

Dott. ANGELO ANGELI – geologo -
Studio Geologia Tecnica – Impresa Geotecnica
47521 CESENA, via Padre Genocchi n.222
Tel.0547-27682 – Fax. 21128
P.IVA: 00163540404 - C.F.: NGL NGL 34D13 F139U

Committente : UNIGRA' S.p.A.
CONSELICE

INDAGINE GEOGNOSTICA SUL TERRENO DI
FONDAZIONE DI UN COMPLESSO EDILIZIO
IN PROGETTO IN LOCALITA' LAVEZZOLA
VIA DEI CARRACCI

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Cesena, Settembre 2011



1. PREMESSA

Su richiesta della Ditta UNIGRA' si è fatta un'indagine geognostica sul terreno di fondazione di un'area edificabile situata in Via dei Carracci a Lavezzola.

Nella presente relazione, dopo un inquadramento geologico del sito, si descrivono le indagini fatte e la stratigrafia del terreno che ne risulta. Si fornisce una schematizzazione geotecnica della successione di terreni esplorata e si fanno valutazioni di primo orientamento sulla portanza e compressibilità del terreno di fondazione e sulla tipologia delle fondazioni da adottare. Si valutano infine gli aspetti sismici.

Quanto riportato in questo documento costituisce un inquadramento della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni del sito in esame, nonché degli aspetti sismici, quale risulta dalle indagini eseguite, rimanendo comunque nella responsabilità del Progettista l'assunzione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto che egli riterrà più opportuni in relazione al tipo di manufatto da realizzare ed alla normativa vigente.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

L'abitato di Lavezzola è situato in zona di bassa pianura a sud del Fiume Reno, lungo la strada (Via Bastia) che dalla località La Giovecca, presso il Fiume Santerno, va verso nord, fino ad immettersi nella Statale Adriatica (Via Reale) poco prima dell'attraversamento del Fiume Reno, in località Bastia. Questa strada ad andamento tortuoso segue presumibilmente un alveo abbandonato del Fiume Reno. Lungo Via Bastia le quote del terreno sono di circa 5 metri sul livello del mare e decrescono sia ad est che ad ovest della strada e dell'abitato.

Il terreno in esame è situato in posizione intermedia fra Via Bastia ad ovest e la ferrovia ad est, sul lato est di Via dei Carracci, avente quota di m 4,70 sul livello del mare.

Lavezzola è situata a monte della linea di costa più avanzata dell'ingressione olocenica, la quale corrisponde circa alla Via Reale e si trova quindi nella zona occupata durante l'Olocene dalla laguna che si era formata a monte dei cordoni sabbiosi costieri. Nella zona il terreno superficiale consiste in depositi di bonifica ed alluvioni recenti che ricoprono rilevanti spessori di depositi lagunari e vallivi, consistenti in terreno argilloso-limoso molle, con presenza di strati più o meno torbosi e con alcune lenti di sabbia intercalate.

Alla profondità di 17-18 metri inizia il substrato di alluvioni tardopleistoceniche, consistenti in terreno argilloso-limoso più o meno sovraconsolidato con molti livelli sabbioso-limosi e con lenti di sabbia fine intercalate.

Il livello della falda è superficiale e può oscillare fra 1 e 2 metri di profondità dal piano campagna.

3. INDAGINI IN SITO

Il terreno è stato esplorato mediante n.3 prove penetrometriche statiche spinta a 30, 27 e 25 metri di profondità ed ubicate come indicato in Tavola III.

Le prove sono state fatte con attrezzo tipo "olandese" con punta meccanica tipo Begemann e si sono fatte, ogni 20 cm di avanzamento, misure di resistenza alla punta (R_p o q_c) e di resistenza laterale locale (R_f o f_s). Si è inoltre calcolato il rapporto R_p/R_f utile per l'interpretazione stratigrafica.

Accanto alla CPT.1/11 si è fatto un rilievo sismico con tromografo digitale "Tromino" per la determinazione del V_{s30} .

4. STRATIGRAFIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Superficialmente è presente circa un metro di terreno di riporto limoso-sabbioso, indurito per essiccamento e misto a macerie minute.

Segue fino a 5-6 metri di profondità terreno argilloso-limoso in prevalenza molle con qualche lente sottile limoso-sabbiosa intercalata (alluvioni recenti).

Segue poi fino a 17-18 metri terreno argilloso-limoso in prevalenza da molto molle a molle, con probabile presenza di strati di argilla morbosa e qualche livello di torba. Una piccola lente sabbiosa è presente sui 17 metri nella CPT.3/11.

Segue terreno argilloso-limoso in prevalenza compatto (alluvioni pleistoceniche) con alcune lenti di sabbia fine intercalate.

Il livello della falda è stato rilevato ad un metro circa di profondità.

5. ORIENTAMENTI GEOTECNICI

In Tavola V si sono riportati cumulativamente i diagrammi penetrometrici delle tre prove corredati di stratigrafia media e di schematizzazione geotecnica. I parametri geotecnica indicati possono essere assunti come valori caratteristici.

La presenza di rilevanti spessori di terreno di scarsa consistenza e di elevata compressibilità consiglia di fare ricorso a fondazioni dirette solo per fabbricati di limitata altezza (2 - 3 piani) e di pianta regolare. Gli assestamenti sono comunque da prevedersi importanti, per cui è opportuno realizzare fondazioni rigide (reticolo di travi o platea di elevata rigidità) al fine di garantire una più uniforme distribuzione degli assestamenti.

Si suggerisce una profondità di fondazione di circa m 1,50 per superare lo strato superficiale soggetto a variazioni stagionali di umidità e volume.

Si è fatta una valutazione della pressione ammissibile nei confronti della rottura fatta nel modo tradizionale con coefficiente di sicurezza $F=3$ (Tavola VI-1). La verifica è stata fatta in condizioni non drenate, in quanto più sfavorevoli, assumendo una coesione media $c_u=0,30$ kg/cm² ed una profondità di fondazione $D=1,50$ m, ottenendo i seguenti valori di pressione ammissibile totale:

$q_a = 0,92 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=2,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,89 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=3,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,88 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=4,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,87 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=5,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,89 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione allungata di larghezza $B=1,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,82 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione allungata di larghezza $B=2,00 \text{ m}$

Fra i carichi applicati va considerato anche il peso della fondazione e del terreno che insiste sulla stessa.

L'Approccio 2 previsto dalle NTC-2008 non prevede penalizzazioni dei parametri geotecnica e fissa il coefficiente di sicurezza nel valore $\gamma_R=2,3$. Le azioni vanno però maggiorate moltiplicando per 1,3 i carichi permanenti e per 1,5 quelli variabili. Secondo l'Approccio 2 risultano quindi i seguenti valori di pressione ammissibile nei confronti della rottura (Tavola VI-2):

$q_a = 1,12 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=2,00 \text{ m}$
 $q_a = 1,08 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=3,00 \text{ m}$
 $q_a = 1,06 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=4,00 \text{ m}$
 $q_a = 1,05 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione quadrata di lato $B=5,00 \text{ m}$
 $q_a = 1,08 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione allungata di larghezza $B=1,00 \text{ m}$
 $q_a = 0,99 \text{ kg/cm}^2$ per una fondazione allungata di larghezza $B=2,00 \text{ m}$

Per quanto riguarda gli assestamenti le NTC-2008 non prevedono penalizzazioni dei parametri geotecnica, né maggiorazioni delle azioni, per cui resta valido il metodo tradizionale.

Assumendo come sovraccarico sul terreno di appoggio la pressione ammissibile netta (pressione ammissibile totale – pressione litostatica al piano di fondazione) ed utilizzando i valori di modulo edometrico ricavabili dalle correlazioni con la resistenza statica alla punta, si sono ottenuti i seguenti assestamenti:

$\Delta H = 2,45 \text{ cm}$ per una fondazione quadrata di lato $B=2,00 \text{ m}$
 $\Delta H = 3,69 \text{ cm}$ per una fondazione quadrata di lato $B=3,00 \text{ m}$
 $\Delta H = 4,80 \text{ cm}$ per una fondazione quadrata di lato $B=4,00 \text{ m}$
 $\Delta H = 5,80 \text{ cm}$ per una fondazione quadrata di lato $B=5,00 \text{ m}$
 $\Delta H = 3,40 \text{ cm}$ per una fondazione allungata di larghezza $B=1,00 \text{ m}$
 $\Delta H = 4,96 \text{ cm}$ per una fondazione allungata di larghezza $B=2,00 \text{ m}$

Queste valutazioni, anche se orientative, indicano la possibilità di assestamenti importanti, per cui una limitazione della pressione ammissibile di progetto al disotto dei valori sopra indicati è da considerare opportuna, dove possibile.

6. ASPETTI SISMICI

Il Comune di Conselice è classificato Zona Sismica 2.

Dai tabulati allegati alle NTC-2008 si ricavano, per un fabbricato di Classe II, Vita Nominale 50 anni e Stato Limite di Salvaguardia della Vita, i seguenti parametri sismici:

$T_r = 475$ anni

$a = 0,162$ g

$F_o = 2,567$

$T_c^* = 0,280$ sec.

Il V_{s30} calcolato dalla CPT.1/11, spinta a 30 m di profondità, sulla base delle correlazioni con c_u ed N_{spt} ricavabili dalla normativa, è risultato:

$V_{s30} = 168$ m/sec

L'indagine sismica mediante "Tromino" ha fornito in seguenti valore:

$V_{s30} = 165$ m/sec da 0 a 30 metri di profondità.

Il terreno di fondazione del sito in esame rientra quindi nella Categoria "D":
<<Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt} < 15$, $c_u < 70$ kPa).>>

Il Coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta $S_s = 1,776$, mentre il Coefficiente di amplificazione topografica è $S_t = 1$ essendo il sito pianeggiante. L'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max} = 0,162 \times 1,776 \times 1 = 0,288$ g.

Per il sito in esame si può escludere il pericolo di liquefazione in quanto fino a 15 metri di profondità non sono presenti strati di sabbia significativi.

In tavola X si è riportato lo Spettro di risposta elastico ricavato sulla base delle NTC-2008 per un manufatto di Classe II, Vita Nominale 50 anni e Stato Limite di Salvaguardia della Vita.



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



PLANIMETRIA Scala 1:500

Committente **MARTINI (UNIGRA')**
 Lavoro **Via del Carracci**
 Localita' **LAVEZZOLA**
 Attrezzo **Pagani 20 t.**

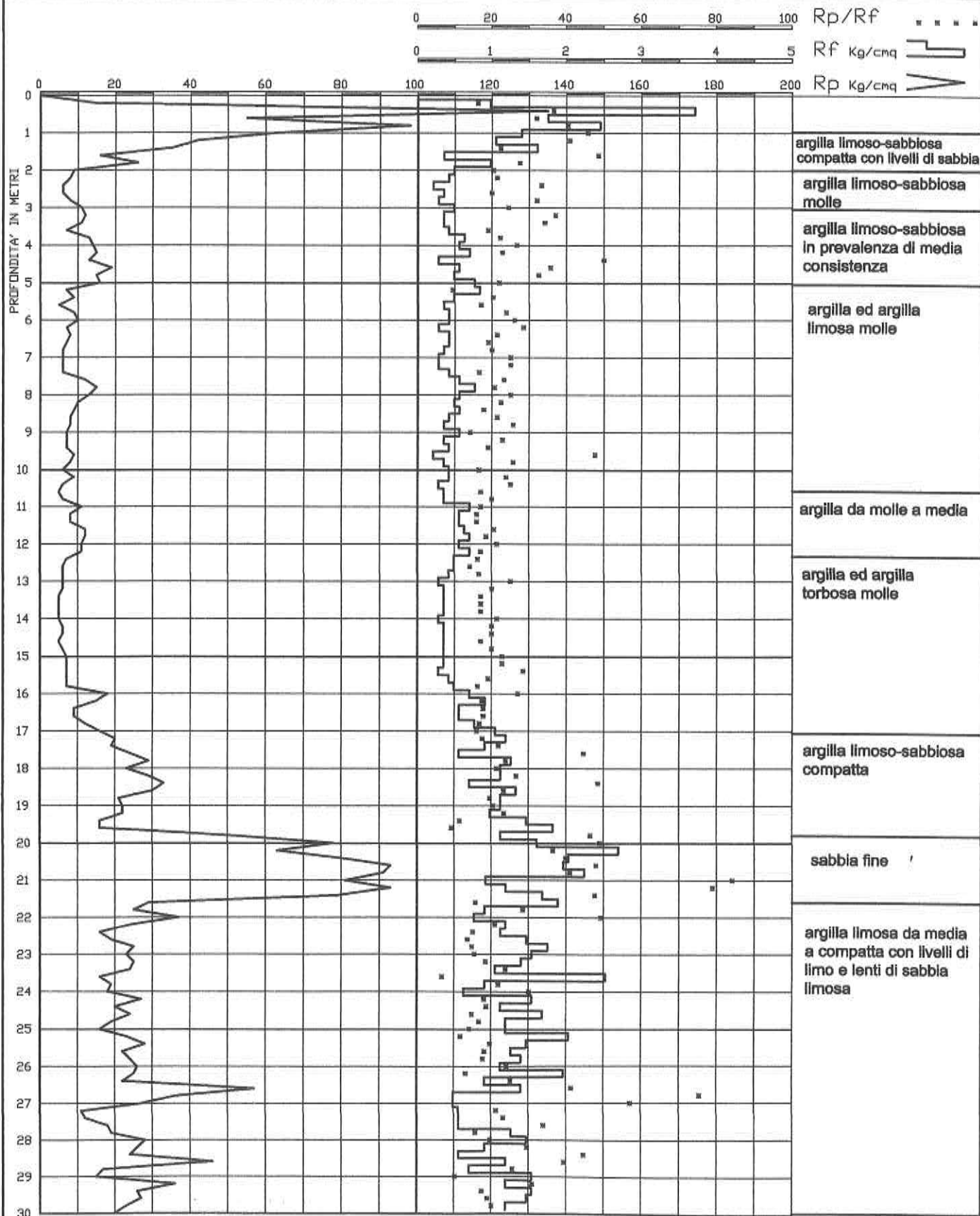
Data **09/09/11**

Dr. ANGELO ANGELI
 Studio Geologia Tecnica
 Cesena, via Padre Genocchi, 222
 tel.0547 27682 - fax.0547 21128

PROVA STATICA N. 1/11

QUOTA : p.c.

LIV. ACQUA : -0.90



Committente **MARTINI (UNIGRA')**
 Lavoro **Via del Carracci**
 Localita' **LAZZOLA**
 Attrezzo **Pagani 20 t.**

Data **09/09/11**

Dr. ANGELO ANGELI
 Studio Geologia Tecnica
 Cesena, via Padre Genocchi, 222
 tel.0547 27682 - fax.0547 21128

PROVA STATICA N. 2/11

QUOTA : p.c.

LIV. ACQUA : -1.00

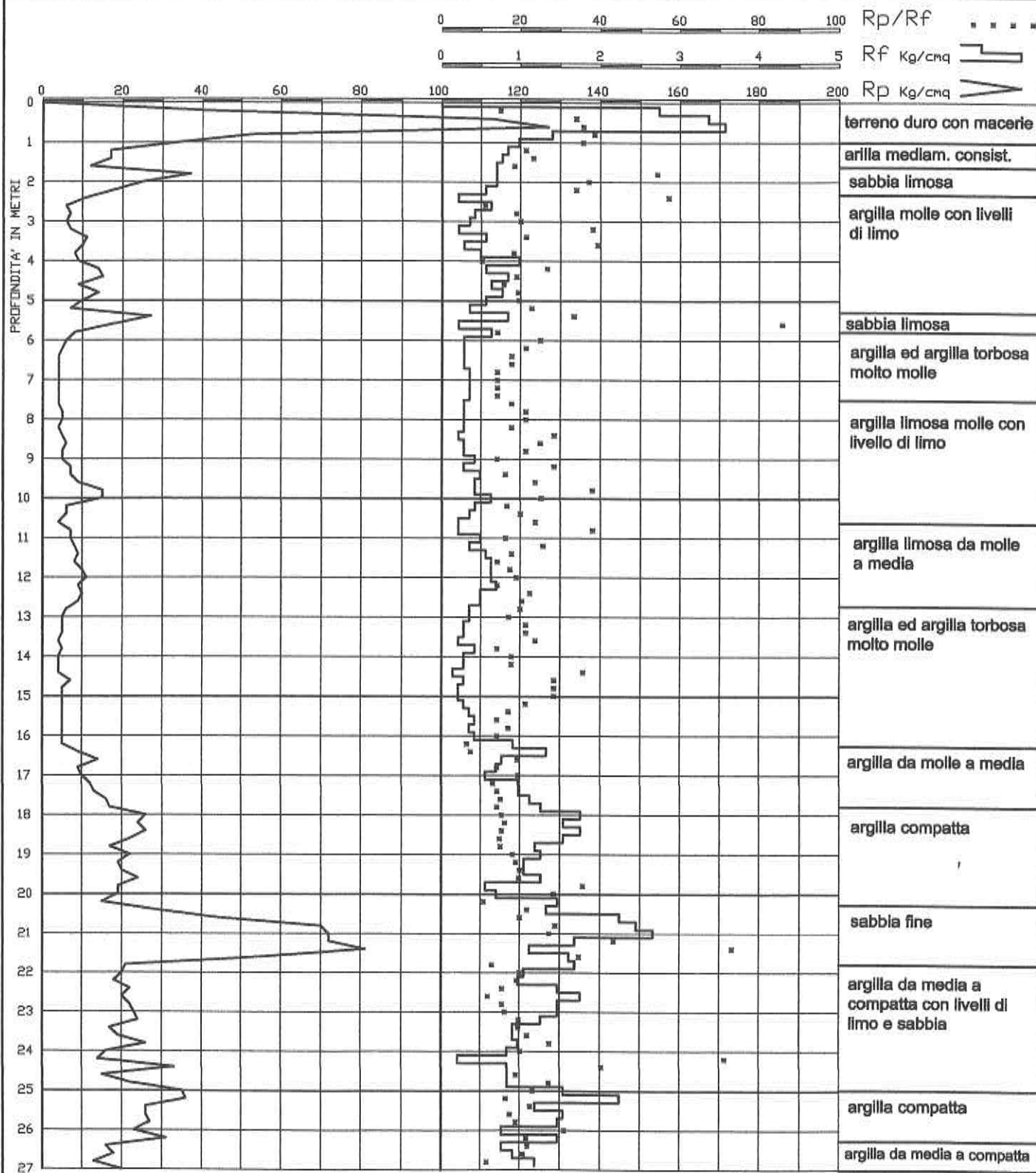


TAVOLA IV- 3

Committente **MARTINI (UNIGRA')**
 Lavoro **Via del Carracci**
 Localita' **LVEZZOLA**
 Attrezzo **Pagani 20 t.**

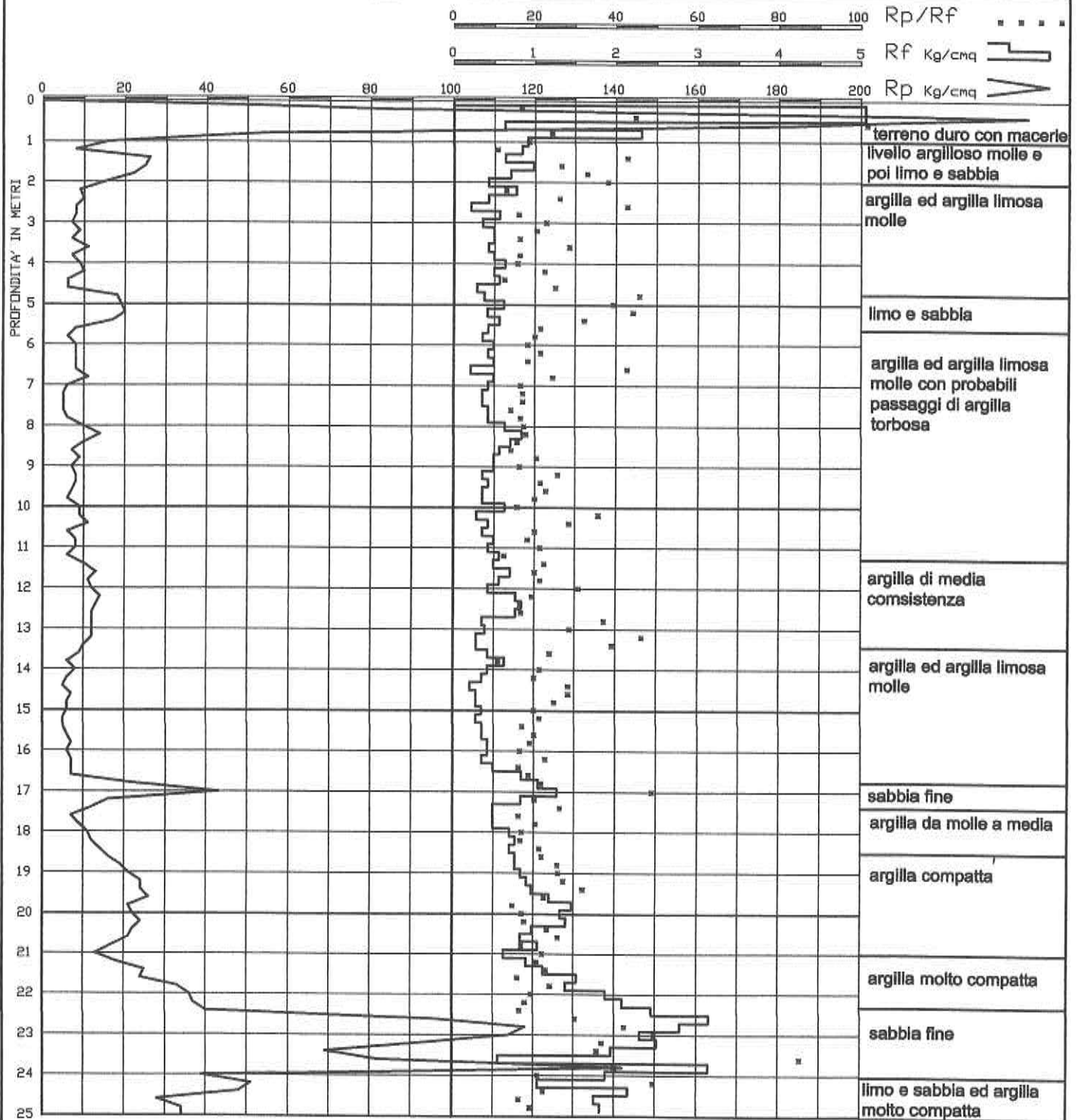
Data **09/09/11**

Dr. ANGELO ANGELI
 Studio Geologia Tedica
 Cesena, via Padre Genocchi, 222
 tel.0547 27682 - fax.0547 21128

PROVA STATICA N. **3/11**

QUOTA : **p.c.**

LIV. ACQUA : **-1.00**

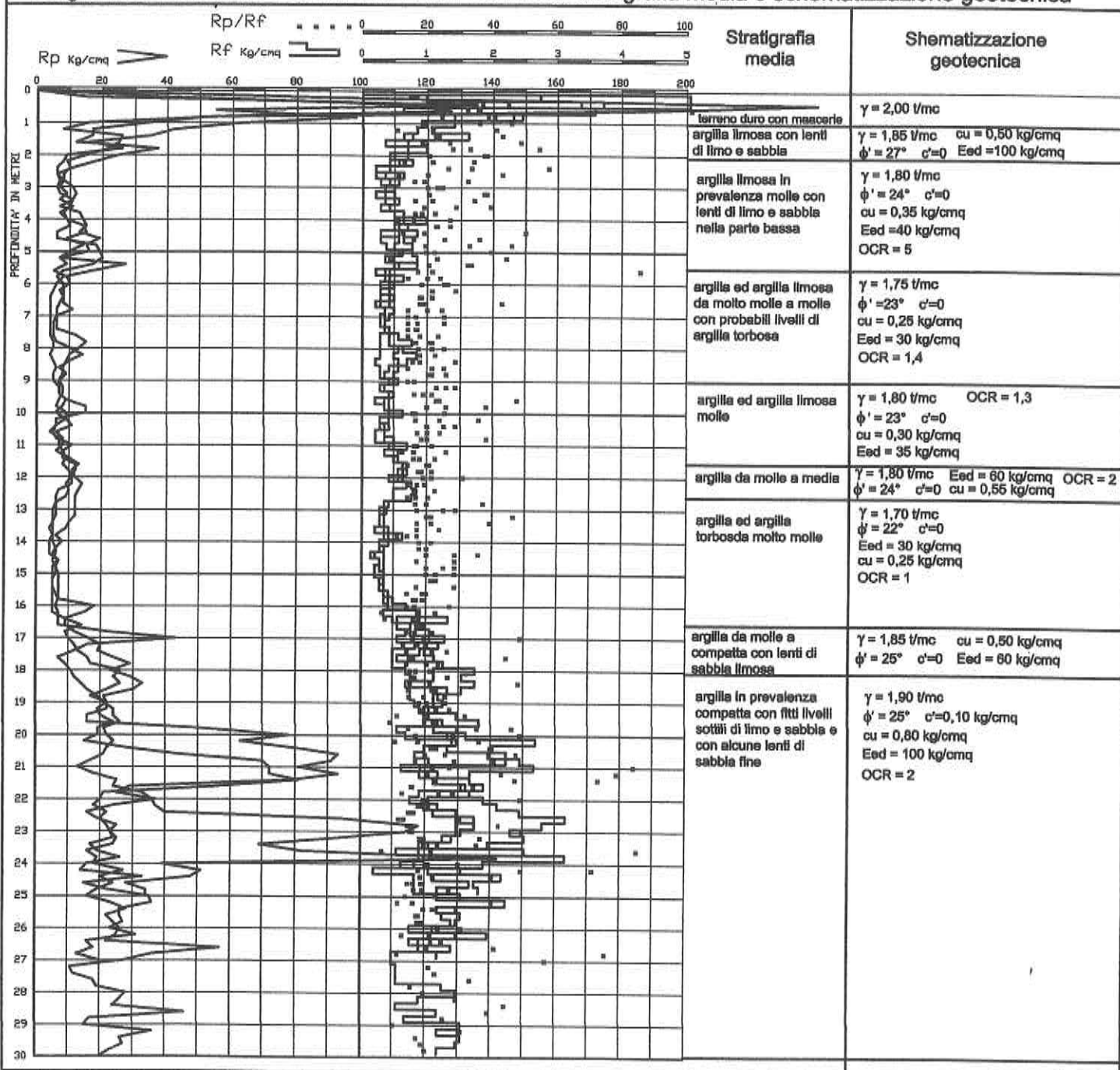


Committente **MARTINI (UNIGRA)**
 Lavoro **Via dei Carracci**
 Località **LAVEZZOLA**
 Attrezzo **Pagani 20 t.**

LIV. ACQUA **-1,00 dal .c.**
 QUOTA **p.c.**
 Data **09/09/11**

Dr. ANGELO ANGELI
 Studio Geologia Tecnica
 Cesena, via Padre Genocchi, 222
 tel.0547 27682 - fax.0547 21128

Diagramma cumulativo delle CPT.1/11-2/11-3/11 con stratigrafia media e schematizzazione geotecnica



γ = densità naturale

$\phi' =$ e $c' =$ angolo di attrito e coesione in condizioni drenate

OCR = grado di sovraconsolidamento

$c_u = s_u$ = coesione non drenata o resistenza iniziale al taglio

E_{ed} = modulo edometrico

Lavoro: **LAVIZZOLA**

PRESSIONE AMMISSIBILE PER FONDAZIONI DIRETTE SU TERRENO COESIVO

Definizioni										Coefficiente di sottofondo		
B = larghezza della fondazione	Fond. n.	B	L	D	B/h	f	netta	kg/cm ²	kg/cm ²	γ [*] D	qa	K
L = lunghezza della fondazione	1	2.00	2.00	1.50	0.13	1.00	0.64	0.278	0.92			kg/cm ²
D = profondità della fondazione	2	3.00	3.00	1.50	0.19	1.00	0.62	0.278	0.89			0.26
cu = coesione non drenata	3	4.00	4.00	1.50	0.25	1.00	0.60	0.278	0.88			0.17
γ = peso di volume del terreno	4	5.00	5.00	1.50	0.31	1.00	0.59	0.278	0.87			0.13
f = fattore di correzione dipendente da B/h	5	1.00	20.00	1.50	0.06	1.00	0.61	0.278	0.89			0.10
h = spessore strato cedevole	6	2.00	20.00	1.50	0.13	1.00	0.55	0.278	0.82			0.18
F = coefficiente di sicurezza												0.11
cu = 0.30												
γ = 1.85												
h = 16												
F = 3												

$$qa = (5,14 \cdot f \cdot cu^* (1+0,2 \cdot B/L)^* (1+0,2 \cdot D/B)^* zc) / (F \cdot \gamma^* D)$$

Fattore correttivo sismico

$$zc = 1-0,32 \times kh$$

$$kh = (a/g) \times S$$

$$S = SsxSt = 1,776$$

$$a/g = 0,162$$

$$kh = 0,288$$

$$zc = 0,908$$

Se si considera la pressione ammissibile totale (qa) fra i carichi applicati vanno considerati anche il peso della fondazione e del terreno che insiste sulla stessa

CALCOLO DEL CEDIMENTO MEDIO

Lavoro: **Cesena - Via Serraglio**

Caratteristiche degli strati										dP per ogni strato e per ogni fondazione										dH per ogni strato e per ogni fondazione									
Strato n.	da	a	H	cm	mv	Z	m	cmq/kg	m	Fondazione numero:										Fondazione numero									
1	1.50	5.50	400	0.0250	2.00	0.16	0.22	0.27	0.30	0.19	0.25	0.11	0.50	0.84	1.18	1.50	0.82	1.28		1	2	3	4	5	6				
2	5.50	9.00	350	0.0333	5.75	0.04	0.07	0.10	0.13	0.07	0.11	0.16	0.29	0.42	0.56	0.31	0.51												
3	9.00	11.50	250	0.0286	8.75	0.02	0.04	0.06	0.08	0.04	0.07	0.16	0.29	0.42	0.56	0.31	0.51												
4	11.50	12.50	100	0.0167	10.50	0.02	0.03	0.05	0.06	0.03	0.06	0.16	0.29	0.42	0.56	0.31	0.51												
5	12.50	16.50	400	0.0333	13.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.03	0.04	0.15	0.29	0.42	0.56	0.31	0.59												
6																													
7																													
8																													

Caratteristiche della fondazione e relativo cedimento

Fondaz. n.	L	B	D	m	kg/cm ²	cm	dH
1	2.00	2.00	1.50	0.64	2.45		
2	3.00	3.00	1.50	0.62	3.69		
3	4.00	4.00	1.50	0.60	4.80		
4	5.00	5.00	1.50	0.59	5.80		
5	20.00	1.00	1.50	0.61	3.40		
6	20.00	2.00	1.50	0.55	4.96		

Z = profondità della mezzera dello strato dalla base della fondazione

L'incremento di tensione verticale a metà di ogni strato è stato calcolato

con la regola dell'uno su due :

$$mv = 1/Eed$$

$$dp = (B^* \cdot Po) / (B + Z) \cdot (L + Z)$$

$$dH = \Sigma (mv \cdot H \cdot dP)$$

Si asseme come incremento di pressione sul terreno di appoggio la pressione ammissibile netta

TAVOLA VI - 1

TAVOLA VI-2

Dr. ANGELO ANGELI - Studio Geologia Tecnica - Cesena, via Padre Genocchi, 222 - tel. 054727682

Lavoro: Lavezzola - Via dei Carracci

Pressione ammissibile nei confronti della rottura

Fondazione diretta su terreno coesivo - condizioni non drenate

NTC-2008 - Approccio 2 : A1+M1+R3 - Azioni secondo Tab.6.2.1 (A1) : $G \times 1,3 + Q \times 1,5$

Valori caratteristici			Coeff. Parziali (tab.6.2.II).			valori di progetto			S=SsxSt= 1.776					
$\phi_{uk} =$	0	gradi	$\gamma\phi' =$	1		$\phi_{ud} =$	0		$\gamma R =$	2.3	$a/g =$	0.162		
$c_{uk} =$	0.30	kg/cmq	$\gamma c_u =$	1		$c_{ud} =$	0.30				$K_h =$	0.288		
$\gamma_k =$	1.85	t/mc	$\gamma\gamma =$	1		$\gamma d =$	1.85				$z_c =$	0.908		
qa = pressione ammissibile				Q = portata										
Definizioni				Immissione dei dati						qa- γD	$\gamma^* D$	qa		
B = larghezza della fondazione				Fond.	B	L	D	B/h	f	netta		totale	Protata	
L = lunghezza della fondazione				n.	m	m	m			kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	Q	
D = profondità della fondazione				1	2.00	2.00	1.50	0.13	1.00	0.84	0.278	1.12	45	tonn.
cu = coesione non drenata				2	3.00	3.00	1.50	0.19	1.00	0.80	0.278	1.08	97	tonn.
γ = peso di volume del terreno				3	4.00	4.00	1.50	0.25	1.00	0.79	0.278	1.06	170	tonn.
f = fattore di correzione				4	5.00	5.00	1.50	0.31	1.00	0.77	0.278	1.05	263	tonn.
dipendente da B/h				5	1.00	20.00	1.50	0.06	1.00	0.80	0.278	1.08	215	tonn.
h = spessore strato cedevole				6	1.50	20.00	1.50	0.09	1.00	0.74	0.278	1.02	306	tonn.
F = coefficiente di sicurezza				7	2.00	20.00	1.50	0.13	1.00	0.71	0.278	0.99	397	tonn.
	cu =	0.30	kg/cmq	qa = 5,14 * f * cu*(1+0,2*B/L)*(1+0,2+D/B)*zc/F+ $\gamma^* D$										
	γ =	1.85	t/mc	zc =1-0,32 x Kh correzione per azione sismica										
	h =	16.00	m	Se il terreno è omogeneo mettere un valore alto										
	F = γR =	2.3		f = 1+0,087(B/h-1,49) con B/h>1,49						fattore correttivo per strato sottile				

I carichi permanenti vanno moltiplicati per 1,3 e quelli variabili per 1,5. Fra i carichi applicati va anche il peso della fondazione e del terreno che insiste sulla stessa.

Dr. Angelo Angeli - Studio Geologia Tecnica - Cesena, via Padre Genocchi n.222 - tel.:054727682

Lavoro: Lavezzola - Via dei Carracci

Riferimento: CPT 1/11

CALCOLO DEL Vs30 sulla base di Nspt e cu

Sabbie: $Vs(m/sec) = 5,14 \times Nspt + 103$ Argille: $Vs(m/sec) = 100 cu(kg/cmq) + 110$ con $cu > 0,7 kg/cmq$ altrimenti $Vs(m/sec) = 157 cu(kg/cmq) + 70$

Strato		Tipo	Rp	Nspt	cu	H	Vs	H/Vs
n.	da m	a m	C o l	kg/cmq		m	m/sec	
1	0.00	2.00	C	20	---	1.27	2.00	237
2	2.00	3.00	C	7	---	0.38	1.00	130
3	3.00	3.80	C	10	---	0.58	0.80	161
4	3.80	5.00	C	14	---	0.84	1.20	194
5	5.00	11.50	C	7	---	0.35	6.50	125
6	11.50	12.20	C	10	---	0.53	0.70	153
7	12.20	16.00	C	5	---	0.19	3.80	99
8	16.00	17.00	C	10	---	0.51	1.00	149
9	17.00	19.60	C	25	---	1.49	2.60	259
10	19.60	21.60	I	80	20	---	2.00	206
11	21.60	27.00	C	20	---	1.13	5.40	223
12	27.00	27.60	C	12	---	0.58	0.60	161
13	27.60	30.00	C	22	---	1.24	2.40	234
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								

Sommano 20 9.08 30.00 0.178

Si assume: $Nspt = Rp(kg/cmq)/4$ $cu = (Rp - P'vo)/15$

Vs30 = 168 m/sec

Vs30 = $\Sigma H / \Sigma (H/Vs)$

I=terreno incoerente

C=terreno coesivo

Il terreno è liquefacibile? (s/n):

n

Il substrato è fra 3 e 20 m di profondità? (s/n):

n

Vi sono più di 8 m di terreno coesivo con $Vs < 100$ m/s o più di 3 m di torba o terreno altamente torboso? (s/n)

n

Categoria terreno di fondazione:

---->

D

Note:

Vs>800:

A

Si assume: $Nspt = Rp(kg/cmq)/4$ e $cu = (Rp - P'vo)/15$

360<Vs<800:

B

Note

180<Vs<360:

C

Non sono presenti argille di elevata sensibilità con possibilità di fenomeni di collasso.

Vs<180:

D

Liquefazione:

S2

8 m con $cu < 0,2 kg/cmq$:

S1

substrato fra 3 e 20 m:

E

Year	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079	2080	2081	2082	2083	2084	2085	2086	2087	2088	2089	2090	2091	2092	2093	2094	2095	2096	2097	2098	2099	2100
1980	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100																					

Cerca

0000



Termini e Condizioni di utilizzo di Edilus-MS

04/04/2011

ACCA

il software per l'edilizia

Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

Longitudinal

Classe dell'edificio
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti....

Vita Nominale Struttura	50
-------------------------------	----

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

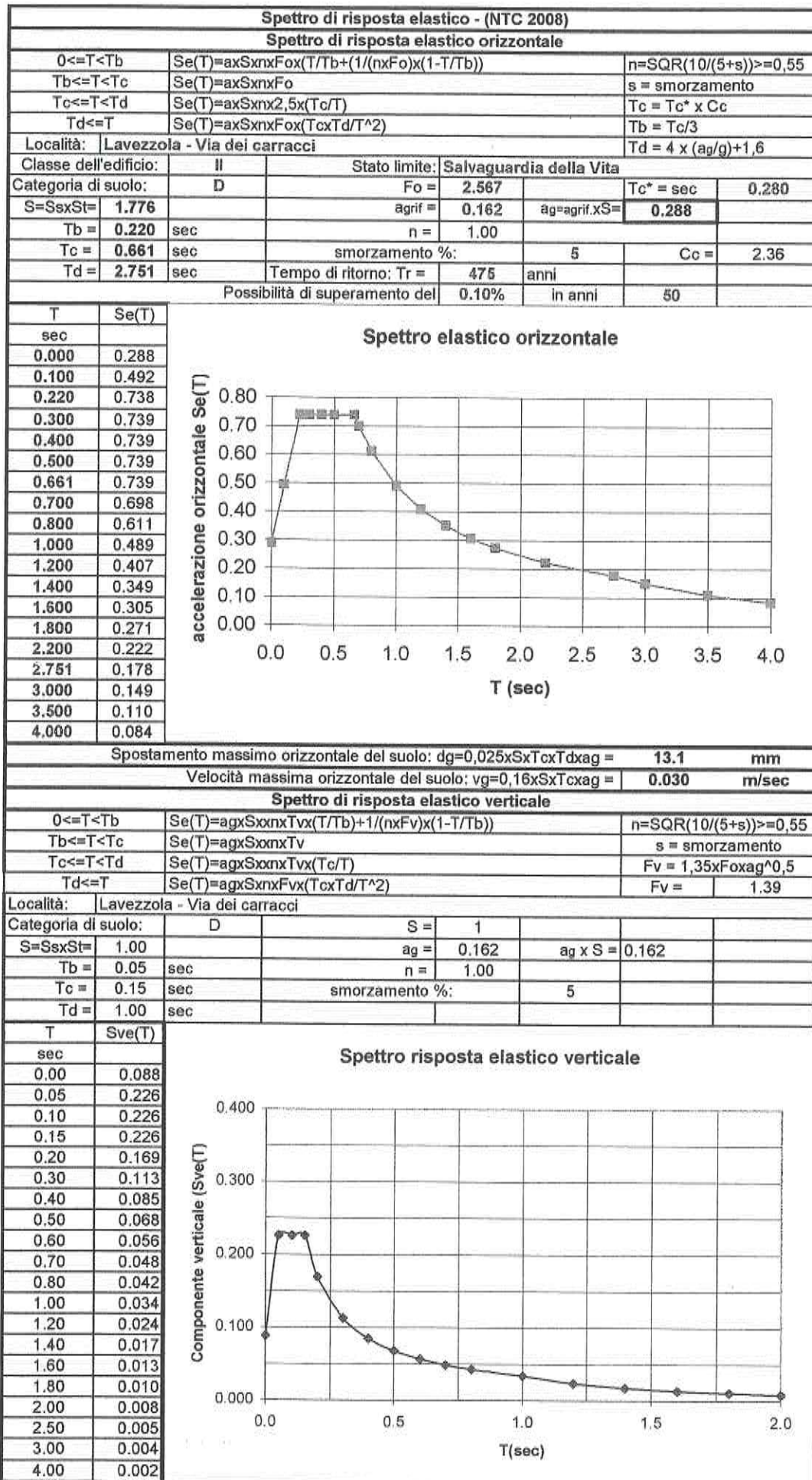
Parent and peer-collections

"Stato Limite"	T _r [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T* _c [s]
Operatività	30	0.048	2.460	0.260
Danno	50	0.059	2.502	0.280
Salvaguardia Vita	475	0.162	2.567	0.280
Prevenzione Collasso	975	0.215	2.507	0.283

TAVOLA IX

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena							
FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA							
AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA							
Località: Lavezzola - Via dei Carracci							
Dati:	a/g =	0.162		Fo	2.567	Categoria:	D
Categoria	Formule			Valori		Classe di Edificio	
sottosuolo	Ss =			Ss		II	
A	1.00			1.000			
B	1,00<=1,41-0,40Fo x a/g<=1,20			1.200			
C	1,00<=1,70-0,60Fo x a/g<=1,50			1.450			
D	0,90<=2,40-1,50Fo x a/g<=1,80			1.776		valore da usare	
E	1,00<=2,00-1,10Fo x a/g<=1,60			1.543			
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA							
Caratteristiche superficie topografica							
T1	pianeggiante con inclinazione media i<=15°						
T2	Pendio con i>15°						
T3	Rilievo con larghezza in cresta < della base e con 15°<i<30°						
T4	Rilievo con larghezza in cresta molto < della base ed i>30°						
Categoria							
topogr.						St	
T1						1.00	
T2	Alla sommità del pendio					1.20	
T3	In corrispondenza della cresta del pendio					1.20	
T4	In corrispondenza della cresta del pendio					1.40	
Riferimenti: NTC-2008 D.M. 14/01/2008							
arif/g =	0.162	Ss =	1.776	St =	1.00		
amax = arif x Ss x St =		0.288	g				
Kh = amax/g =				0.288	(fondazioni)		
Coefficienti riduttivi sismici: βm (opere di sostegno)							
accelerazioni		Categorie Sottosuolo					
ag		A	B, C, D, E				
		βm	βm				
0,2g<ag<=0,4g		0.31	0.31		valore da usare = 0.31		
0,1g<ag<=0,2g		0.29	0.24				
ag<=0,1g		0.20	0.18				
Kh = βm x St x Ss x a/g =				0.089	g	Kv = 0,50 Kh = 0.045 g	

TAVOLA X



**INDAGINE SISMICA PASSIVA MEDIANTE
TROMOGRAFO DIGITALE "TROMINO"
(METODO NAKAMURA)
STIMA DEL VS30 CON MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE
DI RISONANZA DA STAZIONE SINGOLA - METODO H/V**

Località: LAVEZZOLA -VIA DEI CARRACCI

Committente: MARTINI

Data: 09/09/2011

RELAZIONE GEOFISICA

Cesena, 09/08/2011

INDAGNE DI SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA PREMESSA E GENERALITA'

MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA

La prova sismica passiva a stazione singola rileva le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato per risonanza stratigrafica. La prova è comunemente nota come prova H/V: rapporto tra le componenti spettrali orizzontali (H) e la componente spettrale verticale (V).

In un sistema costituito da uno strato tenero (copertura) sopra un semispazio rigido (bedrock) un'onda tenderà a rimanere intrappolata nello strato tenero per riflessioni multiple e darà luogo a fenomeni di risonanza per lunghezze d'onda incidenti $\lambda = n \cdot 4H$. Le frequenze a cui si manifesta la risonanza sono descritte dalla legge:

$$f = n \cdot V_s / (4H) \quad \text{con } n = 1, 3, 5, \dots \quad (1)$$

dove n indica l'ordine del modo di vibrare (fondamentale per $n=1$) e V_s è la velocità delle onde di taglio nello strato di spessore H . Nella maggior parte dei casi, a causa delle attenuazioni nelle coperture, il solo modo visibile è quello fondamentale.

Un suolo vibra con maggiore ampiezza a specifiche frequenze (di risonanza) non solo quando è eccitato da un terremoto, ma anche quando è eccitato da un tremore di qualsiasi origine. Questo fa sì che la misura delle frequenze di risonanza dei terreni sia possibile ovunque ed in modo semplice, anche in assenza di terremoti.

L'equazione (1) permette di comprendere come la tecnica H/V possa fornire anche indicazioni di carattere stratigrafico: a partire da una misura di microtremore che fornisce f , nota la V_s delle coperture, si può infatti stimare la profondità dei riflettori sismici principali o viceversa.

Il rumore sismico ambientale viene generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche o vento) e dall'attività antropica. Viene detto anche "microtremore" perché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Al rumore di fondo, sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali antropiche e naturali. I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume P ed S, in parte da onde di superficiali che hanno velocità prossime a quelle delle onde S.

Il rumore sismico può essere misurato con il tromografo digitale Tromino ed analizzato con il software Grilla.

Dopo i primi studi di Kanai (1957), diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito. La tecnica maggiormente consolidata, proposta da Nogoshi & Igarashi (1970), prende in esame i rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectra Ratio HVSr o H/V). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire la frequenza di risonanza fondamentale del sottosuolo.

L'ampiezza del picco del rapporto H/V, pur essendo legata all'entità del contrasto di impedenza tra gli strati, non è correlabile all'amplificazione sismica in modo semplice.

La curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non risulta interpretabile applicando semplicemente l'equazione (1). E' necessario applicare il processo di inversione che richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V e che fornisce un'importante normalizzazione del segnale.

I valori assoluti degli spettri orizzontali (H) e verticali (V) variano con il livello assoluto del rumore ambientale (alte frequenze, disturbi "antropici" tipo mezzi in movimento, lavorazioni, calpestio ecc.). Nella pratica si usa H/V perché è un buon normalizzatore e, come ampiamente riconosciuto nella letteratura scientifica internazionale, H/V misura direttamente le frequenze di risonanza dei terreni. Prima dell'interpretazione le curve H/V vanno ripulite dei disturbi. Inoltre le curve H/V vanno osservate congiuntamente agli spettri delle singole componenti da cui derivano. Questo permette di discernere i picchi di natura stratigrafica da quelli di natura antropica. In condizioni normali le componenti spettrali NS, EW e Z (verticale) hanno ampiezze simili. Alla frequenza di risonanza invece si genera un picco H/V legato ad un minimo locale della componente spettrale verticale che determina una forma "a occhio" od "a ogiva": questa forma è indicativa di risonanze stratigrafiche. Se vi è inversione di velocità la componente verticale passa sopra a quelle orizzontali. In questo caso minimi locali nella curva della componente verticale sono indicativi di risonanza stratigrafica, se corrispondenti a picchi delle componenti orizzontali.

In una misura di tremore possono entrare anche vibrazioni monofrequenziali (artefatti) indotte da macchinari o simili. Queste producono picchi stretti ben definiti su tutte e tre le componenti spettrali e sono quindi facilmente distinguibili.

STIMA DI VS30 A PARTIRE DA MISURE A STAZIONE SINGOLA

L'analisi H/V permette di identificare i contrasti di impedenza tra gli strati. Una coltre di sedimenti sovrastanti un substrato roccioso (bedrock) darà un picco nella funzione H/V. Però anche una coltre di sedimenti fini sopra uno strato di ghiaia può generare un massimo nella funzione H/V. In questo caso lo strato di ghiaia viene in genere indicato come bedrock-like (strato assimilabile al bedrock) anche se la sua velocità è inferiore agli 800 m/s previsti dalla normativa. Anche questi strati bedrock-like sono in grado di creare fenomeni di intrappolamento d'onde e quindi fenomeni di risonanza, se la discontinuità nelle Vs è netta.

A partire da una misura di frequenza di risonanza, tramite l'equazione (1), è possibile ottenere una stima delle Vs delle coperture, a patto che sia nota la profondità dello strato che la genera, o viceversa. L'equazione (1) vale però solo nei sistemi costituiti da monostrato+bedrock, mentre nei casi multistrato è necessario ricorrere a modelli più complessi, basati sulla propagazione delle onde di superficie. Oltre al software adatto, per trasformare una curva H/V in un profilo di Vs è necessario un vincolo, che normalmente è la profondità di un contatto tra litologie diverse, noto da prove penetrometriche, sondaggi ecc. In assenza di qualsiasi vincolo esistono infiniti modelli (cioè

combinazioni Vs-H) che soddisfano la stessa curva H/V. La prova penetrometrica è quella che meglio si presta a vincolare l'H/V in quanto fornisce indicazioni sulle diverse proprietà meccaniche degli strati di terreno. Nella scelta di primo tentativo delle Vs dei singoli strati si può fare riferimento alle correlazioni esistenti in letteratura fra i dati penetrometrici e la Vs. Valori orientativi di velocità delle onde S sono riportati nella Tabella 1. Ad essi si può fare riferimento nella scelta di primo tentativo della Vs del bedrock e degli strati di copertura.

Quindi risulta indispensabile avere a disposizione dei vincoli da prove dirette del sottosuolo (penetrometrie, carotaggi) per poter associare ai picchi rilevati dalle misure di microtremore dei contrasti di impedenza adeguati, cioè modellare il mezzo geologico affinché rappresenti in maniera attendibile il sottosuolo, cioè strati con spessori e velocità associabili alla curva misurata delle frequenze di risonanza con il rapporto spettrale H/V.

Nel caso semplice di strato omogeneo sopra un bedrock, se da misure dirette è nota la profondità H del bedrock (o bedrock-like), si può calcolare il Vs30 attraverso le misure di frequenza (fr). Se $H > 30$ m, il valore di Vs30 viene calcolato direttamente dalla [1].

Se $H \leq 30$ m, allora:

$$Vs30 = \frac{30}{t_h + t_{30-H}} = \frac{30}{(1/f_r) + (30-H)/V_b} \quad [2]$$

dove V_b è la velocità delle onde S nel bedrock o bedrock-like.

Nel caso di terreno multistrato il Vs30 viene calcolato sulla base del profilo di velocità ricostruito con la formula: $Vs30 = 30 / \sum (h_i / V_{si})$ [m/s]

Nel 2005 il progetto SESAME stabilì una serie di criteri per la valutazione della significatività statistica dei picchi H/V. La prima parte di questi criteri, individuata la frequenza del picco di risonanza, verifica se la registrazione è stata effettuata per un periodo statisticamente significativo e se l'analisi è stata condotta secondo i principi della statistica. La seconda parte di questi criteri analizza la geometria del picco e dice semplicemente se il picco ha una forma ben definita. Questa parte del test SESAME va interpretata con cognizione di causa perché solo un contatto netto tra litotipi diversi dal punto di vista meccanico genera picchi netti. Al contrario le transizioni graduali (per es., roccia fratturata su roccia sana, passaggi da limo-argilloso a sabbia-limosa e simili) generano più spesso amplificazione in una banda larga di frequenze. In questo caso eventuali non superamenti dei criteri SESAME non significa che non ci siano risonanze importanti, ma solo che non ci sono picchi singoli ben definiti.

Tabella 1. Valori caratteristici delle onde S nei vari tipi di suolo (Borcherdt, 1994).

Tipi di suolo	Vs min. (m/s)	Vs media (m/s)	Vs max. (m/s)
Rocce molto dure (rocce metamorfiche poco fratturate)	1400	1620	...
Rocce dure (graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie ed argilliti da poco a mediamente fratturati)	700	1050	1400
Suoli ghiaiosi e rocce da tenere a dure (rocce sedimentarie tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con + del 20% di ghiaia)	375	540	700
argille compatte e suoli sabbiosi (sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose o limose, argille da medie a compatte)	200	290	375
Terreni teneri (terreno di riporto sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

MODI DI VIBRARE

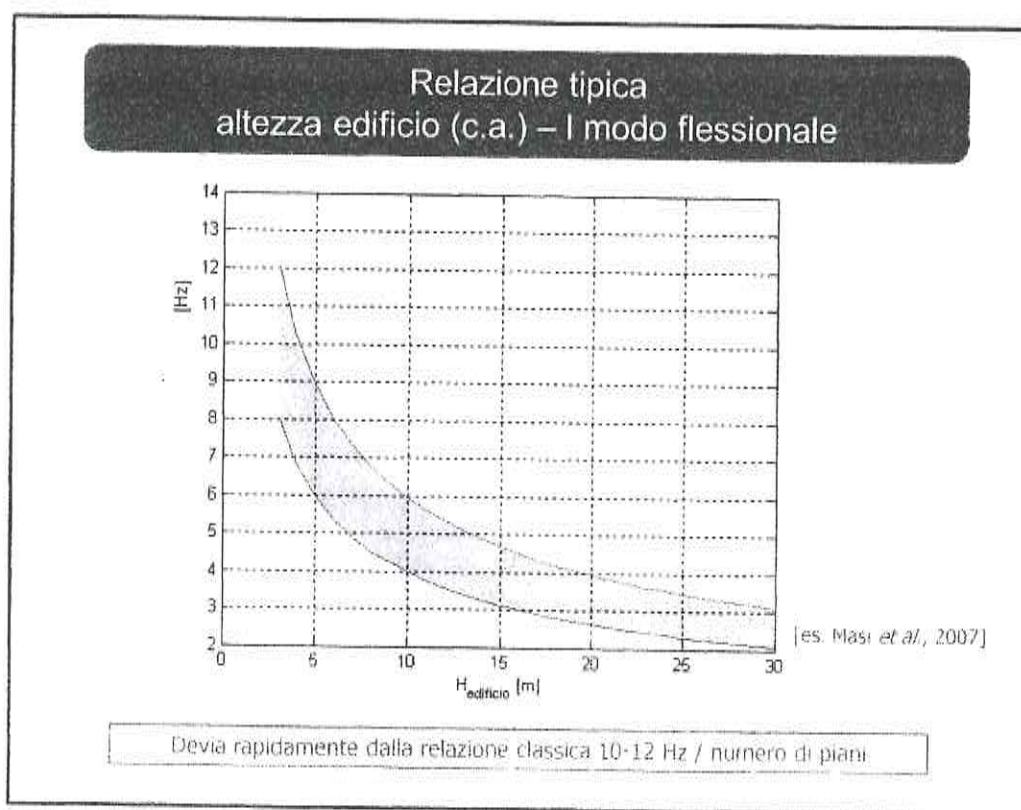
Come il sottosuolo, eccitato dalle onde che lo attraversano, presenta più modi di vibrare anche le strutture e gli edifici in c.a. presenta a loro volta delle frequenze di risonanza proprie dell'edificio. E' indispensabile evitare i fenomeni di doppia risonanza cioè quei casi in cui la frequenza propria del terreno ha picchi con frequenze di risonanza simili a quelle dell'edificio.

Se le risonanze suolo-struttura coincidono la situazione è sfavorevole dal punto di vista della vulnerabilità sismica, così come se la risonanza della struttura è a frequenze di poco superiore a quelle del sottosuolo la situazione è ugualmente problematica perché :

- a) gli edifici con il proprio danneggiamento diminuiscono la loro frequenza di risonanza;
- b) il sottosuolo può manifestare modi di vibrare di ampiezza maggiore e a frequenza maggiore rispetto a quella visibile con i microtremori.

Quindi è opportuno che la frequenza di risonanza della struttura risulti sempre lontana dal picco di risonanza del terreno.

Si allega di seguito il grafico semplificato che mette in relazione la frequenza di risonanza teorica per edifici in relazione alla loro altezza in metri, in modo da poter confrontare in maniera speditiva se sono possibili fenomeni di doppia risonanza (da "Tecniche di sismica passiva e attiva", Silvia Castellaro, 2010).



MARTINI, LAVEZZOLA TROMINO 2

Instrument: TRZ-0117/01-11

Start recording: 09/09/11 09:30:56 End recording: 09/09/11 09:50:56

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 92% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

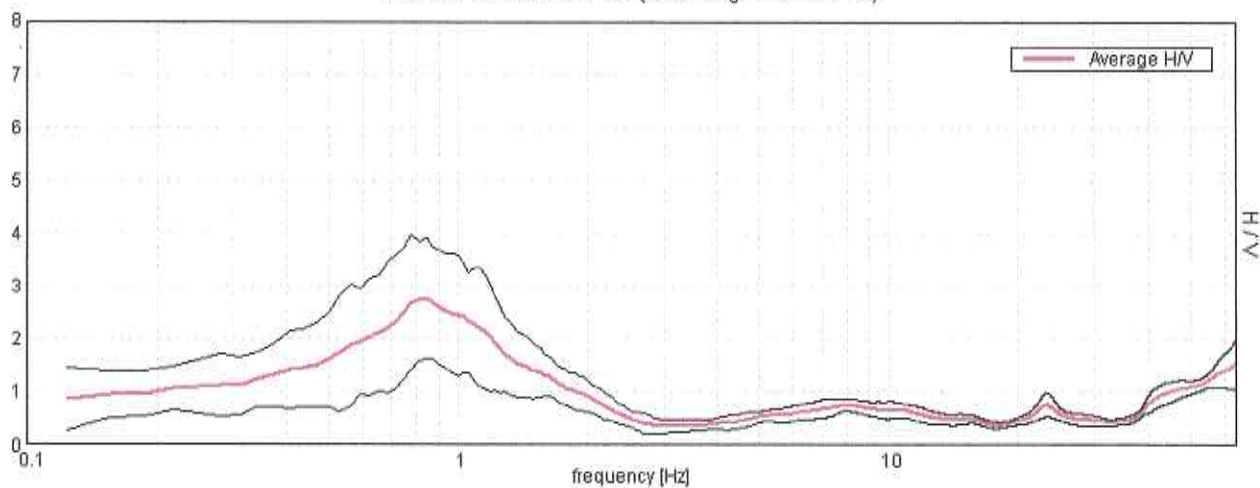
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

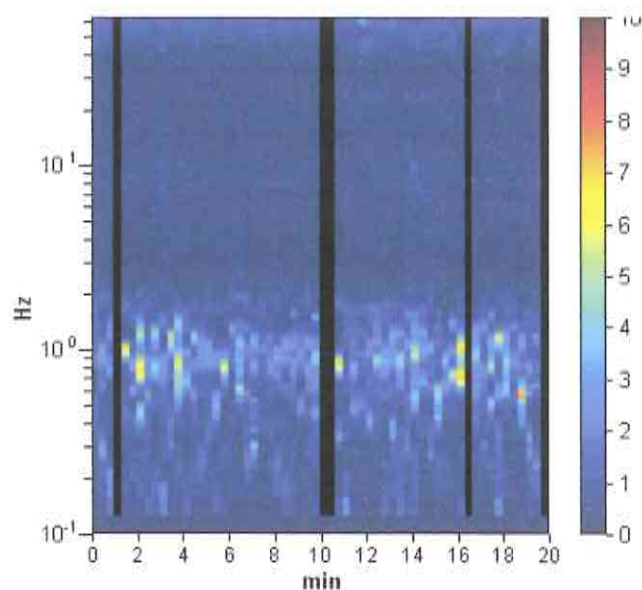
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

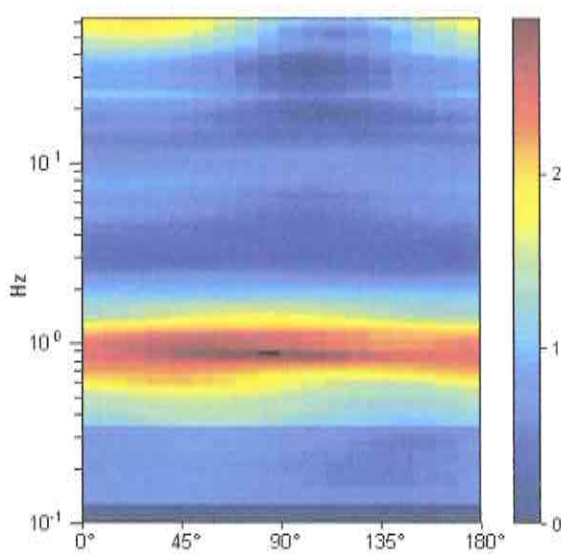
Max. H/V at 0.84 ± 0.01 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



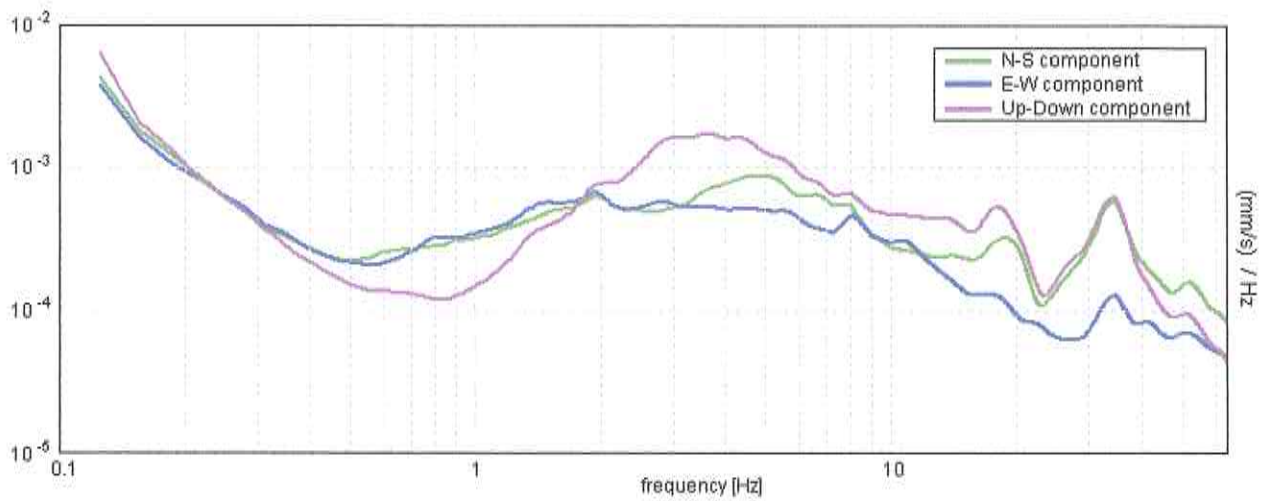
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

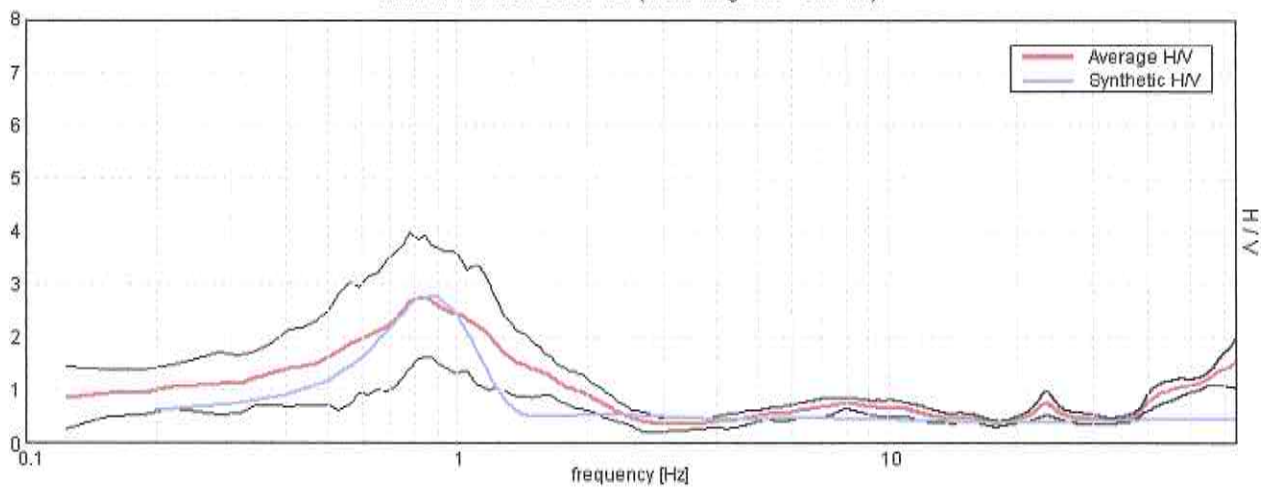


SINGLE COMPONENT SPECTRA



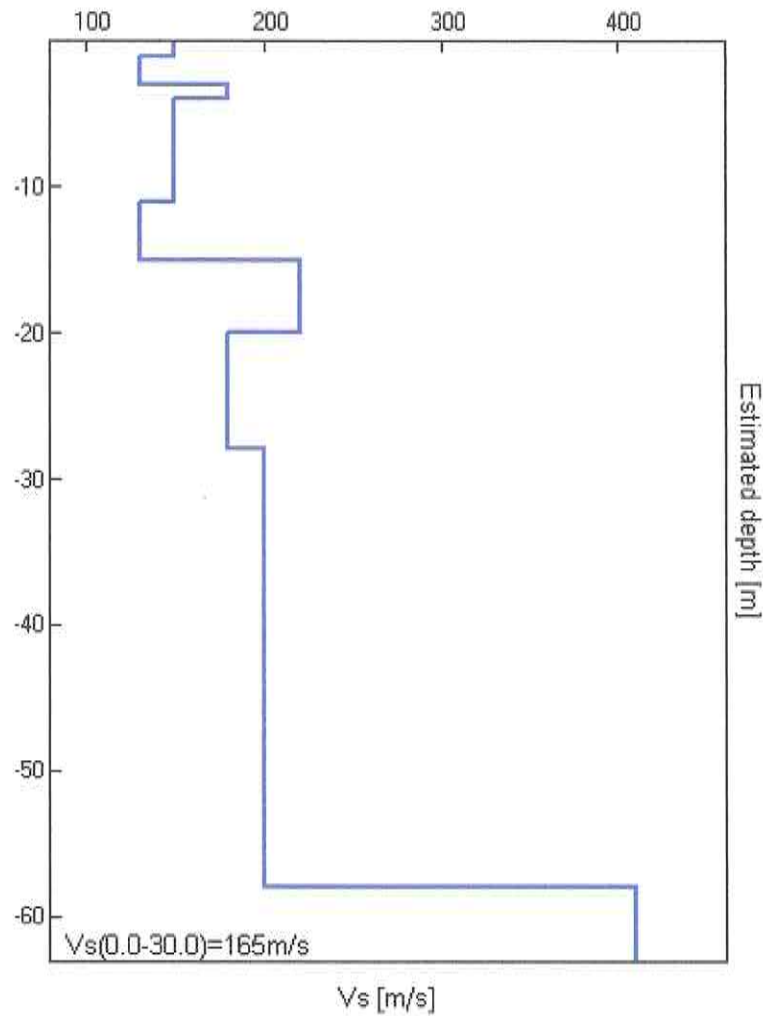
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.84 ± 0.01 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	150	0.35
3.00	2.00	130	0.35
4.00	1.00	180	0.35
11.00	7.00	150	0.35
15.00	4.00	130	0.35
18.00	3.00	220	0.35
20.00	2.00	220	0.35
28.00	8.00	180	0.35
58.00	30.00	200	0.35
inf.	inf.	410	0.35

Vs(0.0-30.0)=165m/s



Max. H/V at 0.84 ± 0.01 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.84 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$928.1 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 42 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^* in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	0.375 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.563 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.77 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00595 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.00502 < 0.12656$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.5655 < 2.0$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20