

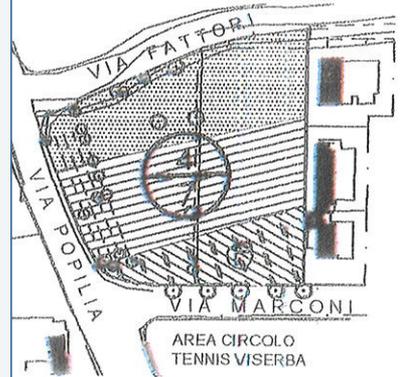
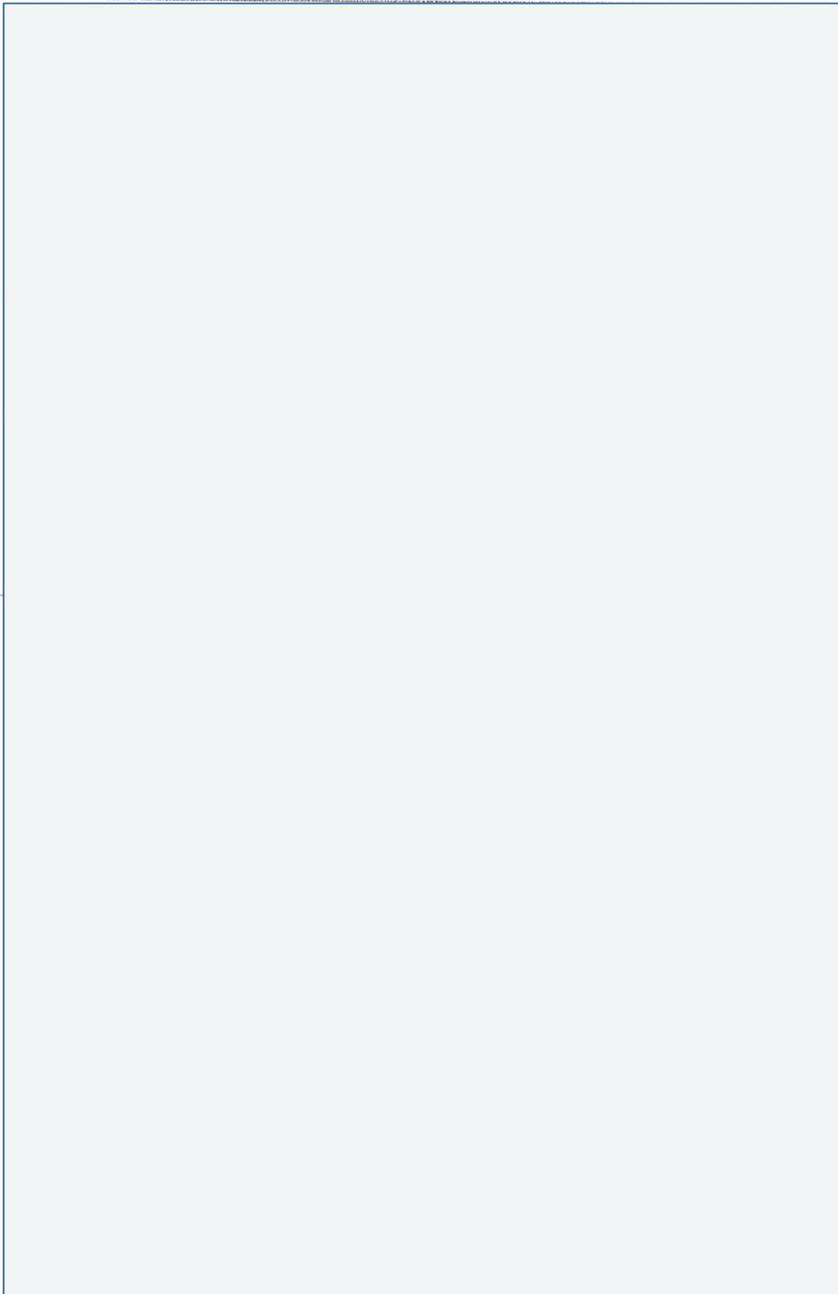
ALLEGATO A  
ALLA DELIB. DI G.C. 5/3/B  
N. 56 DEL 5/3/13

COMUNE DI RIMINI

~~ORIGINALE PER L'UFFICIO~~

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

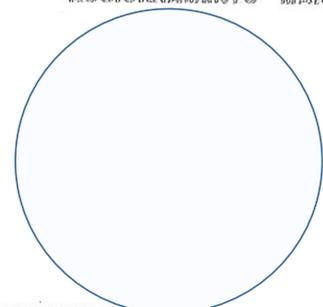
**PIANO ATTUATIVO**



|                |             |
|----------------|-------------|
| MUNE DI RIMINI |             |
| ROT.: -85800   |             |
| 14 GIU. 2012   | ENTRATA     |
| MATR.: .....   | MOT.: ..... |

**RAPPORTO DI SINTESI GEOLOGICA**

AGGIORNAMENTO MARZO 2010



## ELENCO ALLEGATI

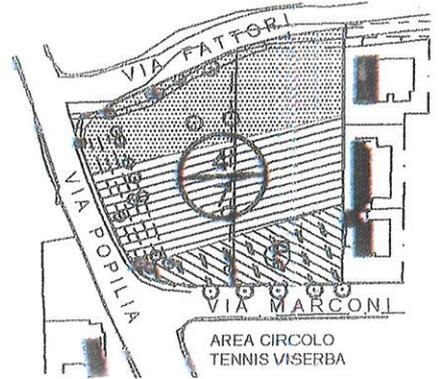
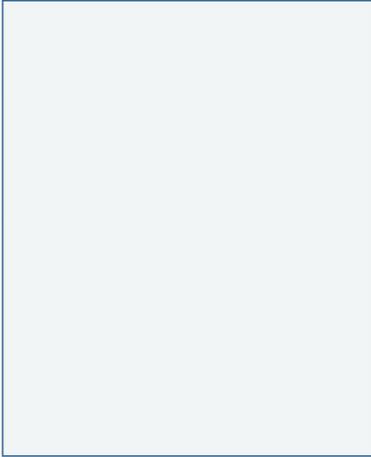
---

|          |    |                                       |
|----------|----|---------------------------------------|
| Allegato | 01 | RELAZIONE GEOLOGICA                   |
|          | 02 | PROVE PENETROMETRICHE                 |
|          | 03 | STRALCIO C.T.R. R.E.R. SCALA 1:25.000 |
|          | 04 | STRALCIO C.T.R. R.E.R. SCALA 1:5.000  |
|          | 05 | TABULATI INDAGINE SISMICA VS 30       |

**COMUNE DI RIMINI**

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

**PIANO ATTUATIVO**



AGGIORNAMENTO MARZO 2010

**RELAZIONE GEOLOGICA**

STUDIO GEOLOGICO-GEOTECNICO A SUPPORTO  
DEL PIANO ATTUATIVO

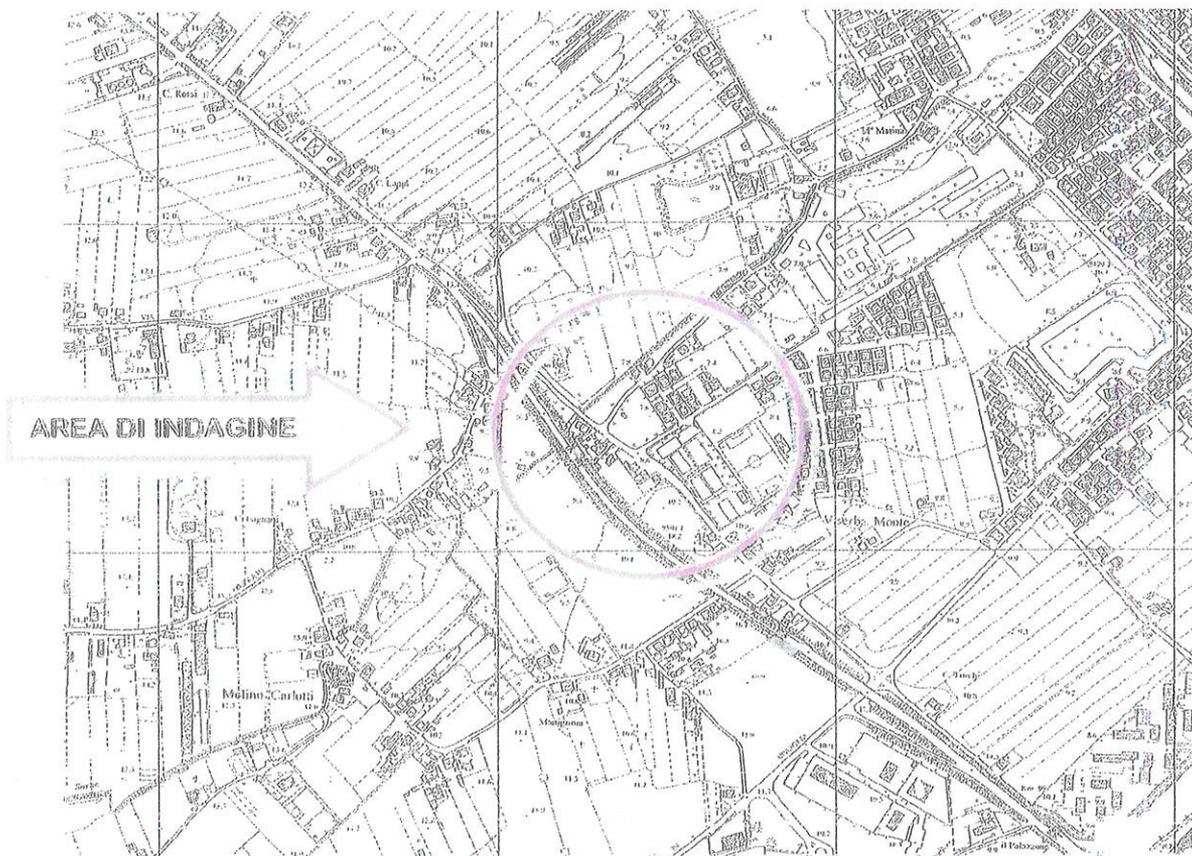
SCHEDA DI PROGETTO 4.1 - TAV. 3.4

COMUNE DI RIMINI

PROVINCIA DI RIMINI

PREMESSA

Su incarico dello Studio di Progettazione si è eseguito il presente studio geologico-geotecnico mirante alla definizione delle caratteristiche dei terreni costituenti l'area compresa nella perimetrazione del comprensorio oggetto del Piano Attuativo, e definirne le condizioni geologico-tecniche progettuali generali per la realizzazione.



STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE - SEZIONE 256114

L'area indagata ricade in una zona compresa nel foglio n° 256 della Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000, sez. 256114 - Viserba.

Il territorio comunale rientra in zona sismica di II categoria; pertanto i calcoli e le



verifiche tengono conto della normativa geotecnica vigente (legge n. 64 del 02.02.74, DM 03.03.75, DM 11.03.88, DM 16.01.96 e D.M. 14.01.08).

I contenuti della relazione geologica sono stati sviluppati in conformità a quanto richiesto e previsto dalla circolare regionale 1288 dell'11 febbraio 1983 "Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei piani urbanistici comunali", dal D.M. dell'11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", dal D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", dal D.M. settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni" e dagli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" (delibera Assemblea Legislativa n. 112 del 02.05.2007) e dalle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e successive disposizioni normative e attuative.

Il sottoscritto inoltre dichiara di aver preso visione di eventuali prescrizioni di carattere geologico per l'attuazione del Piano contenute nelle N.T.A. del P.R.G.

Le indagini e i rilievi geologici sono finalizzati alla ricostruzione del modello geologico dell'area interessata dall'intervento di progetto.

Si è eseguita una campagna geognostica con l'esecuzione di due sondaggi penetrometrici dinamici pesanti (DPSH) distribuiti omogeneamente sul territorio indagato, ubicati nei punti di interesse e spinti fino al raggiungimento di profondità significative e con caratteristiche idonee.

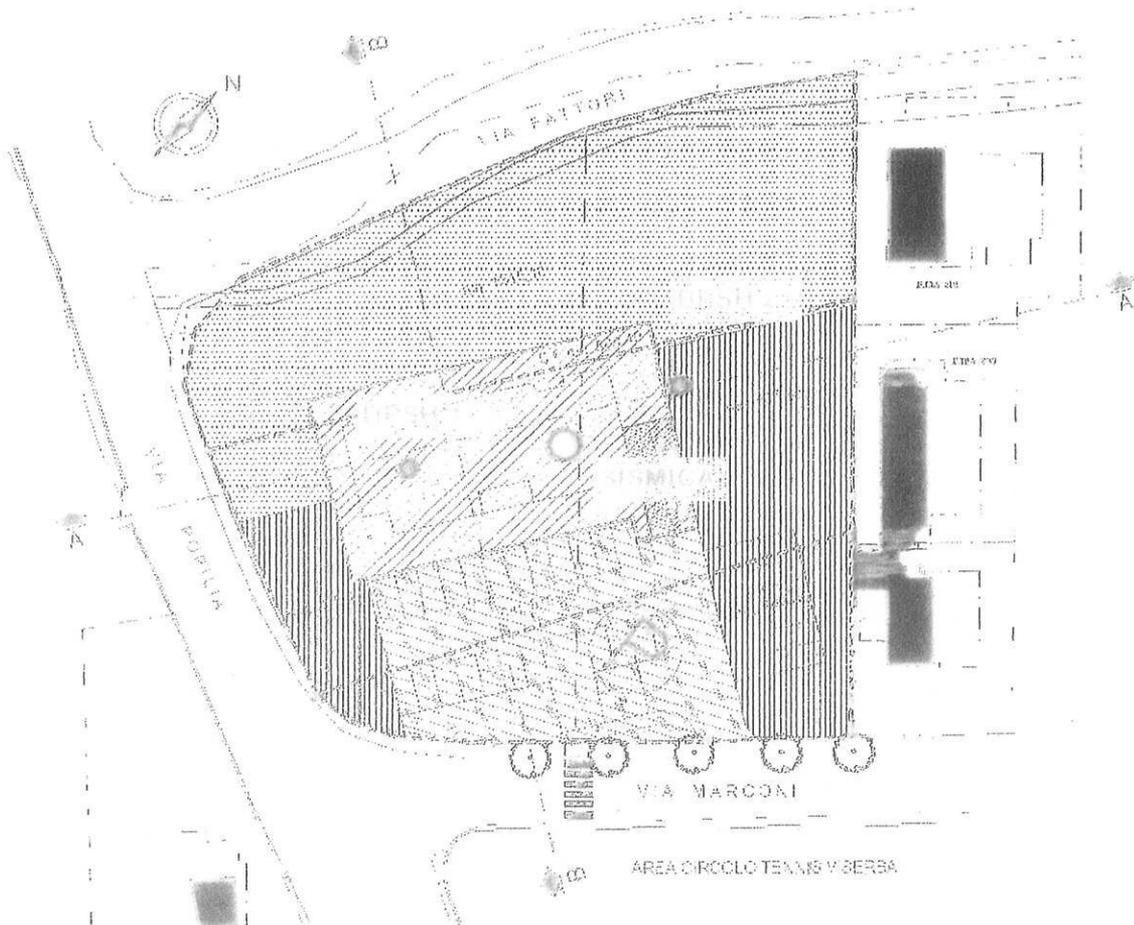
E' stato inoltre determinato, in conformità alle disposizioni della vigente normativa in materia, il parametro "velocità sismica  $V_s$  30 di riferimento" mediante indagine geofisica specifica con prova di tipo MASW-VS30 comportante lo stendimento della linea di rilevamento sulla sezione caratteristica con l'utilizzo di sismografo e relativi geofoni; tale attività ha comportato l'elaborazione e restituzione di profilo sismico per una profondità di almeno 33 mt da piano campagna ed il relativo parametro  $V_s$ 30 di riferimento.

Si sono inoltre utilizzati i dati bibliografici ed i risultati di campagne eseguite in siti limitrofi e con caratteristiche similari, allo scopo di ricostruire:

- ✓ la successione litostratigrafica locale;
- ✓ le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti;
- ✓ l'eventuale livello statico della falda mediante piezometro posto nei fori di sondaggio;
- ✓ le condizioni di stabilità dei terreni di fondazione;



- ✓ i criteri costruttivi idonei per il dimensionamento delle opere di fondazione e delle infrastrutture di servizio;
- ✓ il calcolo preliminare dei carichi ammissibili e dei relativi cedimenti indotti.



POSIZIONAMENTO PROVE PENETROMETRICHE  
E PUNTO RILEVAMENTO SEZIONE SISMICA

#### INQUADRAMENTO GEOLOGICO - STRATIGRAFIA

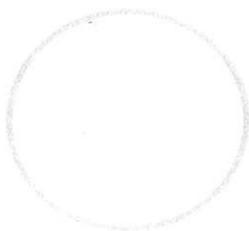
La zona in studio è compresa tra Via Popilia ad ovest, zona abitata esistente ad est, Via Marconi a sud e Via Fattori a nord, in area attualmente ad uso agricolo.

La morfologia dell'area, posta in un'area notevolmente antropizzata, caratterizzata dai terreni alluvionali antichi e recenti del Fiume Marecchia, in eteropia con i terreni di deposizione alluvionale dei corsi d'acqua e scoli minori.

Non si rinvengono forme morfometriche di significativo interesse geomorfologico in quanto l'area di studio è stata interessata da intenso rimaneggiamento antropico

dapprima di tipo agricolo e successivamente urbanistico.

I terreni presenti, depositati in età pleistocenica, sono ascrivibili ai depositi fluviali del quarto ordine, composti da alternanze di argille, argille limose e limi sabbiosi con livelli e concentrazioni di sabbie limose di deposizione fluviale rielaborata, talora di discreto spessore, intercalate casualmente tra loro; a profondità di circa 2.00 - 4.00 mt e da 7.00 a 13.00 mt circa sono rinvenibili terreni con alta prevalenza di materiale ghiaioso in lenti e o banchi di spessore variabile.



**STRALCIO CARTA GEOLOGICA SCALA 1:10.000 - R.E.R. SEZ 256110**

Dalla cartografia geologica regionale si identifica la seguente successione stratigrafica neogenico-quadernaria:

**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 sup. - Olocene*

#### AES8a - Unità di Modena

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi.

Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto.

*Olocene*

Le variazioni litologiche, all'interno dei litotipi presenti, sono frequenti sia in senso laterale che verticale in funzione delle modalità deposizionali e di rielaborazione dei sedimenti da parte del corso d'acqua.

Sulla base di quanto ricavato da sondaggi stratigrafici eseguiti in precedenti indagini geognostiche e dati agli atti del Servizio Geologico Regionale, verificati e confrontati con i sondaggi penetrometrici dinamici pesanti eseguiti, spinti fino al raggiungimento di profondità significative, si è potuta ricostruire, schematicamente, la seguente successione litostratigrafica locale:

|                        |   |
|------------------------|---|
| da p.c. a 2.0 mt:      | Copertura superficiale alterata con materiale di riprolo di tipo argilloso (terreno vegetale/agrario, ecc.).  |
| da 2.0 mt a 4.0 mt:    | Terreni con materiale pseudo-litoide con ottime caratteristiche geomeccaniche, costituite da ghiaie a matrice sabbioso-limosa e sabbie ben addensate con livelli e lenti ghiaiose intercalati tra loro. |
| da 4.0 mt a 7.0 mt:    | Limi argillosi, debolmente sabbiosi, con maggiore presenza di livelletti e intercalazioni sabbiose.   |
| da 7.0 mt a fine foro: | Materiale pseudo-litoide con ottime caratteristiche geomeccaniche, costituite da ghiaie a matrice sabbioso-limosa e sabbie ben addensate con livelli e lenti ghiaiose intercalati tra loro.             |

La falda idrica superficiale, il cui livello all'atto delle prove penetrometriche è stata rinvenuta ad una quota di circa 3.00 mt da piano campagna, ha la possibilità in condizioni critiche di innalzarsi fino a quote prossime al piano campagna attuale.

Si può supporre, dato il tipo di terreno granulare semi-permeabile superficiale, che il livello dinamico di falda presenti escursioni minime con variazione di qualche decina di cm fino al livello massimo.

L'area non presenta caratteri tettonici particolari.

Non sono presenti dislocazioni, né si individuano lineamenti o fratture di superficie data il notevole spessore della copertura alluvionale, che lascino presupporre considerazioni tettoniche particolari.

E' stata inoltre verificata la compatibilità con le specifiche previsioni del Piano di Coordinamento Territoriale (PTCP) e le eventuali prescrizioni, direttive ed indirizzi che dovranno essere osservati in fase di pianificazione sott'ordinata (strumenti urbanistici comunali).

A tal fine si sono verificate le prescrizioni previste nelle tavole di sintesi e nei relativi articoli contenuti nelle N.T.A. e la conformità alle specifiche prescrizioni normative.

Dall'analisi della cartografia e degli articoli della N.T.A. relativi alla zona in esame non si evincono controindicazioni alla tipologia realizzativa ipotizzata.

### CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI

Le prove penetrometriche eseguite in sito, unitamente a dati verificati in precedenti campagne geognostiche eseguite nella zona e su terreni simili, hanno fornito risultati d'indagine e diagrammi ben sfruttabili dal punto di vista interpretativo; sono sempre utilizzabili comunque per confronto diretto tra loro e per le verifiche tecniche.

Un'analisi interpretativa dei sondaggi è stata effettuata con l'uso di elaboratore e fornisce direttamente le caratteristiche litologiche ed i parametri geotecnici per ogni strato attraversato.

La parametrizzazione geomeccanica dei terreni è stata ricavata per misura diretta delle caratteristiche, da analisi di laboratorio su terreni simili e mediante interpretazione con le formule degli Olandesi.

In base alla resistenza dinamica della punta del penetrometro ricostruita con le formule degli Olandesi, nonché da analisi di laboratorio su terreni simili, si possono attribuire ai terreni indagati i seguenti parametri geotecnici:

$$C_u = \frac{R_p}{15-20} \qquad E_{ed} = \alpha R_p$$

Con:

- $\chi$  = coefficiente dipendente dalla litologia e dalle caratteristiche del terreno.
- $\alpha$  = 1.5-2.0 - per terreni sabbioso-limosi granulari;  
3.0-4.0 - per terreni argillosi parzialmente sovraconsolidati.

I risultati ottenuti permettono l'attribuzione ai terreni indagati dei seguenti parametri geotecnici:

#### - LIMI ARGILLOSO-SABBIOSI

|                               |                  |        |
|-------------------------------|------------------|--------|
| - Peso di volume naturale     | $\gamma$ = 1.90  | ton/mc |
| - Peso di volume immerso      | $\gamma'$ = 0.90 | ton/mc |
| - Angolo di attrito           | $\phi'$ = 22-25  | gradi  |
| - Coesione                    | $c$ = 0.00       | kg/cmq |
| - Coesione non drenata        | $c_u$ = 0.3-0.5  | kg/cmq |
| - Modulo di compr. edometrica | $E_{ed}$ = 55-75 | kg/cmq |

- SABBIE LIMO-ARGILLOSE

|                               |                    |        |
|-------------------------------|--------------------|--------|
| - Peso di volume naturale     | $\gamma = 1.90$    | ton/mc |
| - Peso di volume immerso      | $\gamma' = 0.90$   | ton/mc |
| - Angolo di attrito           | $\varphi' = 24-33$ | gradi  |
| - Modulo di compr. edometrica | $E_{ed} = 70-90$   | kg/cmq |

- GHIAIE IN MATRICE SABBIOSO-LIMO-ARGILLOSA

|                               |                    |        |
|-------------------------------|--------------------|--------|
| - Peso di volume naturale     | $\gamma = 1.95$    | ton/mc |
| - Peso di volume immerso      | $\gamma' = 0.95$   | ton/mc |
| - Angolo di attrito           | $\varphi' = 31-33$ | gradi  |
| - Modulo di compr. edometrica | $E_{ed} = > 130$   | kg/cmq |

STABILITA' DELL'AREA E VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI GRANULARI SOTTO STRESS SISMICO

Essendo l'area indagata a morfologia pianeggiante, questa non si ritiene soggetta a condizioni di instabilità anche nel lungo termine.

Tale porzione di area è caratterizzata dalla presenza in superficie di una formazione con litologie di tipo argilloso-limose di origine alluvionale, mediamente addensata per uno spessore di circa 2.0 - 3.0 mt sopra un orizzonte ghiaioso.

In condizioni sismiche si produce una accentuazione della accelerazione sismica al suolo che può dar luogo a fenomeni di instabilità indotta.

Come noto i terreni granulari sciolti immersi in falda possono dar luogo, in caso di sollecitazioni dinamiche cicliche, a pericolosi fenomeni di liquefazione a seguito di anomali aumenti della pressione interstiziale.

I fattori che influenzano la liquefazione sono infatti:

- la falda idrica presente a quote molto prossime al p.c.;
- il numero dei cicli e la magnitudo del terremoto;
- la densità relativa della sabbia, con valori di  $D_r < 70\%$ ;
- la granulometria del terreno incoerente, con caratteristiche:

$$0,074 \text{ mm} < D_{50} < 2,0 \text{ mm (Kishida)}$$

$$0,20 \text{ mm} < D_{60} < 2,0 \text{ mm (Ohsaki)}$$

con

$D_{50} - D_{60} =$  diametri dei vagli per i quali il 50 e 60 % in peso del terreno risulta passante.



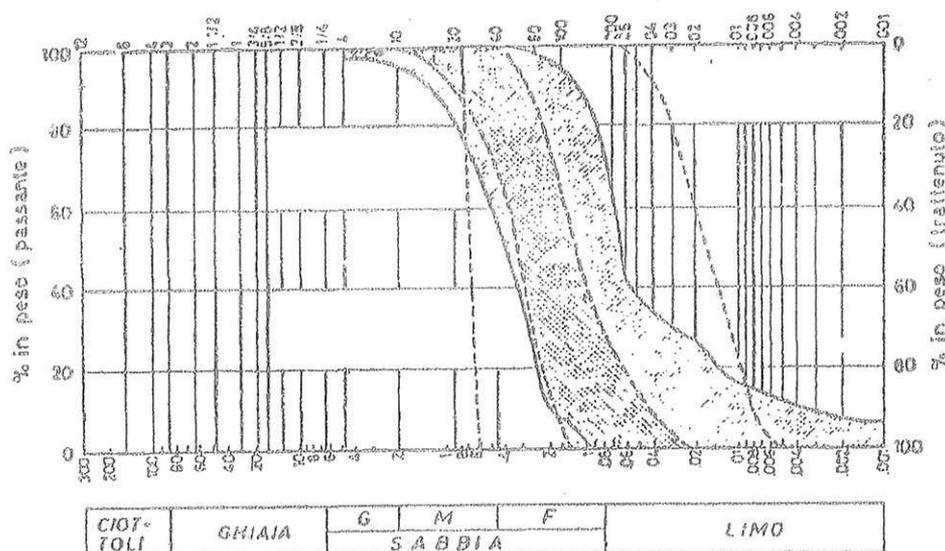


Fig. 1 Campo dei diametri delle particelle dei terreni saturi suscettibili di liquefazione secondo alcuni autori; Seed e Idriss 1967 zona a quadretti, Kishide 1970 zona a righe oblique, Lea e Fitton 1968 zona in bianco compresa tra le righe a tratteggio.

Attenendosi alla metodologia tecnica espressa dalla Regione Emilia Romagna "Primi indirizzi per la strumentazione urbanistica in aree sismiche" (prot. 7496/1990) si ottengono le seguenti considerazioni sul sito di indagine:

1. Nel tratto compreso tra le profondità di circa 2.00-4.00 sono presenti litologie aventi caratteristiche (granulometria e/o grado di addensamento) esterni alle curve segnalatrici e pertanto superiore ai minimi previsti per quanto previsto per i fusi a rischio.
2. Da 4.00 a 7.00 mt dal piano campagna, per lo strato limo-argilloso, le analisi granulometriche dei campioni prelevati in sondaggi eseguiti in prossimità dell'area indagata ed a quote similari a quelle di interesse forniscono curve granulometriche esterne ai fusi ed ai diametri di liquefazione.
3. Da 7.00 mt a fine foro sono presenti litologie aventi caratteristiche (granulometria e/o grado di addensamento) esterni alle curve segnalatrici e pertanto superiore ai minimi previsti per quanto previsto per i fusi a rischio.

L'indice di resistenza ciclica alla liquefazione risulta superiore al valore limite, pertanto si ottengono in generale buone garanzie di stabilità per i terreni granulari saturi presenti nel sito e può essere di conseguenza omessa la verifica in dettaglio alla liquefazione condotta con i metodi di calcolo numerico di Seed e Idriss.

Infatti in superficie, sotto la base di fondazione, si ritrovano strati addensati e sicuramente stabili.

Nella pratica, per terreni sottoposti a stress sismico ciclico, modesti livelli liquefacibili di spessore fino a 0.30 - 0.60 mt. all'interno di strati più addensati non subiscono modificazioni particolari alla stabilità delle particelle granulari e non vanno quindi soggetti a fenomeni di liquefazione.

In base a ciò i terreni presenti nell'area in oggetto non sono soggetti, anche in condizione critica, a fenomeni di instabilità o di liquefazione sotto stress sismici ciclici.

#### CRITERI REALIZZATIVI

Il progetto prevederà lo scavo sull'area in maniera sostanzialmente uniforme in base alle caratteristiche progettuali.

E' prevista la realizzazione di un fabbricato con una parte in elevazione per una altezza massima fuori terra di circa quattro piani ed un piano interrato.

I fabbricati potranno essere realizzati con struttura in c.a.; si consiglia l'isolamento di eventuali locali interrati e a contatto con i terreni in posto, che oltre a sostenere le spinte del terreno gravante sulla struttura di contenimento interrata, contribuiscano ad evitare possibili infiltrazioni idriche e meteoriche superficiali nei terreni fondazionali.

Le strutture fondazionali dovranno essere opportunamente irrigidite mediante idonee opere di collegamento tra loro e con le strutture limitrofe.

Si consiglia inoltre la realizzazione di un idoneo sistema di raccolta e drenaggio superficiale delle acque adeguatamente dimensionato; le acque di risulta dovranno essere raccolte ed allontanate mediante sistema di smaltimento fino alla rete fognaria o, in mancanza, al reticolo idrografico di scolo delle acque meteoriche esistente.

In fase esecutiva dovranno comunque essere verificate le condizioni progettuali con riferimento alle specifiche tecniche.

#### CARICHI AMMISSIBILI

Il calcolo dei carichi ammissibili è stato eseguito adottando quanto proposto dal Terzaghi per fondazioni superficiali e carichi centrati e verticali, opportunamente modificata con i coefficienti correttivi:

$$Q_a = \frac{i_c (c N_c + \gamma D N_q) + i_r (0.5 \gamma B N_\gamma)}{F}$$

dove:

- Qa = carico ammissibile unitario
- B = larghezza fondazione
- D = incastro

- c = parametro geotecnico
- $i_c, i_y$  = coefficienti correttivi in funzione dell'inclinazione del carico sulla verticale
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito interno (secondo Meyerhof)
- F = coefficiente di sicurezza (3 valore minimo per zone sismiche di II categoria)

Le ipotesi di calcolo sono state sviluppate per le condizioni fondazionali ipotizzate per il tipo di realizzazione progettuale proposta, quali strutture costituite da trave rovescia superficiale e platea.

Il calcolo è stato svolto considerando le quote di imposta fondazionale nelle condizioni previste e cioè con piano di fondazione cantinato a  $-3.50$  mt da p.c.

Le risultanze di calcolo sono indicative e di massima; la determinazione del termine del carico massimo ammissibile dovrà essere determinato singolarmente per ogni tipologia strutturale prevista ed in funzione dei relativi carichi fondazionali applicati.

#### PIANO INTERRATO - FONDAZIONE CONTINUA SU PLATEA

- ❖ Considerando un piano di incastro di 3.50 mt lo strato di interesse per la definizione del cuneo di rottura (1,5 B) è compreso tra  $-3.50$  mt e  $-5.00$  mt.

In condizioni di lungo termine con coesione tendente a 0 si ha:

$$Q_a = 1.71 - 2.03 \text{ kg/cm}^2$$

In condizione sismica, con coesione non drenata ridotta del 15% in conseguenza della diminuzione di resistenza al taglio dei terreni coesivi soggetti a stress sismico ciclico:

$$Q_a = 1.66 - 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

Valore che non tiene conto del taglio e dei momenti indotti sulla fondazione dal sisma e che producono inclinazione dei carichi di eccentricità sulla fondazione.

Inoltre l'esecuzione dello sbanco dovuto alla realizzazione delle strutture interrato genererà una controspinta localizzata dovuta all'asportazione del terreno pari a:

$$\kappa = \gamma h = 0.67 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{fondazione cantinato}$$

dove:

- $\kappa$  = valore della controspinta
- $\gamma$  = peso di volume del terreno
- h = altezza dello sbancamento

che contribuisce allo sgravio dei carichi sul terreno di imposta delle fondazioni e da considerare nel dimensionamento al taglio delle strutture a raccordo con il restante corpo fabbricato.

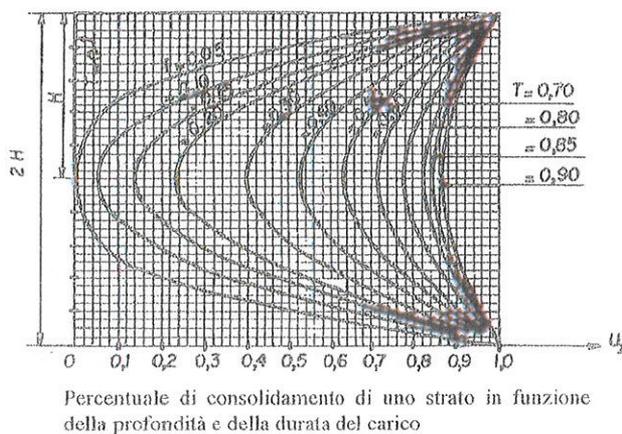
## CALCOLO DEI CEDIMENTI

In base alla teoria del consolidamento monodimensionale del Terzaghi è possibile stabilire il tempo di consolidamento in base alla seguente formula:

$$t = T_v \left( \frac{H^2}{C_v} \right) = 2.10 \text{ anni}$$

dove:

- t = tempo di consolidamento (in anni)
- T<sub>v</sub> = fattore tempo
- H = spessore dello strato da consolidare
- C<sub>v</sub> = coefficiente di consolidazione



Il tempo necessario per raggiungere un grado di consolidazione del 90% è risultato pari a due anni circa.

Il calcolo dei cedimenti delle fondazioni proposte può essere condotto adottando la teoria del Boussinesq, per semispazio omogeneo elastico ed isotropo, con le isobate di pressione nel sottosuolo; il valore dei cedimenti, calcolato ricorrendo alla formula del Lambe che considerato il

terreno disomogeneo con modulo di compressibilità variabile si adatta alla situazione in esame, è dato da:

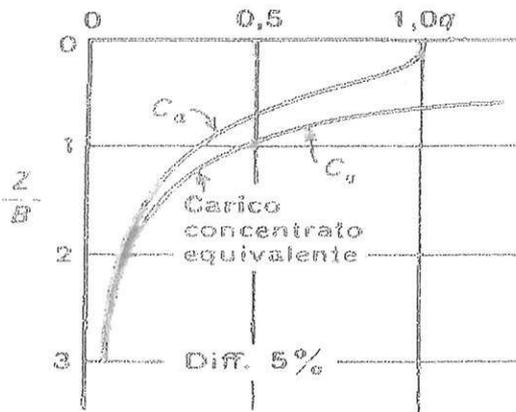
$$w = \sum_i \left( \frac{\sigma_i}{E_{ed_i}} \right) h_i$$

dove:

- w = cedimento massimo previsto in cm
- $\sigma_i$  = tensione verticale indotta nello strato i
- $h_i$  = spessore dello strato i considerato
- $E_{ed_i}$  = modulo edometrico relativo allo strato i ricavato dalle prove penetrometriche

Si considerano:

- fondazioni con incastro a 3.50 mt dal p.c.
- rapporto lunghezza/larghezza in funzione del tipo di fondazione
- cedimenti considerati praticamente nulli alla profondità di 3 B



Il carico effettivamente applicato nella zona fondazionale, da considerarsi per il calcolo dei cedimenti massimi reali, risulta come sommatoria algebrica tra il valore effettivamente apportato dal peso della struttura, l'asportazione del terreno per la realizzazione di un eventuale vano interrato.

Vengono considerati le differenti condizioni fondazionali strutturali quali fondazioni impostate a quota -3.50 mt da p.c.

FONDAZIONE SU PLATEA IMPOSTATA A QUOTA -3.50 MT DA P.C.

Il cedimento calcolato per l'orizzonte compreso tra 3.50 e 7.50 mt vale mediamente:

| profondità<br>mt | coeff. imfl.<br>I <sub>s</sub> | $\Delta\sigma$<br>kg/cmq | H strato<br>mt | E <sub>ed</sub><br>kg/cmq | $\omega_{max}$<br>cm |
|------------------|--------------------------------|--------------------------|----------------|---------------------------|----------------------|
| 1B (3.5-4.5)     | 0.80                           | 1.32                     | 1.00           | 60 - 80                   | 1.65-2.20            |
| 2B (4.5-5.5)     | 0.35                           | 0.58                     | 1.00           | 65 - 75                   | 0.77-0.89            |
| 3B (5.5-6.5)     | 0.20                           | 0.33                     | 1.00           | 75 - 100                  | 0.33-0.44            |
| 4B (6.5-7.5)     | 0.05                           | 0.08                     | 1.00           | 80 - 110                  | 0.07-0.10            |

risulta pertanto:

$$\omega = 2.82 - 3.63 \text{ cm}$$

valore al centro per trave perfettamente flessibile; i valori più realistici per fondazioni rigide sono quelli medi calcolati con coefficiente di riduzione di Boussinesq e pari a:

$$\omega_{medio} = 2.39 - 3.08 \text{ cm}$$

rientranti ampiamente nei limiti di Terzaghi e pertanto tali da consentire cedimenti differenziali molto bassi, ammortizzati dalle strutture in c.a. di progetto.

Anche i cedimenti differenziali pertanto assumono valori accettabili in funzione del tipo di soluzione costruttiva adottata.

Data la possibile diversità di carico in funzione delle caratteristiche costruttive si consiglia l'eventuale ricorso a giunti ad evitare l'instaurazione di possibili fenomeni tensionali dovuti alle diverse capacità di assorbimento del carico applicato sui terreni fondazionali e delle relative deformazioni delle strutture in elevazione.



## ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE E MICROZONAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

In riferimento a quanto previsto dalla vigente normativa e dell'atto regionale di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16, c. 1, della L.R. 20/2000 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna" approvato con deliberazione dell'Assemblea Legislativa n. 112 del 02.05.2007, dalla nota n. 166430 del 22.06.2007 del Servizio Affari generali, giuridici e Programmazione finanziaria, del Servizio Coordinamento e Promozione della pianificazione urbanistica e del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, e della nota del servizio provinciale Pianificazione territoriale e urbanistica, ufficio Difesa del suolo, del 05.12.2005 prot. n. 64066 con la quale si sono fornite indicazioni metodologiche finalizzate alla individuazione delle aree che possono determinare effetti di sito ed instabilità dei terreni in caso di evento sismico viene eseguita la presente analisi.

L'atto di indirizzo citato prevede progressivi livelli di approfondimento della analisi a seconda delle condizioni verificate.

La seconda fase ha come obiettivo la microzonazione sismica del territorio indagato.

Nel caso in oggetto - area pianeggiante e sub-pianeggiante, con stratificazione orizzontale e sub-orizzontale - si ritiene sufficiente un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento), cioè l'analisi della pericolosità locale può essere basata, oltre che sull'acquisizione di dati geologici e geomorfologici più dettagliati di quelli rilevati nel primo livello, su prove geofisiche in sito e su prove geotecniche di tipo standard.

Si ritiene sufficiente l'analisi di secondo livello in quanto l'area non ricade nelle condizioni previste per la verifica di terzo livello che prevede il verificarsi di almeno una delle 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.

La zona non presenta nessuna delle suddette situazioni e pertanto l'analisi si ferma al secondo livello.

### ACCELERAZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o 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).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio 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.

La classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  nei terreni prevalentemente a grana fina.

Le classi di terreno identificate sono così suddivise:

Tabella 3.2.III – *Categorie di sottosuolo*

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

Le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un registratore sismico.

La registrazione avviene senza l'utilizzo di alcun strumento di energizzazione del terreno.

Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire, si basa sul concetto di contrasto di impedenza.

Per strato si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

PROCEDURE DI ANALISI DATI PER STAZIONI SINGOLE H/V

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero, è stata ricavata la curva H/V secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), con parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 sec
- lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale,
- rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

La curva H/V è stata invertita creando una serie di modelli sintetici (che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali.

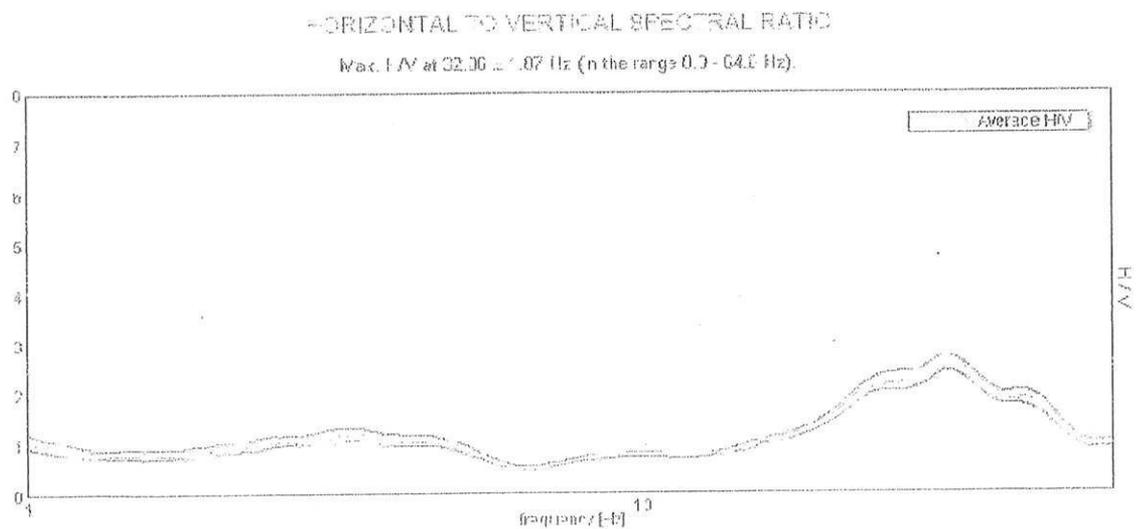
L'inversione delle curve H/V è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo.

Nel caso in questione tale vincolo è fornito dalla profondità di un riflettore sismico noto tramite prove dirette (penetrometria statica) il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V.

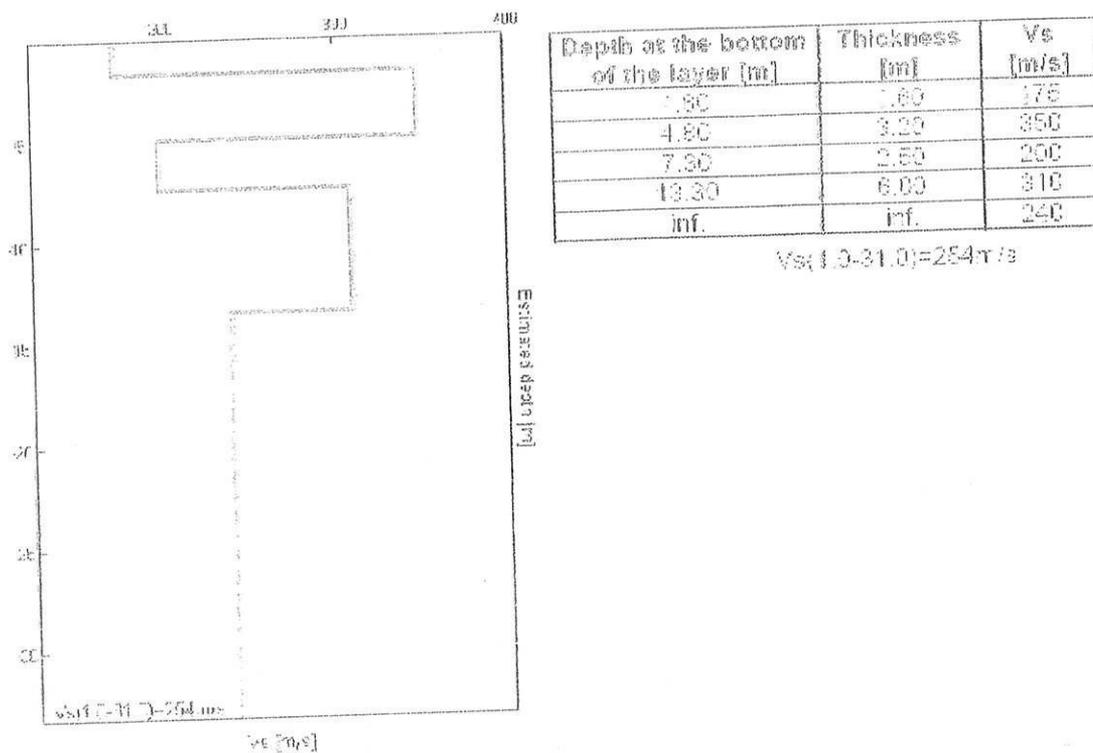
La velocità media delle onde di taglio nei primi 30 mt di terreno viene calcolata ai sensi di legge (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ex DM 14/09/2005) con la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_{si}$  sono spessori e velocità dei singoli strati.



Dall'analisi dell'indagine si può affermare che il sito è caratterizzato da una velocità delle onde di taglio ( $V_{s30}$ ) di 254 m/sec, corrispondente ad un terreno di tipo C.



Nel caso in esame, peraltro, tale attribuzione trova riscontro anche nella descrizione stratigrafica definita per un suolo di tale categoria, nonché nei valori di coesione, che devono essere inferiori a 70 kPa.

Alla categoria C potranno quindi essere riferiti i valori dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali e della componente verticale negli eventuali calcoli dell'azione sismica.

Si allega alla presente relazione il rapporto specifico dell'indagine sismica eseguita per la determinazione del  $V_{s30}$ .

In considerazione delle risultanze della campagna geofisica eseguita che ha permesso di determinare la  $V_{s30}$  si precisa quanto segue.

Ai sensi dell'atto regionale di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16, c. 1, della L.R. 20/2000 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna" che prevede la definizione del fattore di amplificazione (F.A.), una volta definito il valore della  $V_{s30}$  in base agli schemi di cui all'allegato 2 della suddetta norma.

Nel caso specifico il valore di  $V_{s30}$  definito nella campagna geofisica è risultato pari a



$$V_s(1.0-31.0)=254\text{m/s}$$

ed applicando la tabella prevista per le caratteristiche litologiche, stratigrafiche e geomorfologiche riscontrate quali

In ambito costiero caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da potenti orizzonti di ghiaie (spessori metrici, fino a circa 15 m) intercalati in sedimenti alluvionali fini, sabbie costiere superficiali (con spessore fino a 10 m) e substrato poco profondo (25-60 m da p.c.) (COSTA 2) si devono usare le seguenti tabelle

#### F.A. P.G.A.

| $V_{s30}$ | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 | 800 |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| F.A.      | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |

#### F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0.1s < T_0 < 0.5s$

| $V_{s30}$ | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 | 800 |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| F.A.      | 2.4 | 2.3 | 2.2 | 2.1 | 2.0 | 1.8 | 1.7 | 1.4 | 1.2 | 1.0 |

#### F.A. INTENSITA' SPETTRALE - $0.5s < T_0 < 1.0s$

| $V_{s30}$ | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 | 800 |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| F.A.      | 2.4 | 2.3 | 2.1 | 1.8 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |

è possibile definire, con approssimazione al valore maggiormente prossimo – nel caso  $V_s$  450 m/s - per il sito indagato un valore del F.A. P.G.A. pari a 1.8, un valore del F.A. Intensità spettrale ( $0.1s < T_0 < 0.5s$ ) pari a 2.3 ed un valore del F.A. Intensità spettrale ( $0.5s < T_0 < 1.0s$ ) pari a 2.3.

### MODULO DI FONDAZIONE

In riferimento al D.M. 03.03.78, par. C.G. 1.1, ed in considerazione delle valutazioni sulle azioni sismiche orizzontali contenute nel D.M. 16.01.1996 par. C.6.1., è stato valutato il "coefficiente di fondazione" per la determinazione delle forze orizzontali

$$F = Kh_i \times W_j$$

con  $Kh_i = C R E B D_i$

Il parametro  $\epsilon$  è definito come prodotto dei coefficienti  $C_1$  e  $C_2$ .

#### COEFFICIENTE LITOSTRATIGRAFICO $C_1$



$$C_1 = f(N_1 + N_2)$$

Una delle caratteristiche fondamentali del terreno per quanto concerne il suo rapporto con l'intensità sismica è la rigidità sismica, data dal prodotto delle velocità delle onde sismiche longitudinali e la densità.

L'incremento del grado di intensità sismica riferita a una roccia campione (Classe 4 -  $V = 2500$  mt/sec,  $s = 2400$  kg/mc) è data dalla funzione logaritmica:

$$N_1 = a (\log (V \times s) - \log (Vx - x))$$

con  $x$  = valore variabile in funzione della litologia

$$N_2 = b \times e^{-0,04h}$$

Le fondazioni adottate risultano appoggiate su un terreno alluvionale di media consistenza considerato del tipo C7 con  $V = 300$  mt/sec e  $\gamma = 2000$  kg/mc con falda presente alle quote di imposta.

Si è provveduto al calcolo del valore di  $C_1$  in quanto, in applicazione del DM 16.01.96, non si sono verificate sostanziali modificazioni delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni indagati.

Il valore del coefficiente litostratigrafico da adottare nel calcolo della struttura risulta pertanto pari a:

$$C_1 = 1.00$$

#### COEFFICIENTE MORFOLOGICO $C_2$

Tale coefficiente è in relazione alle effettive condizioni morfologiche e tettoniche locali ed all'ubicazione considerata rispetto a dette strutture.

Sulla base delle condizioni morfologiche riscontrate si attribuisce al parametro sismico morfologico  $C_2$  il valore pari a 1,00.

Il coefficiente di fondazione sarà definito dal prodotto dei parametri  $C_1$  e  $C_2$ .

$$s = 1.00 \times 1.00 = 1.00$$

#### CALCOLO DEL MODULO - O COEFFICIENTE - DI SOTTOFONDO

Il calcolo del coefficiente di sottofondo statico, o di Winkler, è stato condotto adottando considerazioni semplificative considerando la formula.



$$K_t = \frac{K_0}{B} \sqrt[3]{\frac{E_t B^4}{J_0 E_0}} \frac{E_t}{1 - \eta^2}$$

dove:

- $E_t$  = modulo di elasticità ricavato da prove di laboratorio su terreni esaminati con caratteristiche simili a quelli in studio
- $K_0$  = modulo di sottofondo ricavato da prova su piastra quadrata standard 30x30
- $E_0$  = modulo elasticità del calcestruzzo
- $J_0$  = momento di inerzia della fondazione
- $\eta$  = rapporto (o modulo) di Poisson
- $B$  = larghezza della fondazione

Il valore del modulo di elasticità  $E_t$  risulta dalla formula:

$$E_t = \frac{R_p}{\varepsilon} \frac{2a}{2a} \frac{(1 - \eta^2)}{100} K_0$$

con:

- $2a$  = diametro della punta del penetrometro
- $R_p$  = resistenza alla punta del penetrometro
- $\varepsilon$  = valore della deformazione considerata al passaggio stato elastico-plastico

Il modulo di sottofondazione può pertanto essere ricavato in funzione dei parametri forniti dalle prove penetrometriche eseguite, dai risultati delle analisi di laboratorio, dal tipo di materiale impiegato ed in funzione del tipo di struttura fondazionale adottata.

Il calcolo effettuato si riferisce a strutture fondazionali standard considerando:

- $E_0 = 250.000 \quad \text{kg/cmq}$
- $J_0 = 4.56-6.65 \times 10^6 \quad \text{cm}^4$
- $\eta = 0.38-0.40$
- $B = 1.00 \text{ mt}$

❖ fondazione impostata a quota -3.50 mt da piano campagna.

$$K_t = 2.80-3.60 \text{ kg/cm}$$

in conformità con le caratteristiche verificate per il tipo di terreno fondazionale investigato e le profondità di imposta delle strutture fondazionali considerate.

## CONCLUSIONI

Le indagini e gli studi geologici condotti sull'area di intervento oggetto del Piano Attuativo hanno evidenziato la seguente situazione nell'area considerata:

- La morfologia locale risulta sub-pianeggiante; la fascia d'interesse, in conseguenza di fenomeni di intense precipitazioni, non è soggetta ad allagamenti ed alluvionamenti di particolare consistenza.
  - La stratigrafia locale si presenta sostanzialmente omogenea, fino alle profondità investigate, in considerazione della situazione di piana – terrazzo alluvionale in prossimità dell'alveo attuale del Fiume Marecchia; per tali considerazioni sarà possibile ritrovare, anche a profondità maggiori, come indicato anche in bibliografia geologica della R.E.R., la presenza di lenti ed interdigitazioni sabbioso/ghiaiose talora ben addensate.
  - I criteri costruttivi da adottarsi per le nuove infrastrutture potranno consistere nell'uso di fondazioni dirette su platea impostata nei terreni superficiali e a bassa profondità (3.50 mt da p.c.) con buone caratteristiche geotecniche e con portate valutabili in  $Q_a = 1.50-2.00 \text{ kg/cmq}$  e cedimenti rientranti nei minimi in considerazione delle tipologie strutturali adottate.
  - Ciò che andrà a prevedere il presente Piano Attuativo non comporterà sostanziali variazioni agli equilibri idrogeologici ed idraulici esistenti nell'area.
- 1) Non saranno pregiudicati i fenomeni di infiltrazione delle acque nel sottosuolo, in quanto la bassissima permeabilità della copertura superficiale permetterà comunque scarsa interferenza da parte di piogge ed acque di scorrimento superficiale con il substrato. Andranno però adottate le opportune cautele nella realizzazione di impianti ed attrezzature ad alto impatto ambientale.
  - 2) Il regime idrogeologico non verrà alterato e/o modificato dall'esecuzione di scantinati con profondità modeste (3.00-3.50 mt) e dalle strutture di fondazione, opere queste del tutto statiche e non determinanti sul comportamento dinamico dell'acquifero stesso.

Il trasferimento delle sollecitazioni ai terreni di fondazione è stato calcolato in funzione sia dei carichi verticali della struttura che a possibili problemi riconducibili alla situazione di stabilità dell'area.

- Il modulo di fondazione e andrà stabilito in funzione dell'ubicazione e della tipologia di fondazione adottata.

Per valutare l'analisi della risposta sismica del sito e la determinazione della  $V_{S30}$  si è impiegata la tecnica sismica passiva a stazione singola HVSR.

In base ai valori di  $V_{S30}$  ottenuti, il terreno investigato rientra nella categoria C.

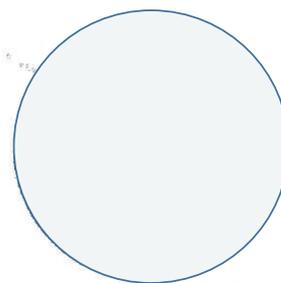
Nel caso in esame, peraltro, tale attribuzione trova riscontro anche nella descrizione stratigrafica definita per un suolo di tale categoria.

Alla categoria C potranno quindi essere riferiti i valori dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali e della componente verticale negli eventuali calcoli dell'azione sismica.

Se ne conclude quindi che sul territorio interessato dall'indagine non esistano attualmente zone critiche all'edificabilità, sia in condizione normale che sismica, mentre le condizioni costruttive sono nel complesso buone e si potranno adottare normali criteri di edificazione sia per opere interrato che per nuove fondazioni.

In fase di progettazione esecutiva degli interventi, andrà prevista la redazione di indagini geologico-geotecniche di dettaglio in accordo alle Norme Tecniche delle Costruzioni del 14.01.2008.

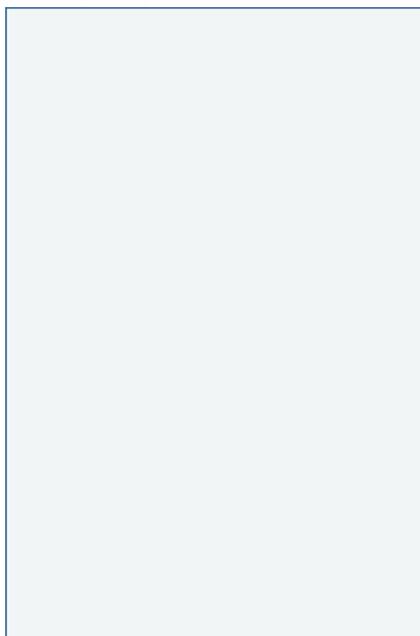
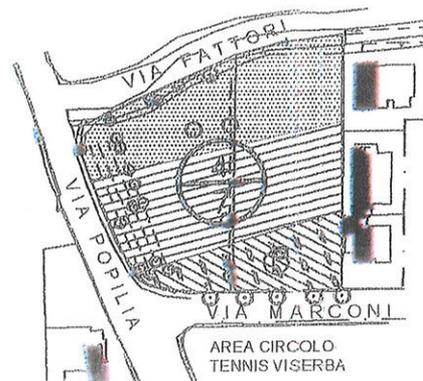
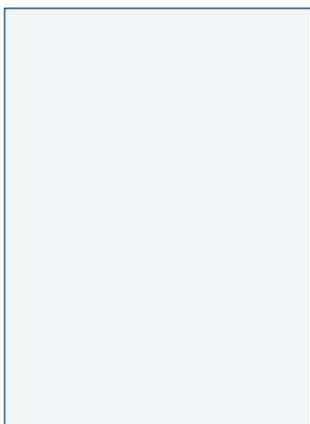
Rimini li 30 marzo 2010



**COMUNE DI RIMINI**

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

**PIANO ATTUATIVO**



AGGIORNAMENTO MARZO 2010

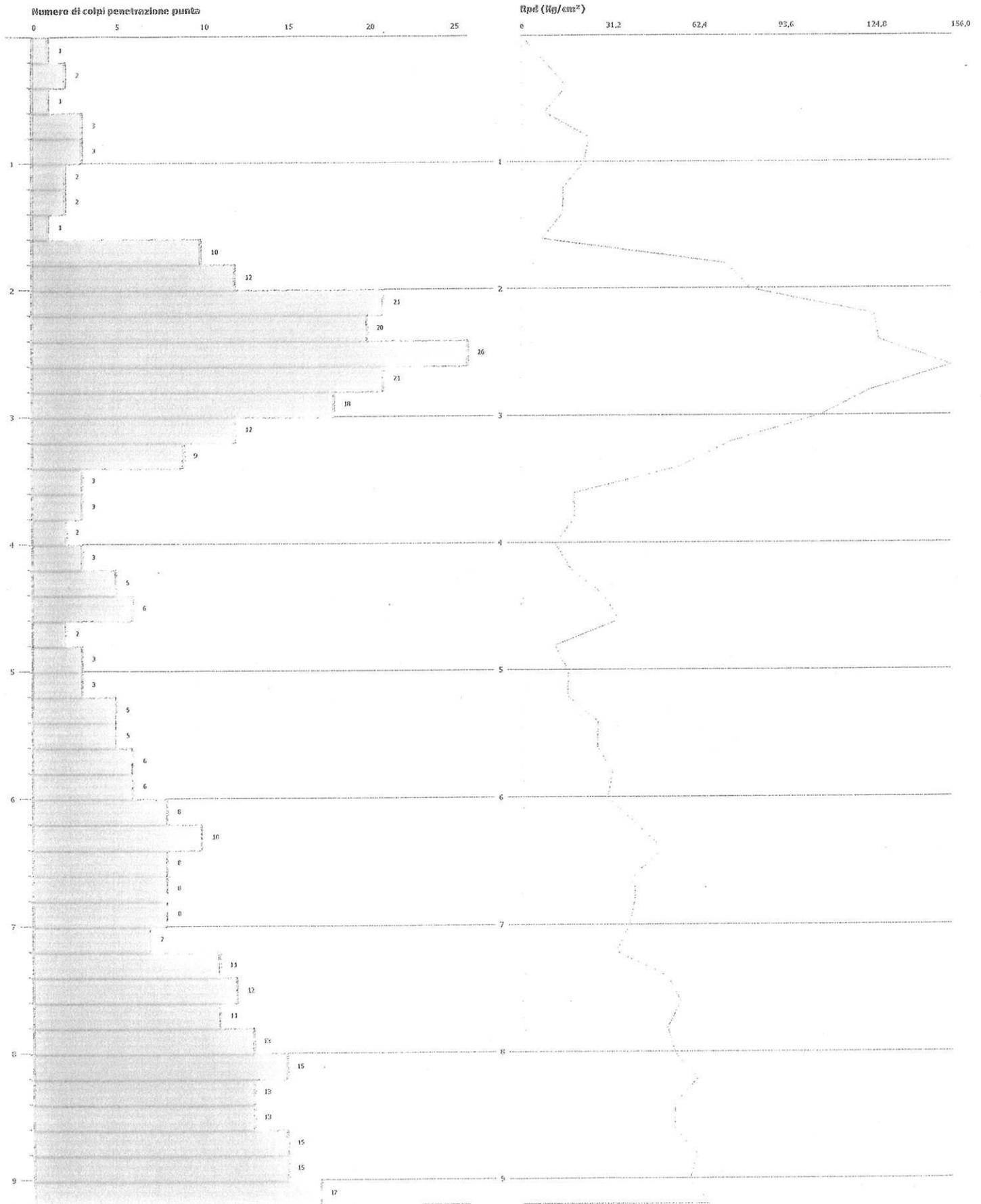
**PROVE PENETROMETRICHE**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1**  
**Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)**  
**DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd**

Committente :  
 Cantiere :  
 Località :

Data : 19/03/2010

Scala 1:40

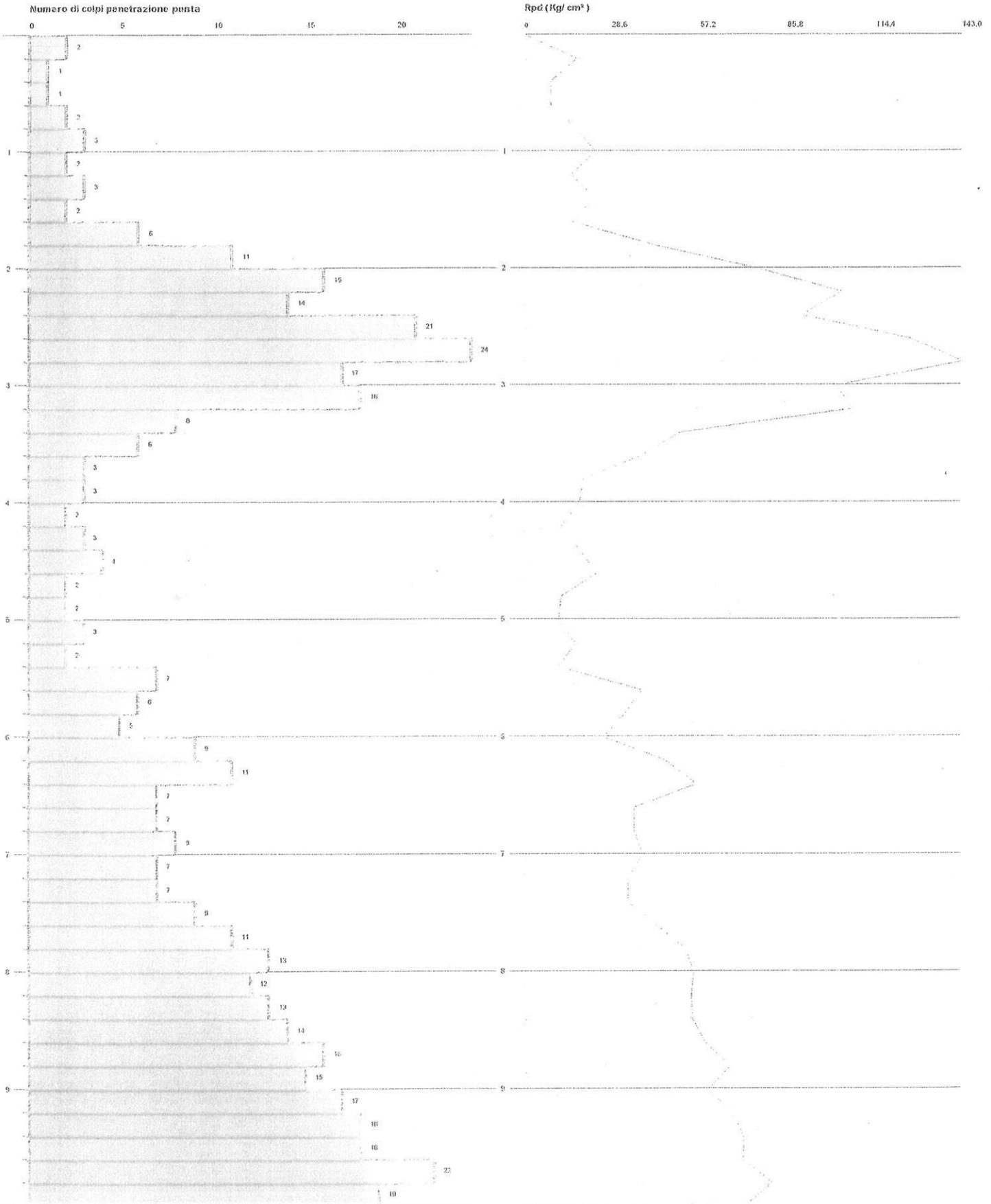


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2  
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente :  
Cantiere :  
Località :

Data : 19/03/2010

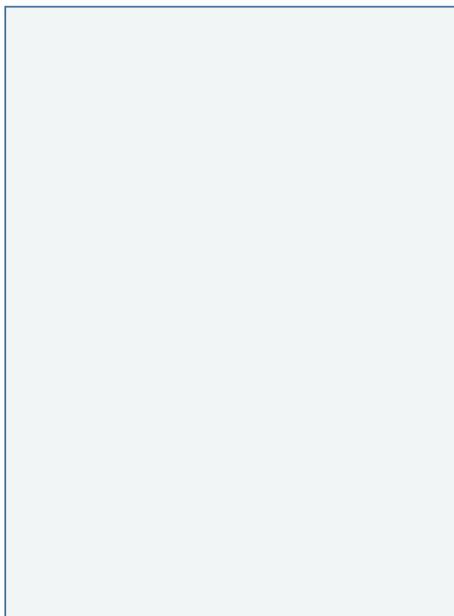
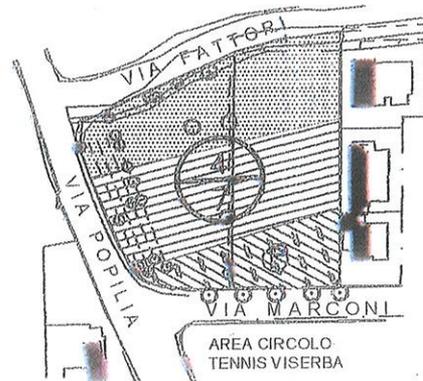
Scala 1:44



**COMUNE DI RIMINI**

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

**PIANO ATTUATIVO**



AGGIORNAMENTO MARZO 2010

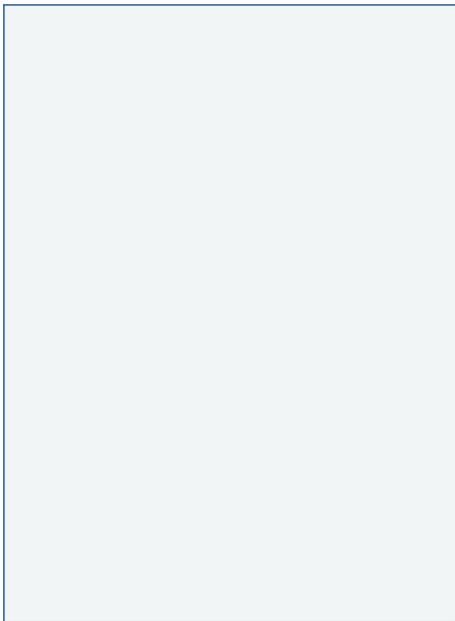
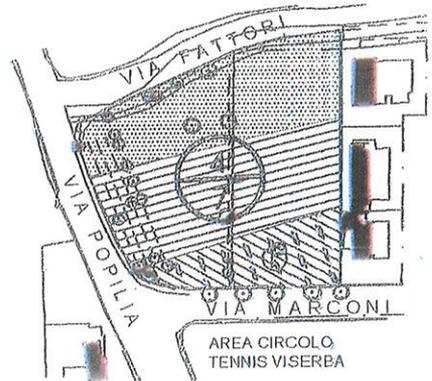
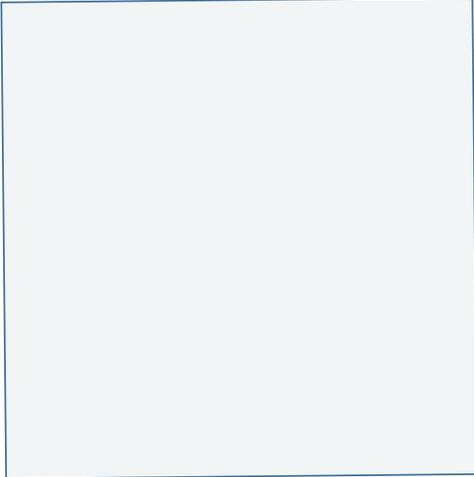
**STRALCIO C.T.R. R.E.R. SCALA 1:25.000**



**COMUNE DI RIMINI**

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

**PIANO ATTUATIVO**



AGGIORNAMENTO MARZO 2010

**STRALCIO C.T.R. R.E.R. SCALA 1:3.000**



INQUADRAMENTO  
CARTOGRAFICO

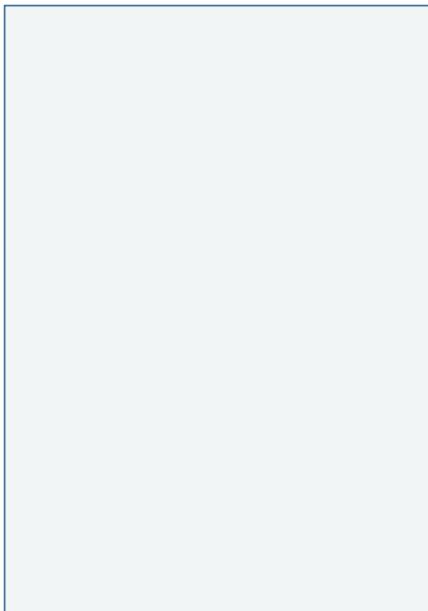
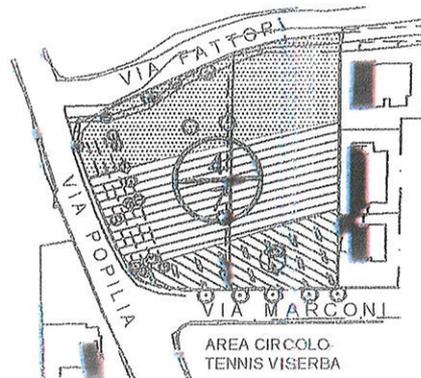
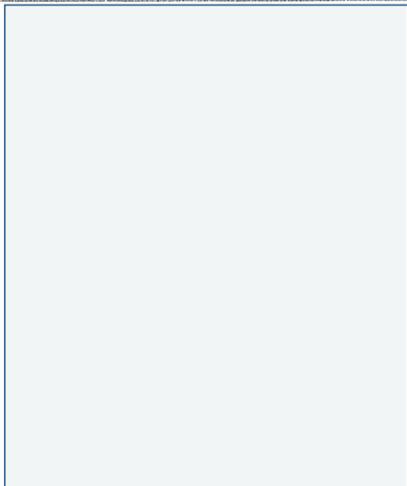
STRALCIO C.T.R. 1:5.000  
SEZIONE 256114



**COMUNE DI RIMINI**

**SCHEDA DI PROGETTO 4.7, tav 3.4**  
VISERBA DI RIMINI - VIA MARCONI - VIA FATTORI

**PIANO ATTUATIVO**



AGGIORNAMENTO MARZO 2010

**TABULATI INDAGINE SISMICA VS 30**

Il giorno 19/03/2010 a Rimini – Viserba, Via Marconi è stata eseguita un'indagine sismica passiva a stazione singola al fine di stimare il profilo della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) per fornire la categoria di suolo di fondazione, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (2008), ex DM 14/09/2005;

#### Strumentazione utilizzata e modalità esecutive

La misura di microtremore ambientale è stata effettuata per mezzo di un registratore sismico mostrato in figura 1.

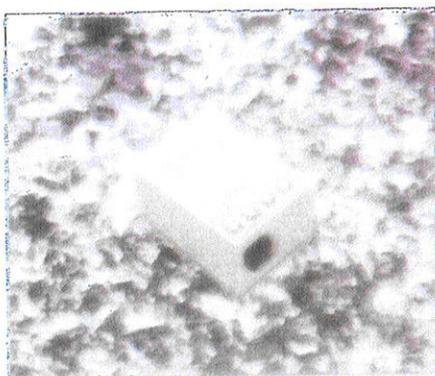


Fig. 1

Il registratore è composto da una terna di velocimetri, i quali trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore.

Lo strumento è stato posizionato correttamente (tramite bolla sferica e piedini regolabili) sul terreno; inizia l'acquisizione dei microtremori: i modi di vibrare del terreno vengono amplificati, convertiti in forma digitale, organizzati e salvati su una memoria digitale. Successivamente i dati vengono trasferiti nel PC dove, mediante il codice di calcolo Grilla appositamente sviluppato, vengono analizzati ed elaborati come mostrato in seguito.

#### Procedura di analisi dati per stazione singola H/V

Dall'elaborazione della registrazione del rumore sismico ambientale, è stata ricavata la curva H/V (HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO) (Pag. 4).

Il grafico H/V TIME HISTORY (Pag. 4) mostra le "finestre temporali" analizzate per l'elaborazione della curva H/V e permette di individuare eventuali finestre di disturbo all'interno di una registrazione.

Il grafico DIRECTIONAL H/V (Pag. 4) rappresenta la proiezione del HVSR lungo le diverse direzioni, da 0° a 180° in senso orario, dove 0° rappresenta la direzione del Nord segnato sullo strumento (da 180° a 360° i risultati sono simmetrici). Questo permette di vedere se una componente orizzontale prevale sull'altra: cioè se la media HVSR riceve più il contributo da parte di un componente orizzontale.

In seguito, il grafico SINGLE COMPONENT SPECTRA (Pag. 5), mostra l'andamento delle singole componenti nelle tre direzioni (N-S\_E-O\_Verticale).

In base alle conoscenze stratigrafiche, utilizzando la curva H/V, è stato possibile realizzare su di essa un modello sintetico di Vs (EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V) (Pag. 5) seguendo inoltre le linee guida Sesame, 2005 (Pag. 6).

Infine viene calcolata la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno ai sensi di legge (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ex DM 14/09/2005) con la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono spessori e velocità dei singoli strati.

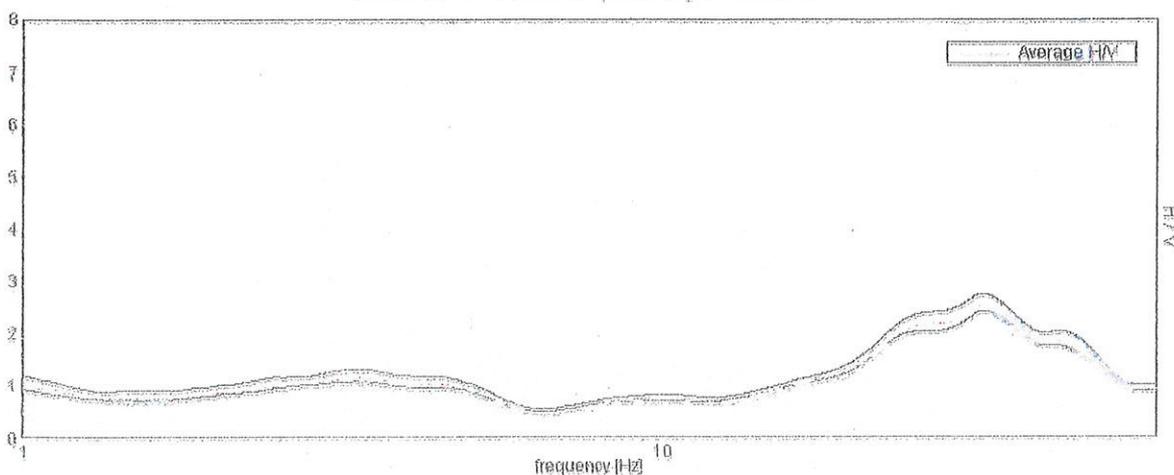
## RIMINI - VISERBA VIA MARCONI 2

Start recording: 19/03/10 15:48:52      End recording: 19/03/10 16:00:53  
Channel labels: NORTH-SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN  
GPS: 44.083962 - 12.523143

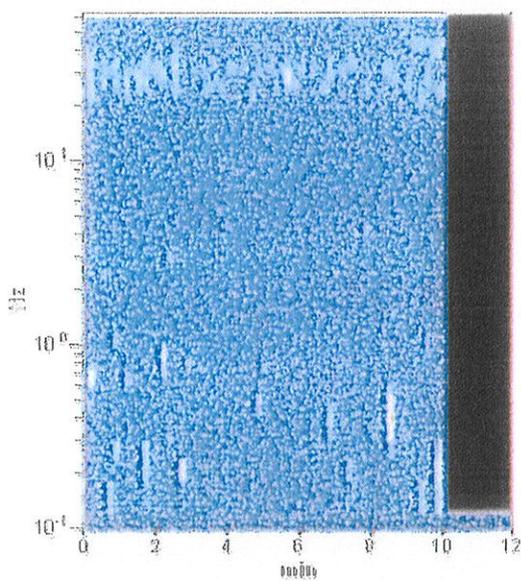
Trace length: 0h12'00".      Analyzed 85% trace (manual window selection)  
Sampling frequency: 128 Hz  
Window size: 10 s  
Smoothing window: Triangular window  
Smoothing: 15%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

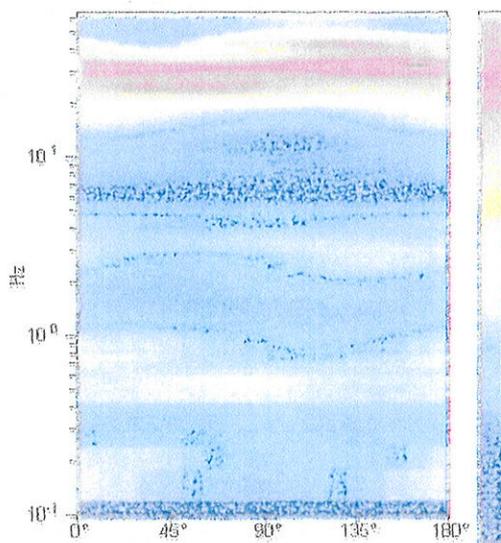
Max. H/V at  $32.06 \pm 1.07$  Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



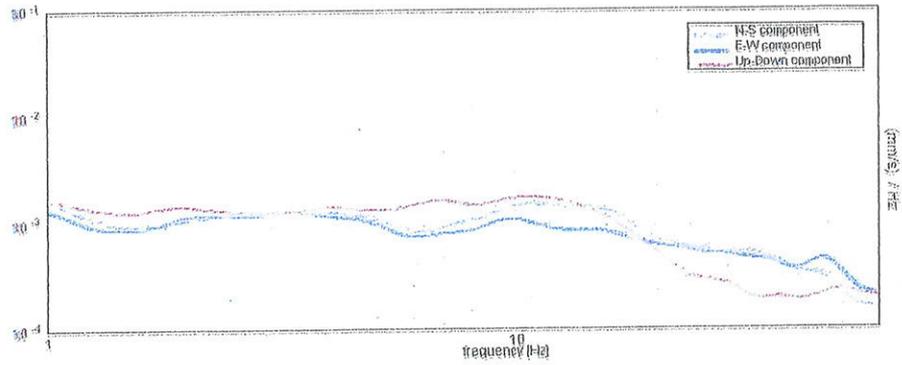
#### H/V TIME HISTORY



#### DIRECTIONAL H/V

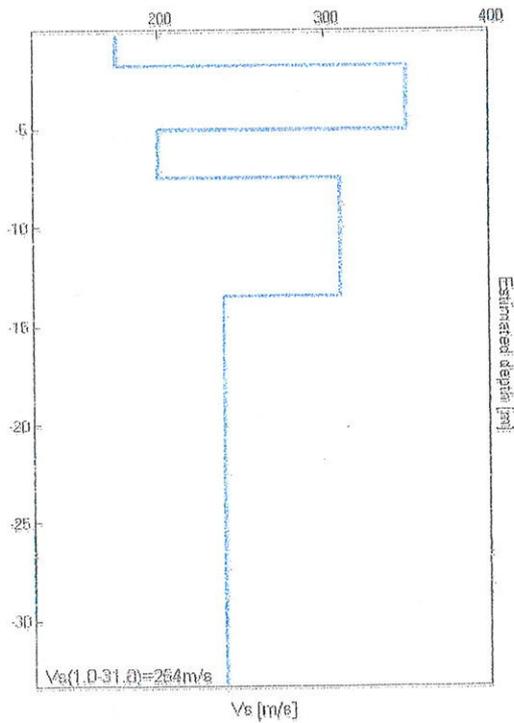
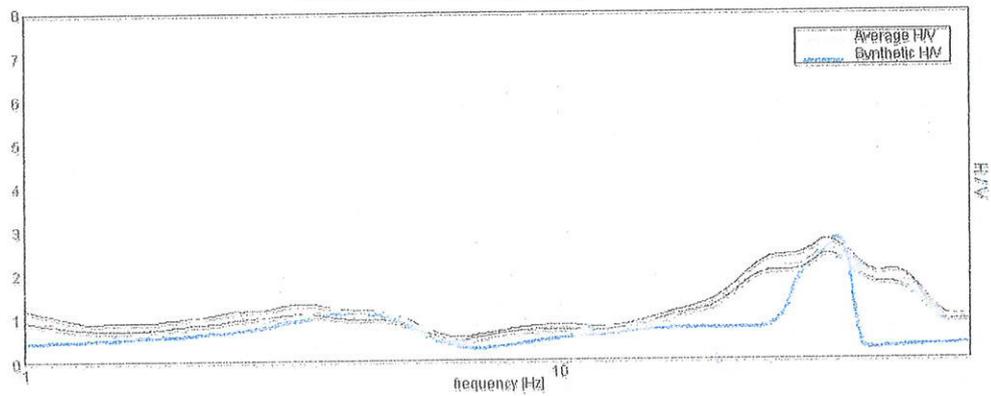


### SINGLE COMPONENT SPECTRA



### EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC HV

Max. HV at 32.06 ± 1.07 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



| Depth at the bottom of the layer [m] | Thickness [m] | Vs [m/s] |
|--------------------------------------|---------------|----------|
| 1.60                                 | 1.60          | 175      |
| 4.80                                 | 3.20          | 350      |
| 7.30                                 | 2.50          | 200      |
| 13.30                                | 6.00          | 310      |
| inf.                                 | inf.          | 240      |

$V_s(1.0-31.0)=254\text{m/s}$

Max. H/V at  $32.06 \pm 1.07$  Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

**Criteria for a reliable HVSR curve**  
[All 3 should be fulfilled]

|  |                             |  |  |
|--|-----------------------------|--|--|
| $f_0 > 10 / L_w$   | $32.06 > 1.00$              |  |  |
| $n_c(f_0) > 200$   | $19558.1 > 200$             |  |  |
| $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$<br>$\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ | Exceeded 0 out of 768 times |  |  |

**Criteria for a clear HVSR peak**  
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

|   |                     |  |  |
|---|---------------------|--|--|
| Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$   | 19.25 Hz            |  |  |
| Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$    | 49.813 Hz           |  |  |
| $A_0 > 2$   | $2.58 > 2$          |  |  |
| $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ | $ 0.01656  < 0.05$  |  |  |
| $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$                               | $0.53092 < 1.60313$ |  |  |
| $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$                               | $0.0812 < 1.58$     |  |  |

|                        |   |
|------------------------|---|
| $L_w$                  | 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  |
| $\sigma_f$             | 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 $\sigma_f$ 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       |

According to the Sesame, 2005 guidelines.

Con la determinazione delle onde di taglio  $V_s$  i terreni indagati vengono inseriti in una delle seguenti categorie di sottosuolo (N.T.C. 2008\_Tabella 3.2.II e Tabella 3.2.III):

| Categoria | Descrizione   |
|-----------|---|
| A         | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 5 m</i>  |
| B         | <i>Soccie tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati e terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 50 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 500 m/s (ovvero <math>N_{60(1,0)} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u(0)} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>           |
| C         | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati e terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 50 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{60(1,0)} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u(0)} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| D         | <i>Depositi di terreni a grana grossa tenuemente addensati o di terreni a grana fina tenuemente consistenti con spessori superiori a 50 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{60(1,0)} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u(0)} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>                          |
| E         | <i>Fattori nei sottogruppi di tipo C e D per spessore non superiori a 20 m posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s = 800</math> m/s).</i>   |

| Categoria | Descrizione  |
|-----------|--|
| S1        | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u(0)} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 8 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.   |

Dall'analisi dell'indagine si può affermare che il sito è caratterizzato da una velocità delle onde di taglio ( $V_{s30}$ ) di 254 m/sec, calcolata dalla profondità di -1,00 mt. + 31,00 mt., corrispondente ad un terreno di tipo C.