f') < A0/2
f''	Frequency between f0 and 4f0 for which AHV(f'') < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AHV(f), $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AHV(f) curve should be multiplier or divided
$\sigma \log AHV(f)$	Standard deviation of log AHV(f) curve
$\sigma(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \sigma(f_0)$

Freq. Range [Hz]	Threshold value for σf and $\sigma A(f_0)$				
	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\sigma(f_0)$ (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
$\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log $\sigma(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 8

COMMITTENTE **Bianchi**

CODICE LAVORO **883.2**

N° PROVA **4 - 226 - 2228 - 231 - 232**

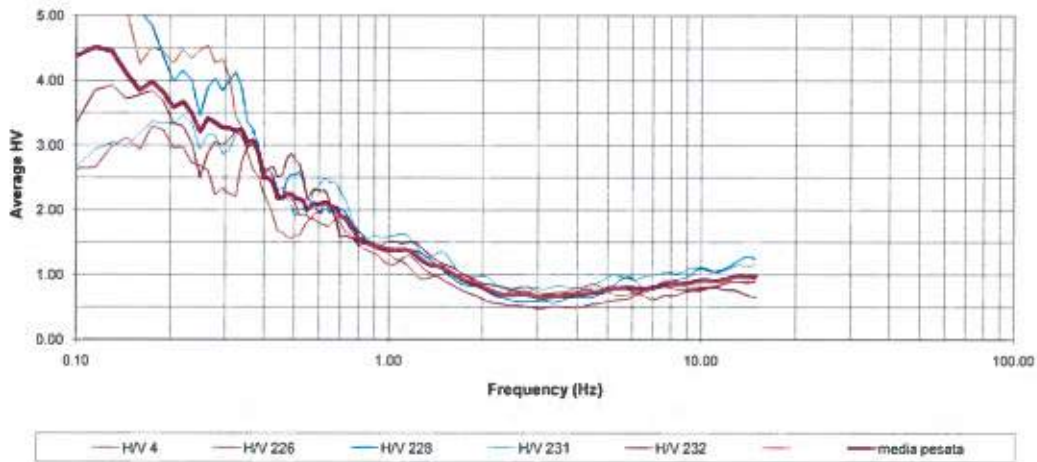
LOCALITA' DATA **Rimini**
DATA **27/11/2009**

Start recording	
End recording	
Trace length	30 m
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA

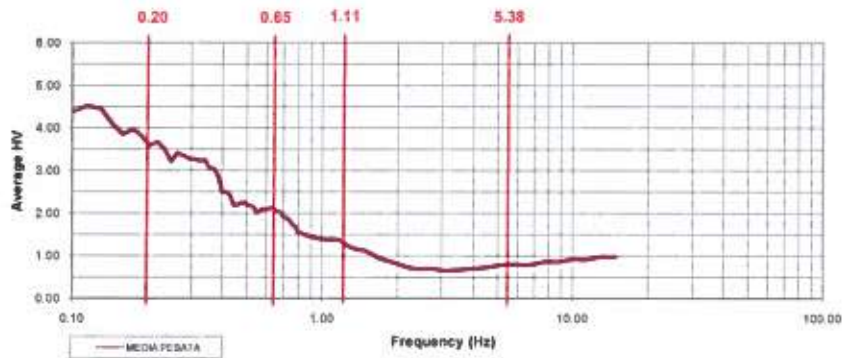
Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Kornn & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	

HVSR SPECTRAL RATIO
[tutte le misure]



Riepilogo HVSR	
004 - Max HVSR	0.13 +/- 0.024 Hz
226 - Max HVSR	0.19 +/- 0.02 Hz
228 - Max HVSR	0.32 +/- 0.06 Hz
231 - Max HVSR	0.24 +/- 0.03 Hz
232 - Max HVSR	0.16 +/- 0.02 Hz

HVSR SPECTRAL RATIO MEDIO

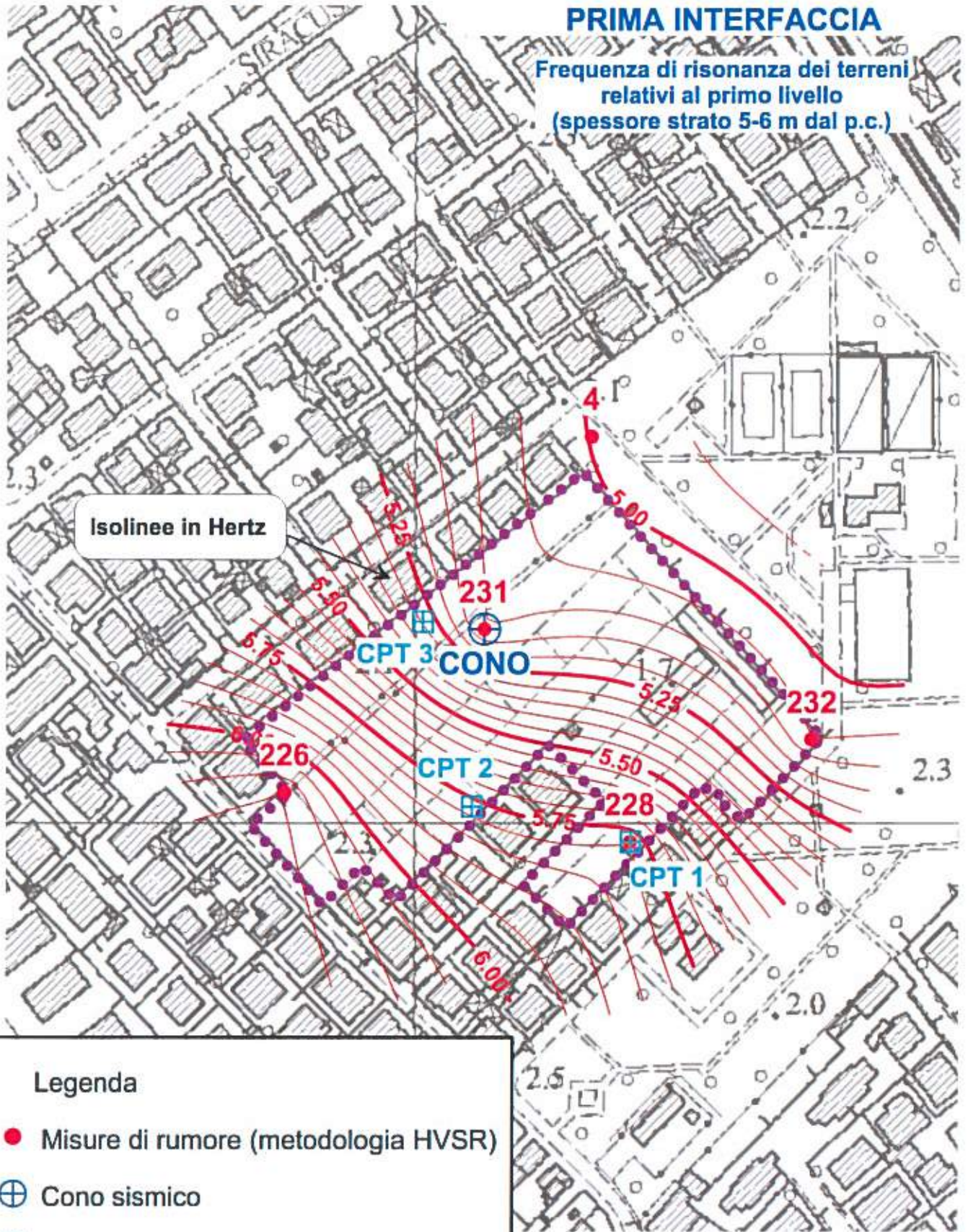


Riepilogo HVSR medio	
HVSR - Picchi di risonanza principali a	0.20 - 0.65 - 1.11 - 5.38 Hz

PLANIMETRIA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA PRINCIPALI DEL SITO

PRIMA INTERFACCIA

Frequenza di risonanza dei terreni
relativi al primo livello
(spessore strato 5-6 m dal p.c.)



Isolinee in Hertz

Legenda

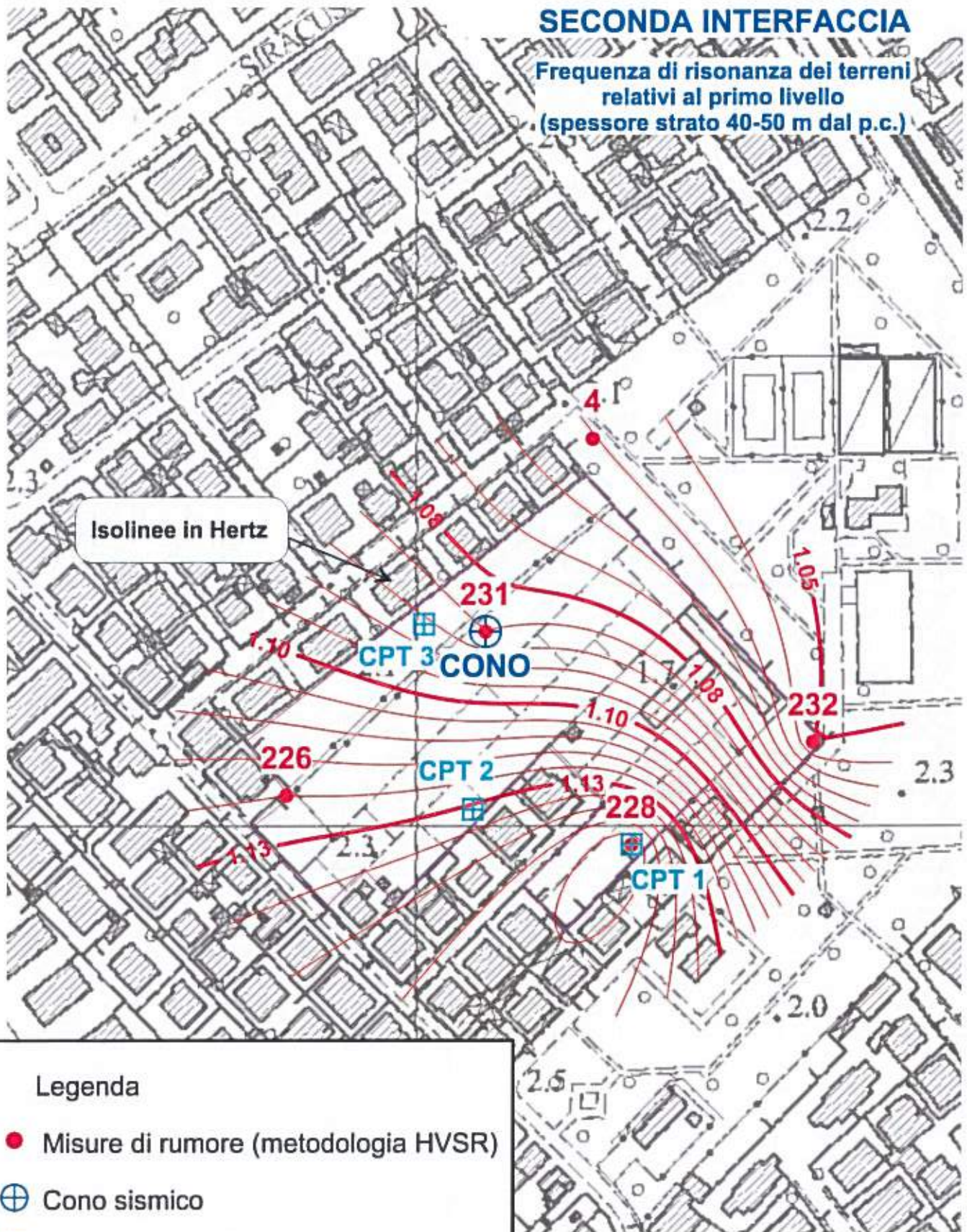
- Misure di rumore (metodologia HVSR)
- ⊕ Cono sismico
- ⊞ Penetrometrie statiche

Scala 1:2000

PLANIMETRIA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA PRINCIPALI DEL SITO

SECONDA INTERFACCIA

Frequenza di risonanza dei terreni
relativi al primo livello
(spessore strato 40-50 m dal p.c.)



Legenda

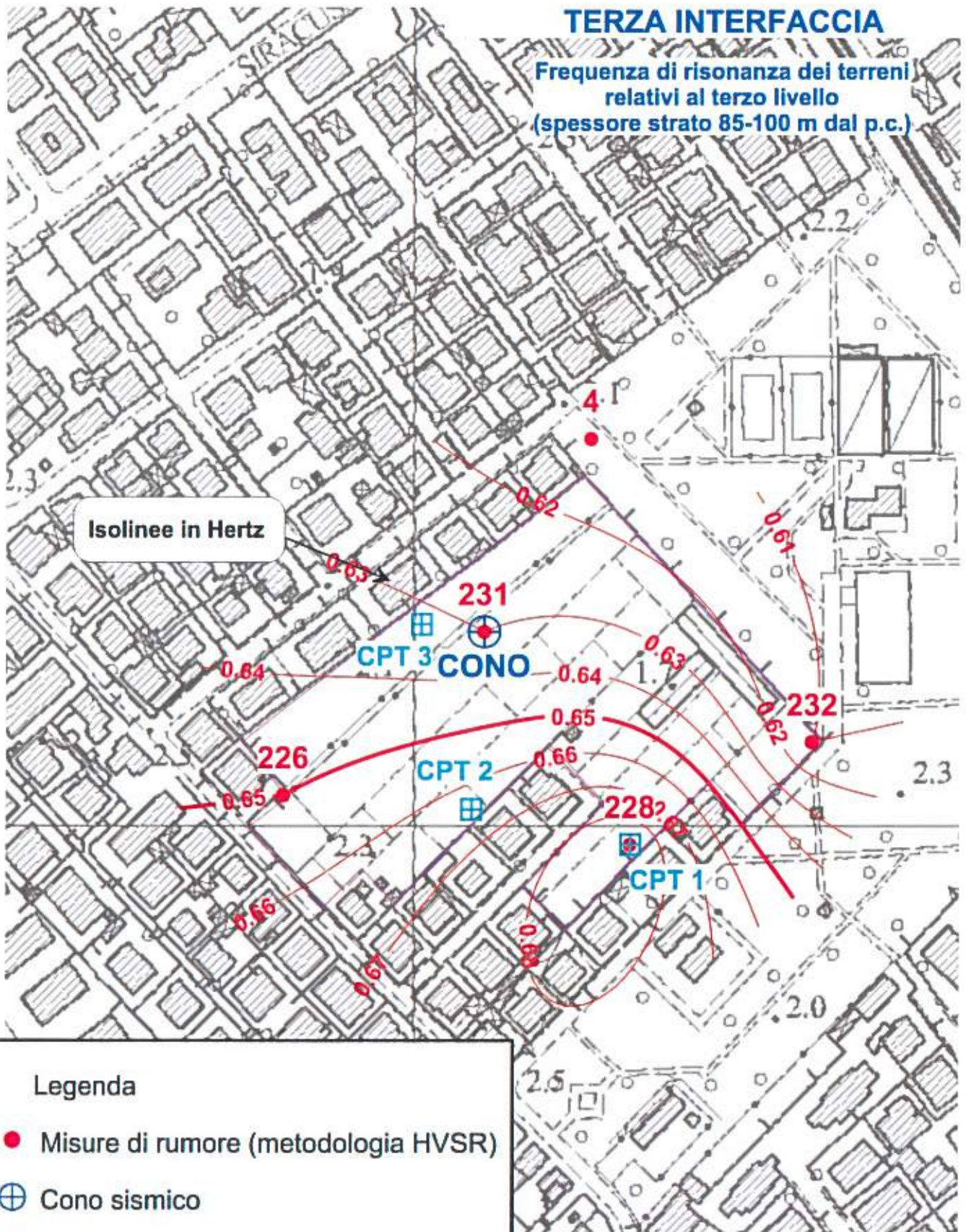
- Misure di rumore (metodologia HVSR)
- ⊕ Cono sismico
- ⊞ Penetrometrie statiche

Scala 1:2000

PLANIMETRIA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA PRINCIPALI DEL SITO

TERZA INTERFACCIA

Frequenza di risonanza dei terreni relativi al terzo livello (spessore strato 85-100 m dal p.c.)



Legenda

- Misure di rumore (metodologia HVSR)
- ⊕ Cono sismico
- ⊞ Penetrometrie statiche

Scala 1:2000