



daniele lardini geologo - Via Jesi 253 60027 OSIMO (AN) Tel. 348 3211651
dlardini@gmail.com

COMUNE DI OSIMO

Adottato con Delibera (in linea tecnica)

G.C. n. 165 del 22/08/2015

Osimo li 22/08/2015

Il Sindaco

Il Segretario Generale



COMUNE DI OSIMO
ARRIVI
2 APR 2014
N° 10005

COMUNE DI OSIMO

Adottato con Delibera

G.C. n. 166 del 4/8/2016

Osimo li 4/8/2016

Il Sindaco

Il Segretario Generale

[Signature]

COMMITTENTE :

COMUNE DI OSIMO

COMUNE :

OSIMO (AN)

INDAGINE GEOLOGICA, SISMICA E GEOTECNICA PER STUDIO
VULNERABILITA' SISMICA SCUOLA INFANZIA DI PASSATEMPO

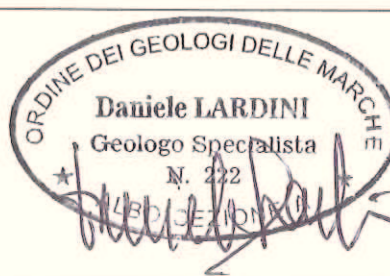
Rif.:

Data :

Marzo 2014

[Signature]
Ordine dei Geologi della Provincia di ANCONA
Dott. Ing. Lorenzo GIULIETTI
A 3165
Ingegnaria Civile e Ambientale
CI 4/S - Architettura e Ingegneria edile

D.L.L.



	PREMESSA E PRASSI D'INDAGINE	Pag. 2
A	INDAGINE GEOLOGICA	Pag. 3
A1	CARATTERI GEOSTRUTTURALI GENERALI	Pag. 3
A2	LINEAMENTI MORFOLOGICI	Pag. 3
A3	CIRCOLAZIONE DELLE ACQUE SOTTERRANEE E SUPERFICIALI	Pag. 4
A4	INQUADRAMENTO P.A.I.	Pag. 5
A5	STRATIGRAFIA E LITOLOGIA	Pag. 5
B	INDAGINE SISMICA	Pag. 7
B1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA	Pag. 7
B2	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	Pag. 7
B2.1	INQUADRAMENTO GRIGLIA DI ACCELERAZIONE	Pag. 9
B2.2.	VITA NOMINALE -CLASSE D'USO-PERIODO DI RIFERIMENTO	Pag. 10
B2.3.	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	Pag. 10
B3	RISPOSTA SISMICA LOCALE	Pag. 11
B3.1.	METODO DM 14/01/2008	Pag. 11
B3.1.	CATEGORIE DI SUOLO	Pag. 11
B3.1.2.	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	Pag. 13
B3.1.3.	CLASSE D'USO	Pag. 13
B3.1.4.	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	Pag. 13
B3.2.	MICROZONAZIONE ANALITICA METODO DI MEDVEDEV	Pag. 14
B4.	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE	Pag. 14
B5.	AZIONI SIMICHE NEL SOTTOSUOLO	Pag. 15
B6.	INDAGINE SISMICA PASSIVA (HVSr)	Pag. 16
B6.1.	RISULTATI DI INDAGINE SISMICA HVSr	Pag. 16
B6.2.	RISULTATI OTTENUTI IN SITO DA INDAGINE HVSr	Pag. 17
C	INDAGINE GEOTECNICA	Pag. 18
C1.	MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI	Pag. 18
C2.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DINAMICA	Pag. 20
C3.	ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO SOTTO CARICO CICLICO	Pag. 21
C4.	VERIFICHE SICUREZZA FONDAZIONI SUPERFICIALI	Pag. 23
C5.	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA	Pag. 24
	CONCLUSIONI	Pag. 25

ALLEGATI; COROGRAFICA ED INQUADRAMENTO PAI; PLANIMETRIA ED UBICAZIONE PROVE; PROVA CPT; INDAGINI SISMICHE MASW E HVSr; CALCOLO VERIFICA LIQUEFAZIONE; CALCOLO ADDENSAMENTO DINAMICO.

I. PREMESSA E PRASSI D'INDAGINE

Su incarico del U.T.C. del Comune di Osimo nella presente relazione sono esposti i risultati relativi la Relazione Geologica, la Relazione sismica e la Relazione geotecnica sulle indagini per il Progetto di verifica vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico della Scuola Primaria di Passatempo.

L'intero lavoro è stato redatto in conformità con quanto previsto da:

1. D.M. 14 gennaio 2008 Testo Unitario Norme Tecniche per le Costruzioni per programmi e progetti edilizi in zona sismica 2.
2. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.
3. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007. .
4. Eurocodice n. 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).
5. Eurocodici 7.1 (1997), 7.2 (2002) e 7.3 (2002). nella quali il valori di $A(g)$, accelerazione orizzontale al suolo espressa come frazione della accelerazione di gravità (g). risulta pari a:

All'uopo è stata adottata la seguente metodologia d'indagine:

- A. ricerca dei dati disponibili (indagini geologiche da progetto esecutivo effettuate in lotti limitrofi o geologicamente correlabili; cartografie e prescrizioni di rischio tratteggiate dall'Autorità di Bacino Regionale nel P.A.I;
- B. rilievo geologico, geomorfologico ed idrogeologico di dettaglio dell'area in oggetto e di influenza adiacenti;
- C. studio reologico del terreno mediante l'esecuzione di n. 1 prova penetrometrica statica (CPT) già effettuata per la indagine relativa alla costruzione della scala esterna del medesimo edificio;
- D. studio geosismico del terreno mediante "prospezione geofisica" di tipo MASW, tramite sismografo a 24 canali a cumulabilità di impulsi n 1 prova di indagine sismica passiva -metodologia HVRS

A. INDAGINE GEOLOGICA

A1. CARATTERI GEOSTRUTTURALI GENERALI

L'area oggetto di studio è ubicata in Montefanese in località Passatempo del Comune di Osimo. La zona in esame, ad una quota di 55 metri sul l.m.m., è ubicata al limite di una dorsale collinare che rappresenta una ramificazione del sistema collinare principale Cingoli-Filottrano orientato NE-SW e la piana alluvionale del Torrente Fiumicello.

Dal punto di vista geologico tale dorsale è costituita da unità arenaceo-pelitiche intercalate a differenti altezze nella formazione principale costituita da argille-siltose con età ascrivibile al Plio-Pleistocene ricoperte in discordanza angolare dalla coltre di alterazione colluviale a spessore variabile.

Tali depositi rappresentano la fase finale sedimentaria della parte più interna dell'avanfossa periadriatica marchigiana con spessori che continuano in profondità per diverse decine di metri fino a centinaia di metri (**FOGLIO 117 (JESI) - Carta Geologica d'Italia - ENI - Acque Dolce Sotterranee**).

I principali sistemi di faglie riscontrabili in questa area, sono a carattere principalmente diretto con modesti rigetti, hanno un andamento principale appenninico (N125-N130) ed uno secondario antiappenninico (N15-N35) che orienta in zona il corso del Torrente Fiumicello. (**T.NANNI - Caratteri geologici del bacino idrografico del Fiume Musone - Associazione dei Comuni di Osimo-Castelfidardo - Offagna " Il bacino del Fiume Musone"**).

A2. LINEAMENTI MORFOLOGICI

La zona in esame, con profilo topografico orizzontale, è ubicata sulla piana alluvionale del Torrente Fiumicello in un tratto di pianura caratterizzata da una forte asimmetria dell'asta fluviale dove l'alveo, posizionato a quote più basse di 3-4 metri, è spostato in destra idrografica dando luogo alla sua sinistra ad una piana ad ampio fondo caratterizzata da una morfologia pianeggiante e che si sviluppa per circa 1000 metri in larghezza. Tale pianura è costituita da sedimenti alluvionali

terrazzati costituiti principalmente da depositi ghiaiosi legati al trasporto fluviale e per questo caratterizzati da una forte eteropia laterale dovuta alle fasi evolutive del corso idrico. Verso l'alto i depositi ghiaiosi tendono a chiudere con sedimenti più fini limoso siltosi legati ad una fase fluviale caratterizzata da una minore energia di trasporto.

Lo spessore di tali depositi in base alle prove sismiche effettuate è stimabile nell'ordine di 18-20 metri al disotto del quale si trova la formazione in posto argilloso-marnosa.

A3. CIRCOLAZIONE DELLE ACQUE SOTTERRANEE E SUPERFICIALI

L'idrografia superficiale è caratterizzata dalla presenza di fossi di scolo che confluiscono nel Torrente Fiumicello. Il deflusso delle acque avviene con una certa difficoltà per le basse pendenze che caratterizzano gran parte dell'area, ed, in effetti, più che ruscellare le acque di corrivazione meteorica tendono ad infiltrarsi nel sottosuolo dove alimentano la falda di subalveo dell'acquifero alluvionale.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area oggetto di studio rientra nella pianura alluvionale (terrazzi del IV ordine) che si sviluppa nella porzione medio-terminale del corso del Torrente Fiumicello.

In questa porzione lo spessore dei depositi alluvionali aumenta rispetto alla porzione più a monte e si fa evidente una maggiore differenziazione granulometrica e litologica. Precisamente i depositi alluvionali sono rappresentati da corpi lenticolari ghiaiosi, ghiaiosi-sabbiosi a da lenti variamente estese di depositi fini limoso-sabbiosi e limoso-argillosi. L'acquifero si instaura in corrispondenza dei depositi ghiaiosi che raggiungono spessori di alcuni metri ed in tale situazione si instaura un acquifero che può essere considerato, in grande, come monostrato per quanto localmente possano essere presenti condizioni di falda multistrato. Durante l'esecuzione del sondaggio geognostico è stata riscontrata la presenza della falda freatica superficiale a profondità di 9,00 metri, il cui livello statico si posiziona alla profondità di circa 8 metri rispetto al piano campagna.

A4. INQUADRAMENTO P.A.I.

L'area non rientra nelle aree classificate e perimetrate a pericolosità idrogeologica dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Marche per il Comune di Osimo (Tav. 38/a e Tav. 38/b).

A5. STRATIGRAFIA E LITOLOGIA

L'indagine geognostica è stata eseguita mediante l'esecuzione di n. 1 prove CPT con penetrometro di tipo PAGANI TG 63 (200Kn) le cui caratteristiche tecniche sono riportate in allegato. Le indagini sono state spinte fino ad una profondità di 9 metri circa in corrispondenza di un banco ghiaioso che ha impedito l'avanzamento della punta. Comunque la profondità indagata rappresenta in funzione del sistema geologico sopra descritto il volume significativo della parte del terreno che interagisce con la tipologia della struttura in elevazione. Le profondità indagate hanno permesso inoltre di riscontrare una successione litologica che dalle integrazioni ottenibili dalle informazioni di precedenti indagini effettuate nelle vicinanze dell'area di studio e dalle informazioni della bibliografia sopra citata si estende in profondità per decine di metri. I dati ricavati dalla interpretazione della prova CPT hanno permesso di ricostruire la stratigrafia e ricavare le caratteristiche geomeccaniche degli stessi come riportato nella relazione geotecnica. Sulla base di quanto esposto il primo sottosuolo risulta così costituito:

- TERRENO VEGETALE E DI RIPORTO - Costituito da argille con frammista ghiaia e laterizi presenta spessori 1.00 mt circa
- ARGILLA LIMOSA - Si tratta di un complesso di materiali di origine alluvionale parzialmente addensati che si contraddistinguono per la omogeneità dei caratteri estrinseci (granulometria, stato di aggregazione, resistenza all'infissione ecc..). Il litotipo è costituito da una granulometria prevalentemente argillosa e secondariamente limosa e sabbiosa. Si rinvencono fino ad una profondità di 4.00 metri circa dal piano campagna.

- LIMO ARGILLOSO-SABBIOSO - Si tratta di un complesso di materiali di origine alluvionale parzialmente addensati che si contraddistinguono rispetto ai precedenti per una granulometria maggiore prevalentemente limosa. Si rinvencono fino ad una profondità di 8.00 metri circa dal piano campagna con spessori di 4.00 metri circa.
- GHIAIE - Sono caratterizzate da un elevato valore di resistenza all'infissione. Trattasi di litotipo di natura prevalentemente calcarea con ciottoli sub-arrotondati, ben addensato. Si rinviene a profondità di 8.0 metri circa rispetto al p.c..

INDAGINE SISMICA

B1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

L'area di studio è sita nel Comune di Osimo che ai sensi dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 ricade in zona sismogenetica 917 proposta dal "Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (2004)". Il territorio del Comune di Osimo, in base alla legge 2 febbraio 1974 n. 64, ricadeva nelle zone individuate come sismiche di II categoria. Ad esso pertanto veniva attribuito un grado di sismicità pari a $S = 9$, dal quale derivava un coefficiente di intensità sismica pari a $C = 0,07$. In ottemperanza all'O.P.C.M. n°3274 del 20/03/2003 ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e norme tecniche per le costruzioni in zona sismica") la Regione Marche ha aggiornato l'elenco delle zone sismiche (D.G.R. n°1046 del 29/07/2003; D.G.R. n°136 del 17/02/2004) in base al quale il territorio del Comune di Osimo ricade nella zona sismica 2 (ex Categoria II), alla quale viene attribuito un valore dell'accelerazione orizzontale di riferimento ag pari a 0,25g, riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

CODICE ISTAT	DENOMINAZIONE	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1998)	Zona ai sensi della recente normativa	Valori di ag
11042034	OSIMO	II	2	0,25 g

B.2. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- Accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1):
- Ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR. Lo spettro di risposta è un diagramma che fornisce il massimo valore medio dell'accelerazione relativa ad un oscillatore semplice in funzione del suo periodo fondamentale.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito (fornito dal INGV);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Tali parametri sono definiti in funzione del reticolo di riferimento; sul territorio italiano è stata individuata una maglia di circa 10 km di lato, assegnando a ciascun nodo i valori di a_g , F_0 e T_C^* . Partendo dai valori dei nodi, per ogni punto individuato sul territorio mediante le sue coordinate geografiche (longitudine, latitudine) e attraverso interpolazione, è possibile individuare i parametri di pericolosità sismica del sito di interesse per un periodo di ritorno (TR) assegnato.

Il periodo di ritorno (TR) viene valutato in funzione del periodo di riferimento (VR) ed in base alla corrispondente probabilità di superamento PVR di prestabiliti stati limite nel periodo di riferimento.

Il periodo di riferimento (VR) viene a sua volta calcolato in funzione della vita nominale (VN) e del coefficiente d'uso (CU) dell'opera in progetto. Il coefficiente d'uso è un parametro definito in funzione della classe d'uso del fabbricato, dipendente dal livello di affollamento e dal suo interesse strategico. In presenza di azioni sismiche le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso a ciascuna delle quali corrisponde un coefficiente d'uso CU come si evince tabella 2.4.II delle NTC 2008.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le NTC fanno riferimento a quattro stati limite per l'azione sismica che consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione. Ottenuti i valori di TR corrispondenti ai quattro stati limite considerati si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B alle NTC, l'accelerazione del suolo a_g e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

B2.1. INQUADRAMENTO GRIGLIA DI ACCELERAZIONE

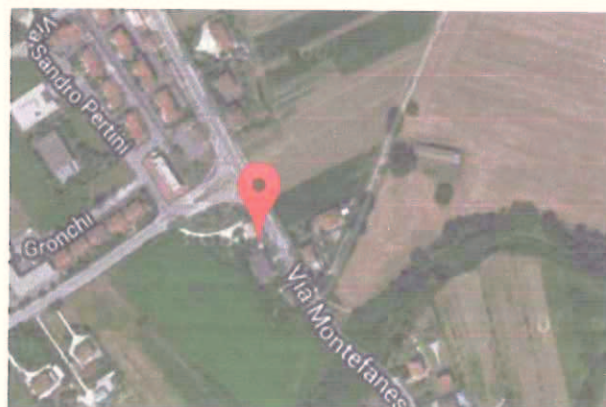
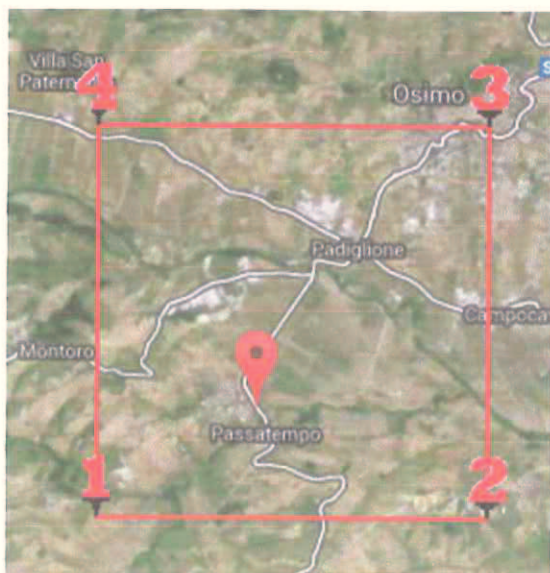
Sito in esame: Passatempo di Osimo Via Montefanese 224

latitudine: 43,449151

longitudine: 13,449018

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 21644	Lat: 43,4349	Lon: 13,4212	Distanza: 2748,718
Sito 2	ID: 21645	Lat: 43,4350	Lon: 13,4900	Distanza: 3667,169
Sito 3	ID: 21423	Lat: 43,4850	Lon: 13,4900	Distanza: 5175,678
Sito 4	ID: 21422	Lat: 43,4849	Lon: 13,4211	Distanza: 4571,712



B2.2.VITA NOMINALE - CLASSE D'USO - PERIODO DI RIFERIMENTO

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (Vn) anni
1 Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute ed importanza normale	≥ 50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni ed importanza strategica	≥ 100

$$VR = VN \times CU$$

CLASSI DI USO	I	II	III	IV
	Persone occasionali	Normali affollamenti	Affollamenti significativi	Funzioni pubbliche
COEFFICIENTE "CU"	0,7	1,0	1,5	2,0

$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,5 = 75 \text{ (anni)}$$

B2.3. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Sulla base di quanto sopra descritto per il sito di interesse risulta la seguente pericolosità di base elaborata con "Spettri NTC ver.1.0.3"):

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,060	2,498	0,282
SLD	75	0,078	2,528	0,285
SLV	712	0,213	2,502	0,311
SLC	1462	0,278	2,495	0,321

B3. RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie tramite il fattore di amplificazione attraverso il quale si determina l'accelerazione massima usata nell'analisi quantitativa delle verifiche che rappresenta l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A corretta dalle amplificazioni totali. Nel seguito sono computati i valori di A_{max} e dei rispettivi coefficienti di calcolo secondo la metodologia DM 14/01/2008 e secondo la microzonazione analitica utilizzando il metodo di Medvedev.

B3.1. METODO D.M. 14 GENNAIO 2008

L'accelerazione di picco viene calcolata con la seguente relazione:

$$a_{max} = a_g * S = a_g * S_s * S_t$$

• a_g Accelerazione orizzontale massima - attesa al suolo per sito di riferimento rigido (privo di amplificazione)

• $S = S_s \times S_t$, Fattore di amplificazione che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito di costruzione

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (che dipende dalle condizioni sismostratigrafiche del sito (categoria di suolo))

S_t = coefficiente di amplificazione topografica (che dipende dalla posizione topografica del sito)

B3.1.1. CATEGORIE DI SUOLO

L'Ordinanza della P.C.M. n. 3274 del 25 marzo 2003 ed il D.M. 14.01.2008 aggiornano la normativa sismica vigente con l'attribuzione alle diverse località del territorio nazionale di un valore di scuotimento sismico di riferimento espresso in termini d'incremento dell'accelerazione al suolo e propone una classificazione di un sito basata sulle tipologie di suolo del profilo stratigrafico che vengono individuate in relazione ai parametri di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_{S30})

mediate sui primi 30 metri di terreno, ovvero sulla base dei valori NSPT e CPT.

Tali tipologie sono:

- A. Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} maggiori di 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m;
- B. Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà geomeccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s;
- C. Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s;
- D. Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} minori di 180 m/s;
- E. Terreni di sottosuolo di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti su substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).

S1. Depositati di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} minori di 100 m/s, che includono uno strato di almeno 8,0 m di terreni a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3,0 m di torba o di argille organiche;

S2. Depositati di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

All'uopo è stata effettuata nel sito di progetto una "indagine geofisica" di tipo MASW tramite sismografo a 24 canali a cumulabilità di impulsi condotta dalla ditta GECO S.r.l., metodo che si basa sulla misurazione e sull'analisi delle onde di Rayleigh in un semispazio stratificato e che consente la caratterizzazione delle diverse categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione tramite il discriminare delle differenti "Vs". La prospezione geofisica è stata eseguita con uno stendimento di 45 m in direzione. (Vedi allegato)

I dati d'indagine geofisica sono stati correlati con i dati provenienti dalle elaborazioni della prova penetrometrica statica eseguite nel sito di progetto, come da modello geotecnico riportato in seguito.

In relazione alle puntuali indagini effettuate sul terreno, secondo la parametrizzazione, la velocità mediata delle onde di taglio è risultata pari a:

$$V_s = 287 \text{ m/sec,}$$

tipologia di suolo: "C".

B3.1.2. COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per le caratteristiche topografiche l'intervento ricade nella categoria topografica T1 : superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ con valore di St=1

B3.1.3. CLASSE D'USO

L'opera in oggetto ricade nella classe d'uso III "grado di affollamento significativo, funzioni pubbliche o sociali .."

B3.1.4. COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Pertanto in base alla categoria di sottosuolo, al coefficiente di amplificazione topografica ed alla classe d'uso si definiscono i coefficienti Ss (coefficiente di amplificazione stratigrafica) che nel caso in esame hanno i seguenti valori

Ss (SLO)	Ss (SLD)	Ss (SLV)	Ss (SLC)
1.50	1.50	1.38	1.28

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,38	1,28
ag	0,060	0,078	0,213	0,278
Amax(m/s ²)	0,882	1,147	2,881	3,487

B3.2.MICROZONAZIONE ANALITICA (METODO DI MEDVEDEV)

Il metodo di Medvedev (1965) lega l'incremento di intensità sismica (n) al rapporto tra la rigidità del bedrock di riferimento (R_0) e la rigidità dei terreni di copertura (R_n) espresse come prodotto della velocità delle onde di taglio (V_s) e la densità del bedrock (γ) mediante la seguente relazione:

$$F_a = FAD = 1,67 * \ln(R_n/R_0) = 1,67 * \ln \frac{V_0 * \gamma_0}{V_n * \gamma_n}$$

Per il calcolo dell'incremento della intensità sismica il metodo di Medvedev considera significativo uno spessore di 10 metri di terreno dal piano campagna e le correzioni apportate dalla presenza di una falda freatica alla profondità "z", dal fattore topografico e del fattore bedrock. Come da calcolo riportato in allegato risulta il valore:

$$F_a = 1.428$$

Dalla relazione $A_{max} = a(g) * F_a$

Si ricava pertanto

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag	0,060	0,078	0,213	0,278
Fa	1,428	1,428	1,428	1,428
Amax(m/s ²)	0,8397	1,0916	2,9808	3,8904

B4. ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE

In base ai dati di A_{max} ricavati nei paragrafi precedenti,

Metodo	SLO	SLC	SLV	SLD
D.M. 14 GENNAIO 2008	0,882	1,147	2,881	3,487
MEDVEDEV	0,839	1,091	2,980	3,890

risulta la seguente media ponderata dei valori di A_{max}

	SLO	SLD	SLV	SLC
Amax (m/s ²)	0,849	1,132	2,889	3,714

B5. AZIONI NEL SOTTOSUOLO

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudostatica tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale denominati rispettivamente K_h e K_v , dati dalle relazioni di seguito riportate (§ 7.11.3.5.2 delle NTC 2008). Tali coefficienti sono utilizzati per la valutazione dell'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità e nella determinazione dell'effetto delle azioni inerziali indotte dal sisma sul carico limite dei terreni di fondazione.

$$K_h = \beta * \frac{a_{max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0.5 * K_h$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che assume da normativa i seguenti valori

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità.

	SLO	SLD	SLV	SLC
A_{max}	0,8496	1,132	2,889	3,714
β	0,200	0,200	0,280	0,280
K_h	0,017	0,023	0,083	0,106
K_v	0,0087	0,0116	0,0413	0,0531

C.INDAGINE SISMICA PASSIVA "HVSr"

Nella presente indagine è stata inoltre eseguita la caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva "Horizontal to Vertical Spectral Ratio - (HVSr) Metodo di Nakamura" (HVSr), al fine di individuare le frequenze caratteristiche di risonanza di sito.

Si riporta in allegato una sintesi esplicativa di tale metodo, le caratteristiche della strumentazione utilizzata ed i risultati ottenuti.

C.1 Risultati di indagini sismiche HVSr

Dalle prove HVSr nel caso in esame è possibile ottenere i seguenti parametri:

- A) La frequenza caratteristica di risonanza del sito, che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici antisismici. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "doppia risonanza", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.

La frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere calcolata in prima approssimazione, (qualora non venga effettuata una misura all'interno dello stesso) secondo la formula:

$$f_{risonanza} = 10\text{Hz}/n^{\circ}\text{piani}$$

Affinché si possano instaurare fenomeni di doppia risonanza tra suolo e struttura si dovrebbe avere:

$$f_{r_{suolo}} \approx f_{r_{struttura}} * 10\text{Hz}/n^{\circ}\text{piani}$$

$$n^{\circ}\text{piani} \approx 10\text{Hz}/f_{r_{suolo}}$$

Le strutture con tali altezze (n° piani) in caso di terremoto sono propense a sviluppare fenomeni di doppia risonanza con gli spettri di amplificazione sismica misurati in sito.

- B) La velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la V_{s30} e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.

C.2. Risultati ottenuti in sito dall' indagine sismica HVSR

I dati ottenuti della prova sono stati verificati secondo il metodo SESAME che ha dato i seguenti risultati:

1. La prova eseguita ha mostrato una alta affidabilità della misura della frequenza di risonanza (i primi tre check dei risultati sono sempre OK),
2. risultano bassi i criteri di chiarezza del picco HVSR (cinque check No ed un check OK) individuato a $1,90 \text{ Hz} \pm 0.35 \text{ Hz}$.

L'interpretazione di tali dati indicano che l'inversione della misura del rumore sismico portano ad un sistema geofisico multistrato come già testimoniato dalle caratteristiche geologiche che non genera frequenze caratteristiche di risonanza del terreno predisponenti a doppia risonanza e ad amplificazione con il fabbricato in esame.

I valori ottenuti dal calcolo delle V_{s30} sono in linea quanto calcolato co la Prova MASW.

D. INDAGINE GEOTECNICA

Nel seguito, sulla base dei risultati delle indagini geologiche, sismiche e geotecniche e dei parametri ottenuti, determinato il modello geotecnico caratteristico, sono state effettuate quelle verifiche e determinate quelle grandezze specificamente connesse al sistema geologico e geotecnico indispensabili al progettista per l'efficace valutazione del modello geotecnico definitivo del sito di progetto.

Le verifiche eseguite sono:

1. *verifica alla liquefazione dinamica*
2. *Addensamento dinamico sotto carico ciclico*
3. *Verifica sicurezza fondazione superficiale (verifica dello stato limite ultimo)*

D.1. MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI

Sulla base delle indagini eseguite è stato possibile definire il seguente modello geotecnico ed arrivare alla stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici e sismici rappresentativi del comportamento del terreno. Gli stessi sono stati ricavati dall'interpretazione ragionata e cautelativa delle prove effettuate in situ e dei dati ottenuti dalla prova CPT, MASW E HRSV come riportato in allegato e sull'esperienza e le conoscenze disponibili in quanto l'area ricade in zone ben conosciute da punto di vista geotecnico.

Le indagini effettuate hanno permesso di caratterizzare la successione litostratigrafica e sono risultate adeguate alle problematiche imposte dal lavoro in oggetto.

Inoltre è stato ricavato il valore operativo da interpretazione statistica secondo quanto disposto dalle norme tecniche partendo dai valori medi per ricavare i valori caratteristici dei parametri con associata una probabilità di non superamento del 5% secondo la seguente relazione:

$$C_{uk} = C_{um} \left(1 - \frac{V_{Cu}}{2} \right); \quad \varphi_k = \varphi_m \left(1 - \frac{V_{\varphi}}{2} \right); \quad E_{dk} = E_{dm} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{2} \right) \quad \text{dove:}$$

C_{um} , φ_m e E_{dm} sono i valori medi dei parametri di resistenza e di deformabilità del terreno V_{Cu} , V_{φ} e V_{Ed} sono i coefficienti di

D.2. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DINAMICA

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente da proprietà geotecniche dei terreni, caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata, genesi e storia geologica dei terreni.

Prima della vera e propria verifica della suscettibilità di liquefazione, le NTC propongono una griglia di casi per i quali il sito non presenta possibilità di liquefazione dei terreni. Le NTC recitano che "La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze":

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso in esame non essendo ben definito il punto 4., per lo spessore di terreno che va dai 4.00 agli 8.00 metri di profondità dal p.c., è stata effettuata a scopo cautelativo una verifica. In letteratura esistono numerosi metodi per valutare la possibile liquefazione dei terreni; i metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

$$F_s = \frac{CRR}{CSS}$$

Dove:

CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico

CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Se il fattore è $F_l > 1.25$ la liquefazione è da escludere; se è $F_l < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

La verifica è stata eseguita con il metodo Andrus e Stokoe (1998); utilizzando i valori delle onde di taglio V_s .

Le verifiche sono riportate in allegato e dalle stesse si ricavano i seguenti valori:

F_s	$M \leq 7,5$	1.42	Verificato
	$M \geq 7,5$	1.22	Verificato

D.3. ADDENSAMENTO DINAMICO DEL TERRENO SOTTO CARICO CICLICO

Nei depositi superficiali, specie quelli alluvionali e/o debolmente addensati e/o poco consistenti, l'applicazione d'una sollecitazione di taglio, come nel caso di fenomeno sismico, ha l'effetto di diminuire il volume del materiale fino al raggiungimento di un valore critico dell'indice dei vuoti, in corrispondenza del quale il fenomeno si interrompe.

L'effetto repentino di superficie è quello di un cedimento del terreno di fondazione. Per accuratezza d'indagine, data la sismicità della zona, e le problematiche di cedimento che investono un edificio, si è quantificato tale assestamento.

Una stima di questo assestamento del terreno può essere ottenuta applicando la relazione di Schmertmann modificata (1980) ed i cui risultati sono riportati in allegato:

$$\Delta w = \sum_{i=0}^n \frac{\xi * 0.6 * T_{max} * H}{G_0}$$

Dove

$$T_{max} = \gamma * H' * K_h * S_r * (1 - 0.01 * H')$$

γ = peso di volume del terreno

H = spessore dello strato compressibile

G_0 = modulo di taglio o di scorrimento dinamico (stima da CPT)

ξ = coefficiente adimensionale di rigidità fondale (fondazione rigido: 0,85 - fondazione flessibile: 1,00)

T_{max} = sforzo di taglio indotto dalla perturbazione dinamica nel terreno a metà dello strato deformabile (Seed & Idriss, 1971): .

S_r = coefficiente d'attenuazione dell'intensità sismica K_h (Seed e Whitman, 1970): 1.00 (suoli rigidi) 0.85 (suoli flessibili)

K_h = coefficiente di intensità sismica orizzontale massima

Dall'analisi dei risultati si evince come la risposta del terreno, e di conseguenza anche della struttura in elevazione, ad una sollecitazione di tipo transitoria (sismica), nelle varie situazioni di progetto (SLO→SLD→SLV→SLC) sia differenziata.

Il terreno di fondazione subirebbe nelle condizioni SLO, SLD un modesto cedimento sotto carico ciclico, mentre in condizioni e SLV SLC si avrebbero cedimenti maggiori.

In condizioni di sincronismo con un'onda tellurica d'intensità medio-elevata (6,14 scala Richter come da zona sismogenetica 917), l'abbassamento risulterà compatibile con i valori di cedimento massimo ammissibile per strutture siano esse intelaiate o in muratura che risulta pari a:

Δw progetto (SLO) = 0.64 cm < Δw max = 5,00 cm

Δw progetto (SLD) = 0.08 cm < Δw max = 5,00 cm

Δw progetto (SLV) = 3.15 cm < Δw max = 5,00 cm

Δw progetto (SLC) = 4.02 cm < Δw max = 5,00 cm

D.4. VERIFICHE SICUREZZA FONDAZIONI SUPERFICIALI (STATO LIMITE ULTIMO)

Poiché trattasi di una struttura esistente, le verifiche agli SLU, secondo le disposizioni di cui al capitolo 8 (e relativi sottopunti) del D.M. 14.01.2008, possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), utilizzando i due approcci previsti dal Capitolo 6 e le prescrizioni del § 7.11.1:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale;
- Sisma

Per ogni stato limite ultimo analizzato deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Resta inteso che il dimensionamento delle fondazioni e la relativa verifica agli S.L.U. in funzione delle pressioni indotte dovranno essere eseguite nella Relazione Geotecnica progettuale (Prg. 6.2.2) una volta conosciuta la reale geometria della fondazione esistente da verificare tramite appositi sondaggi e/o scavi,

D5. INTERAZIONE TERRENO- STRUTTURA

Per le valutazioni delle interazioni terreno-struttura il modulo di reazione potrà essere valutato a partire da un modulo di reazione verticale unitario per piastra quadrata di 1 m di lato in superficie, che per i terreni in esame vale mediamente;

$K_{unit} = 1,05 \text{ Kg/cm}^3$. (Jamiolkowskj - Enciclopedia dell'Ingegneria - ISEDI)

Nell'ipotesi di terreno alla Winkler, il modulo di reazione è influenzato, oltre che ovviamente, dalle caratteristiche del terreno anche dalla dimensione e forma della fondazione e dalla profondità del piano di posa :

1. **Influenza della forma** : $K_{rett} = K_{unit}(1+0.5(B/L))/1.5$ per fondazioni di larghezza $B=1.0$ metri e di lunghezza L (metri) dove K_{rett} è il modulo di reazione di una fondazione quadrata di lato $L = 1 \text{ mt}$
2. **Influenza della dimensione** : per fondazioni di larghezza B e di lunghezza L (in metri) in terreni coesivi, $K_B = K_b/B$ dove $K_b = K_{rett}$ prima ricavato.
3. **Influenza della profondità**: per fondazioni di larghezza B posta ad una profondità D il valore del modulo di reazione K_{prof} può essere assunto costante con la profondità nell'ambito dei normali valori.

CONCLUSIONI

- L'area in esame è costituita da sedimenti alluvionali terrazzati costituiti principalmente da depositi ghiaiosi legati al trasporto fluviale e per questo caratterizzati da una forte eteropia laterale dovuta alle fasi evolutive del corso idrico. Verso l'alto i depositi ghiaiosi tendono a chiudere con sedimenti più fini limoso siltosi legati ad una fase fluviale caratterizzata da una minore energia di trasporto ed è caratterizzata dai seguenti requisiti:
 1. La falda freatica si posiziona ad una profondità di 8.00 metri circa dal piano campagna.
 2. L'area non rientra tra quelle cartografate a rischio idrogeologico del P.A.I. della Regione Marche per il comune di Osimo.
 3. Assenza di fenomeni di degrado del terreno
 4. litologia uniforme dei sedimenti del sottosuolo;
 5. Assenza di fenomeni gravitativi.
 6. Assenza di elementi rilevanti di pericolosità geologica nelle zone limitrofe.
- L'indagine sismica condotta, nel rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 ha consentito di definire i seguenti valori di amplificazione locale ottenuti dalla media ponderata dei diversi metodi utilizzati.

	SLO	SLD	SLV	SLC
Amax (m/s ²)	0,849	1,132	2,889	3,714

Ed i seguenti valori delle azioni nel sottosuolo:

	SLO	SLD	SLV	SLC
Amax	0,8496	1,132	2,889	3,714
B	0,200	0,200	0,280	0,280
Kh	0,017	0,023	0,083	0,106
Kv	0,0087	0,0116	0,0413	0,0531

- L'indagine sismica HVSR non ha evidenziato frequenze caratteristiche di risonanza del terreno predisponenti a doppia risonanza e ad amplificazione con il fabbricato in esame.

L'insieme delle indagini geotecniche e sismiche hanno permesso di definire il modello geotecnico e i parametri caratteristici utilizzati per le verifiche in condizioni di sincronismo con un'onda tellurica d'intensità medio-elevata (6,14 scala Richter come da zona sismogenetica 917)

- **Verifica alla liquefazione dinamica**

Dall'analisi delle verifiche effettuate risulta che i litotipi della successione risultano NON liquefacibili sotto carichi ciclici di tipo sima come da risultati sotto riportati

Fs	M ≤ 7,5	1.42	Verificato
	M ≥ 7,5	1.22	Verificato

- **Verifica all'addensamento dinamico**

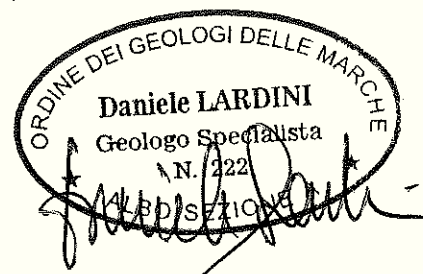
l'abbassamento risulta compatibile con i valori di cedimento massimo ammissibile che risulta pari a:

Δw progetto (SLO) = 0.64 cm < Δw max = 5,00 cm
 Δw progetto (SLD) = 0.83 cm < Δw max = 5,00 cm
 Δw progetto (SLV) = 3.15 cm < Δw max = 5,00 cm
 Δw progetto (SLC) = 4.02 cm < Δw max = 5,00 cm

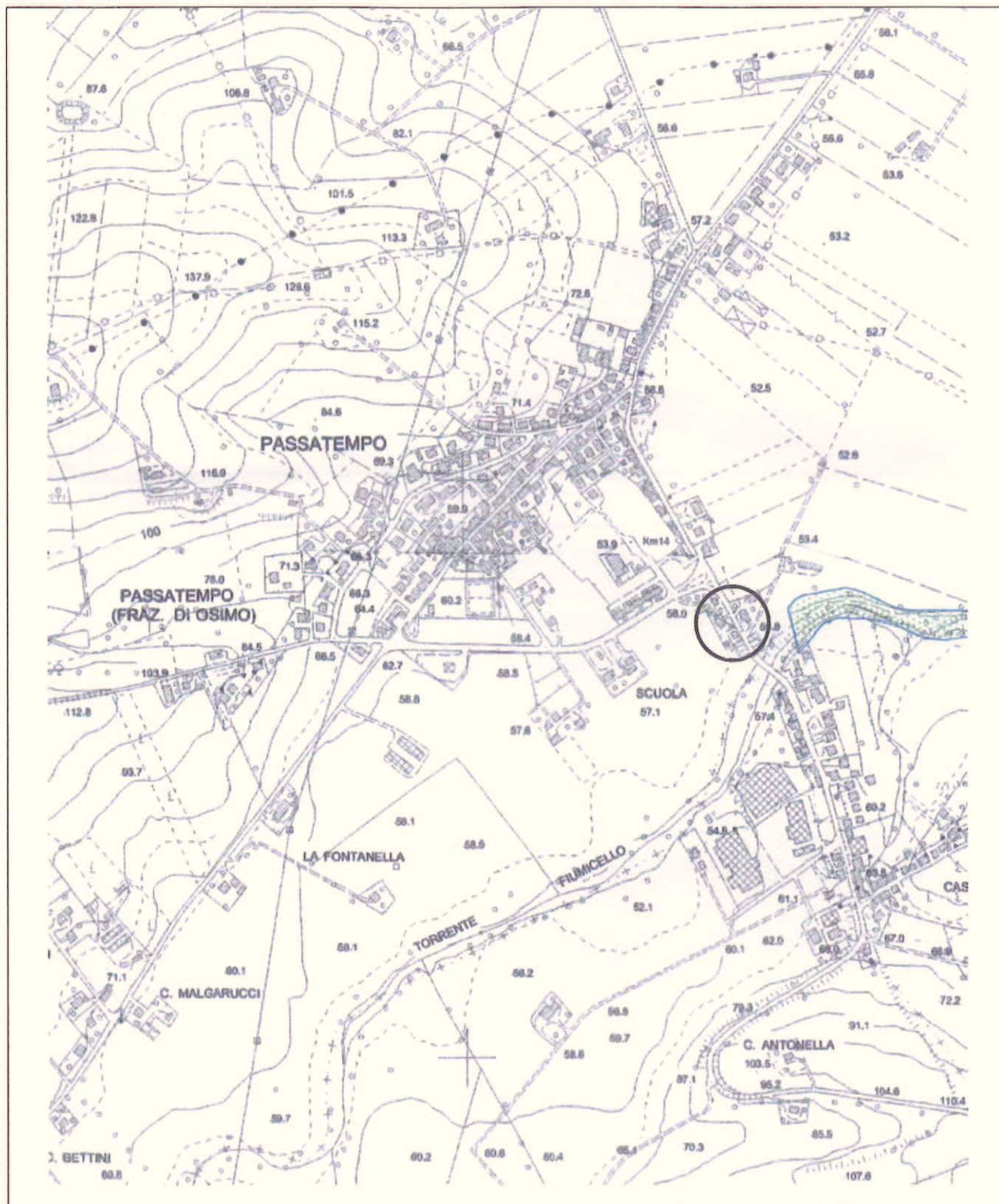
- **Verifica stato limite ultimo per fondazioni superficiali**

Resta inteso che il dimensionamento delle fondazioni e la relativa verifica agli S.L.U. in funzione delle pressioni indotte dovranno essere eseguite una volta conosciuta la reale geometria della fondazione nella Relazione Geotecnica progettuale (Prg. 6.2.2 delle N.T.C.), che costituisce con la presente Indagine Geologica (Prg. 6.2.1 delle N.T.C.), indagine geotecnica (Prg. 6.2.1 delle N.T.C.), e Relazione di Indagine Sismica (Prg. 3.2 delle N.T.C.) parte integrante e sostanziale del documento di progetto.

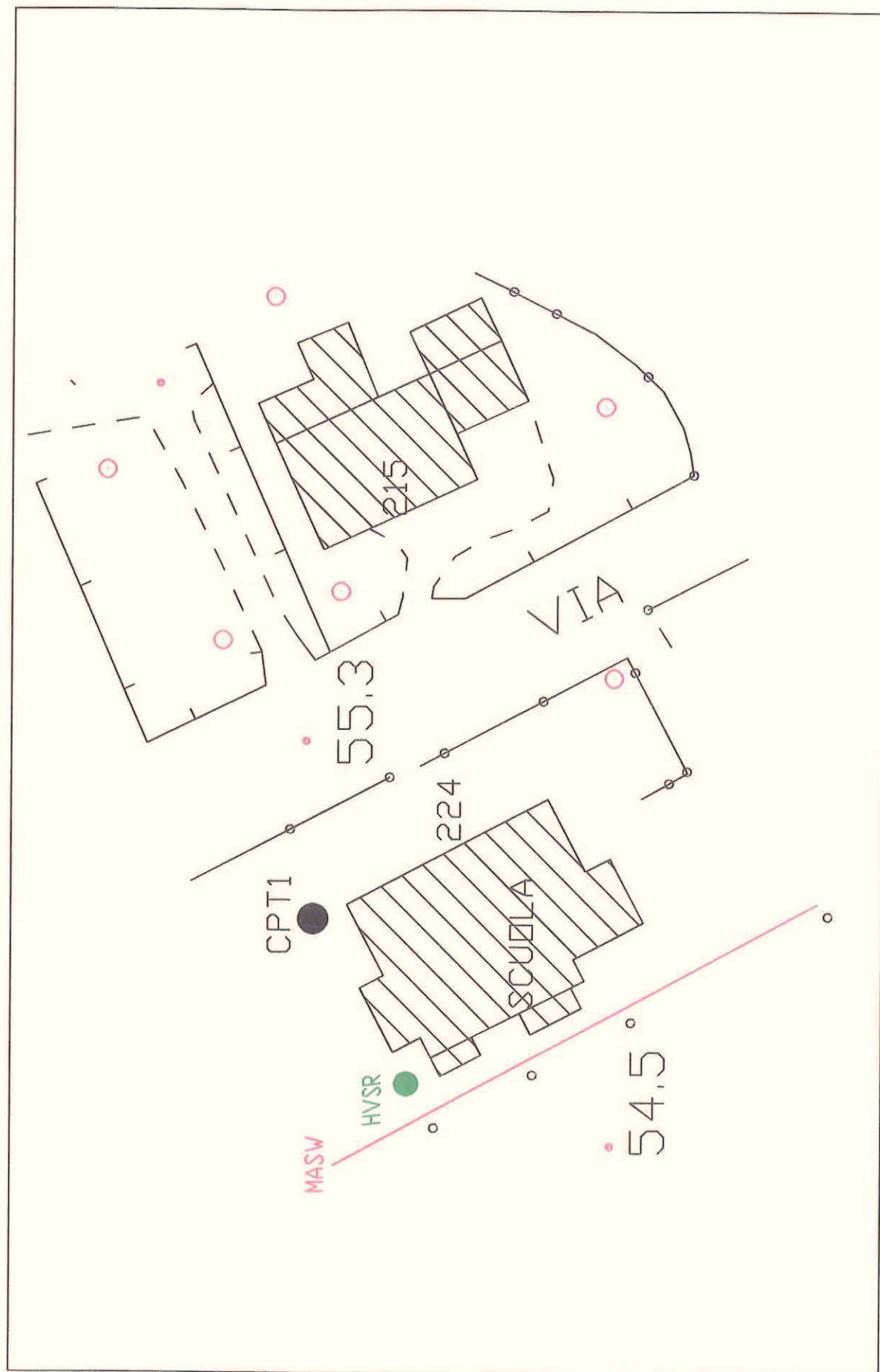
Osimo Marzo 2014



COROGRAFIA ED INQUADRAMENTO P.A.I. Scala 1:10.000



PLANIMETRIA ED UBICAZIONE PROVE Scala 1:500



 <p>dott. Angelo CURATOLO e-mail: curatolo.angelo@gecosnc.com +39 328.02.82.743</p> <p>GeCO S.n.c P.Iva / C.F. 02541280422 via Selva, 132 - 60037 Monte San Vito (AN)</p>	<p>Oggetto: Indagine geotecnica</p> <p>Committente: Comune di Osimo</p> <p>Località: Località Passatempo - Osimo (An)</p>
<p>Comm.: 134-13</p>	<p>Data acquisizione: 14 Giugno 2013</p>



Foto postazione CPT1

**INDAGINE GEOTECNICA MEDIANTE PROVE PENETROMETRICHE
AD INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE GEOLOGICA ESEGUITA
PRESSO LA SCUOLA MATERNA IN LOCALITA' PASSATEMPO
NEL COMUNE DI OSIMO (AN)**

Monte San Vito, 17 Giugno 2013

Il Responsabile
(dott. geol. Angelo Curatolo)

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63-(200Kn)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica (mm)	35,7
Angolo di apertura punta (°)	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

Legenda parametri geotecnici CPT:

CPT:	Cone Penetration Test
Stratigrafia:	A.G.I. (1977) consigliato per CPT
Nr:	Progressiva numero strati
Prof:	Profondità strato (metri)
Tipo:	I: Incoerente C: Coesivo
Cu :	Coesione non drenata (kg/cm ²) – Baligh ed altri 1980 Nk=20
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (kg/cm ²) – Cancelli (1980)
Mo :	Modulo Edometrico (kg/cm ²)
	– Incoerenti - Robertson & Campanella da Schmertmann
	– Coesivi - Buismann Sanglerat
OCR:	Grado di sovra consolidazione – Stress History
G:	Modulo di deformazione al taglio (kg/cm ²) - Imai & Tomauchi
Puv :	Peso unità di volume (t/m ³) - Meyerhof
PuvS :	Peso unità di volume saturo (t/m ³) - Meyerhof
Dr:	Densità relativa (%) Jamiolkowski (1985)
Φ :	Angolo di resistenza al taglio (°) – De Beer
Ey	Modulo di Young (kg/cm ²)
	– Incoerenti - Robertson e Campanella
K:	-

PROVA CPT1 – Scuola Materna – Loc. Passatempo Comune di Osimo - AN

Prova eseguita in data 14/06/2013

Profondità prova CPT -9,00 m

Note: Falda a-8,00m circa - Fine della prova a causa del disancoramento del penetrometro



TABELLA VALORI DI RESISTENZA

Prof. Strato (m)	Lettura Punta (kg/cm ²)	Lettura Laterale (kg/cm ²)	q _c (kg/cm ²)	f _s (kg/cm ²)	q _c /f _s Begemann	f _s /q _c 100 (Schmertmann)
0,2	-	-	-	-	-	-
0,4	29	54	29,1	2,2	13,2	7,6
0,6	30	63	30,1	2,9	10,4	9,6
0,8	28	71	28,1	2,9	9,7	10,3
1	29	72	29,1	2,9	10,0	10,0
1,2	24	67	24,3	2,3	10,6	9,5
1,4	22	57	22,3	2,0	11,2	9,0
1,6	25	55	25,3	2,1	12,0	8,3
1,8	27	59	27,3	2,4	11,4	8,8
2	29	65	29,3	2,3	12,7	7,8
2,2	31	65	31,4	2,5	12,6	8,0
2,4	32	69	32,4	2,1	15,4	6,5
2,6	38	70	38,4	2,5	15,4	6,5
2,8	32	70	32,4	2,3	14,1	7,1
3	32	67	32,4	2,5	13,0	7,7
3,2	36	74	36,6	2,9	12,6	7,9
3,4	37	81	37,6	2,9	13,0	7,7
3,6	38	82	38,6	3,0	12,9	7,8
3,8	32	77	32,6	2,9	11,2	8,9
4	25	68	25,6	2,5	10,2	9,8
4,2	21	58	21,7	1,5	14,5	6,9
4,4	25	48	25,7	1,5	17,1	5,8
4,6	22	45	22,7	1,2	18,9	5,3
4,8	23	41	23,7	1,1	21,5	4,6
5	19	35	19,7	1,1	17,9	5,6
5,2	21	37	21,8	0,9	24,2	4,1
5,4	20	34	20,8	1,1	18,9	5,3
5,6	19	36	19,8	1,0	19,8	5,1
5,8	21	36	21,8	1,0	21,8	4,6
6	19	34	19,8	1,1	18,0	5,6
6,2	23	39	24,0	0,7	34,3	2,9
6,4	27	38	28,0	1,5	18,7	5,4
6,6	23	46	24,0	0,9	26,7	3,8
6,8	26	39	27,0	0,9	30,0	3,3
7	15	28	16,0	0,5	32,0	3,1
7,2	38	46	39,1	0,7	55,9	1,8
7,4	13	24	14,1	0,5	28,2	3,5
7,6	14	22	15,1	0,6	25,2	4,0
7,8	24	33	25,1	1,0	25,1	4,0
8	43	58	44,1	1,0	44,1	2,3
8,2	39	54	40,2	0,9	44,7	2,2
8,4	150	164	151,2	3,3	45,8	2,2
8,6	158	208	159,2	4,1	38,8	2,6
8,8	200	261	201,2	10,8	18,6	5,4

PROVA CPT1 – Scuola Materna – Loc. Passatempo Comune di Osimo - AN

Prova eseguita in data 14/06/2013

Profondità prova CPT -9,00 m

Note: Falda a-8,00m circa - Fine della prova a causa del disancoramento del penetrometro



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

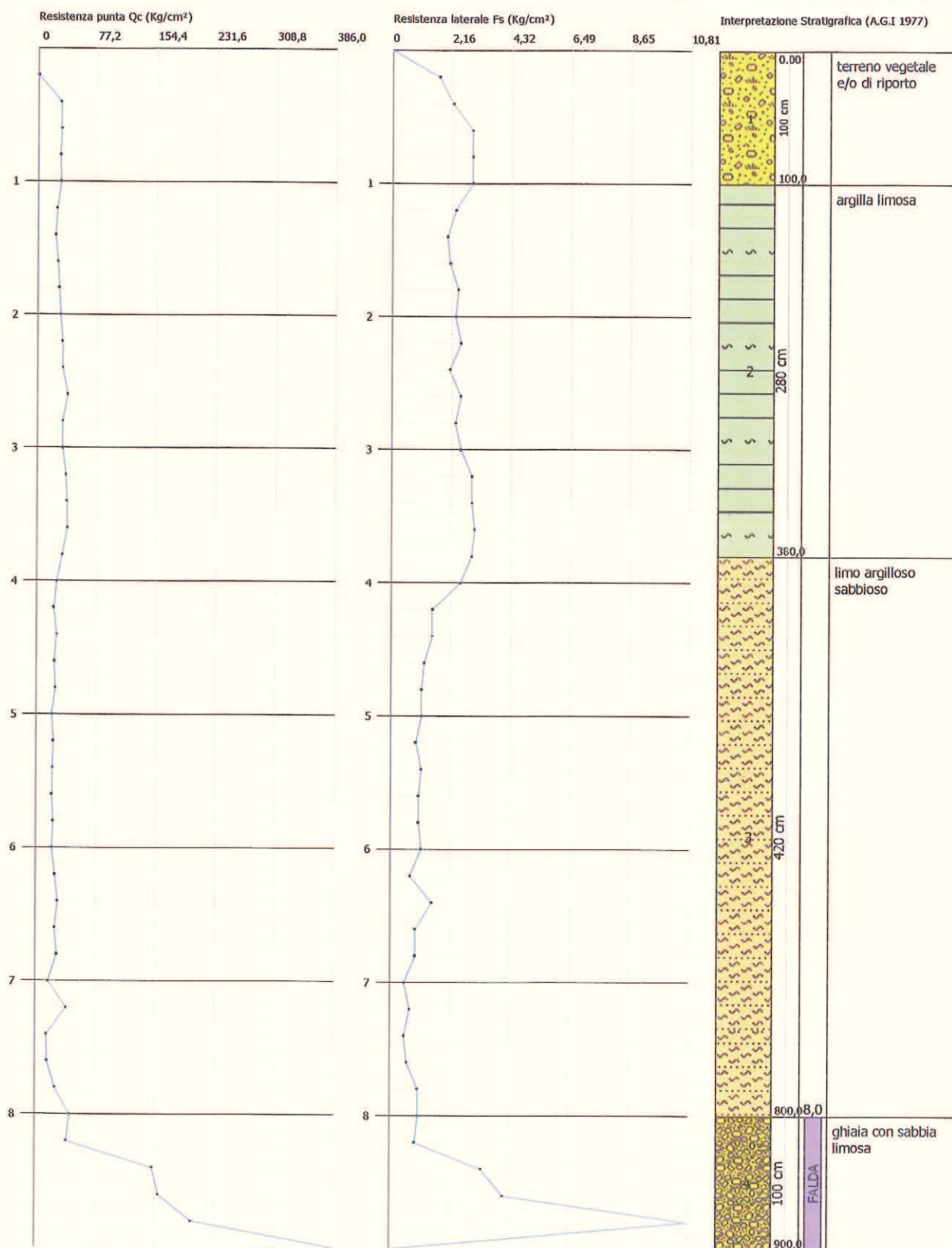
Strato			Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Φ	Ey	K
Nr.	Prof.	Tipo	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-	t/m³	t/m³	%	(°)	Kg/cm²	cm/s
1	0,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,4	C	1,5	1089,7	87,3	219,6	>9	2	2,1	-	-	-	-
3	0,6	C	1,5	1125,8	90,3	224,2	8,75	2	2,1	-	-	-	-
4	0,8	C	1,4	1049,2	84,3	214,9	5,45	2	2,1	-	-	-	-
5	1	C	1,4	1085,3	87,3	219,6	4,23	2	2,1	-	-	-	-
6	1,2	C	1,2	903,7	72,9	196,7	2,83	2	2,1	-	-	-	-
7	1,4	C	1,1	827,2	66,9	186,6	2,16	2	2,1	-	-	-	-
8	1,6	C	1,3	938,2	75,9	201,6	2,1	2	2,1	-	-	-	-
9	1,8	C	1,3	1011,7	81,9	211,2	1,98	2	2,1	-	-	-	-
10	2	C	1,4	1085,2	87,9	220,5	1,89	2	2,1	-	-	-	-
11	2,2	C	1,6	1162,5	94,2	230	1,83	2	2,1	-	-	-	-
12	2,4	C	1,6	1198,5	97,2	234,5	1,71	2,1	2,1	-	-	-	-
13	2,6	C	1,9	1421,9	115,2	260,1	1,85	2,1	2,2	-	-	-	-
14	2,8	C	1,6	1195,3	97,2	234,5	1,44	2,1	2,1	-	-	-	-
15	3	C	1,6	1193,7	97,2	234,5	1,33	2,1	2,1	-	-	-	-
16	3,2	C	1,8	1349,7	109,8	252,6	1,4	2,1	2,2	-	-	-	-
17	3,4	C	1,8	1385,6	112,8	256,8	1,34	2,1	2,2	-	-	-	-
18	3,6	C	1,9	1421,5	115,8	261	1,3	2,1	2,2	-	-	-	-
19	3,8	C	1,6	1194,9	97,8	235,4	1,03	2,1	2,1	-	-	-	-
20	4	C	1,2	930,9	76,8	203	0,77	2	2,1	-	-	-	-
21	4,2	C	1	783,2	65,1	183,5	0,62	2	2,1	-	-	-	-
22	4,4	C	1,2	931,7	77,1	203,5	0,7	2	2,1	-	-	-	-
23	4,6	C	1,1	817,7	68,1	188,7	0,59	2	2,1	-	-	-	-
24	4,8	C	1,1	853,7	71,1	193,7	0,59	2	2,1	-	-	-	-
25	5	C	0,9	702,2	59,1	173	<0,5	2	2	-	-	-	-
26	5,2	C	1	779,4	65,4	184,1	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
27	5,4	C	1	740,4	62,4	178,9	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
28	5,6	C	0,9	701,4	59,4	173,5	<0,5	2	2	-	-	-	-
29	5,8	C	1	774,9	65,4	184,1	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
30	6	C	0,9	698,4	59,4	173,5	<0,5	2	2	-	-	-	-
31	6,2	I-C	1,1	854,4	72	195,2	<0,5	2	2,1	20,77	20,1	48	-
32	6,4	C	1,3	1002,9	84	214,5	0,52	2	2,1	-	-	-	-
33	6,6	C	1,1	851,4	72	195,2	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
34	6,8	C	1,3	962,4	81	209,8	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
35	7	I-C	0,7	548,4	48	152,4	<0,5	1,9	2	5,62	17,58	32	-
36	7,2	I-C	1,9	1413,2	117,3	263	0,64	2,1	2,2	30,41	21,7	78,2	-
37	7,4	C	0,6	474,2	42,3	141	<0,5	1,9	2	-	-	-	-
38	7,6	C	0,7	510,3	45,3	147,1	<0,5	1,9	2	-	-	-	-
39	7,8	C	1,2	883,8	75,3	200,6	<0,5	2	2,1	-	-	-	-
40	8	I-C	2,1	1594,8	132,3	283,1	0,65	2,1	2,2	30,83	21,77	88,2	-
41	8,2	I-C	1,9	1447,3	120,6	267,5	0,58	2,1	2,2	27,42	21,23	80,4	-
42	8,4	I-C	7,5	5608,9	226,8	601	2,16	2,3	2,4	64,62	27,47	302,4	-
43	8,6	I-C	7,9	5907,9	238,8	620,2	2,24	2,3	2,4	65,31	27,64	318,4	-
44	8,8	I-C	10	7481,9	301,8	715,6	2,78	2,4	2,4	71,25	28,67	402,4	-
45	9	I-C	19,2	14380,8	577,8	1064,2	5,24	2,5	2,5	89,07	31,68	770,4	-

SINTESI STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Strato			Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Φ	Ey	K
Nr.	Prof.	Tipo	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	-	t/m³	t/m³	%	(°)	Kg/cm²	cm/s
1	1	C	1,45	1087,50	87,30	219,58	-	2,00	2,10	-	-	-	-
2	3,8	C	1,55	1163,54	94,48	229,71	-	2,06	2,13	-	-	-	-
3	8	C	1,06	810,75	68,33	187,92	-	1,99	2,08	-	-	-	-
4	9	I-C	8,10	6070,27	266,35	591,93	-	2,28	2,35	58,08	26,41	327,03	-

Committente: Comune di Osimo - AN
Cantiere: Scuola Materna
Località: Passatempo

Data: 17/06/2013
Pag. 1 Scala 1:42





GeCO di Curatolo A. e Gaggiotti M. s.n.c.

Via Selva, 132 - 60037 Monte S.Vito (AN)

P. IVA / C.F. 02541280422

Tel./Fax +39 071 9989975

curatolo.angelo@gecosnc.com - cell. 328.02.82.743

gaggiotti.marco@gecosnc.com - cell. 328.20.40.857



**INDAGINI GEOFISICHE AD INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE
GEOLOGICA ESEGUITE PRESSO LA SCUOLA D'INFANZIA
IN LOCALITA' PASSATEMPO DI OSIMO (AN)**

Oggetto: Indagine Geofisica

Committente: Dott. Geol. Daniele Lardini

Commessa:

Monte San Vito, lì 27 Febbraio 2014

La presente relazione è ad uso esclusivo della pratica in oggetto. La pubblicazione integrale o di una sua parte è vietata senza il consenso dell'Autore.

INDICE

1. PREMESSA.....	3
1.1 GEOFISICA.....	3
2. INDAGINE SISMICA TIPO MASW	3
2.1 Strumentazione utilizzata.....	3
2.2 Indagine MASW: metodologia ed acquisizione.....	4
2.3 Interpretazione dei risultati	5
2.4 Risultati delle analisi	6
2.5 Curva di dispersione	6
2.6 Profilo in sito.....	7
2.7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE M.A.S.W.....	9
3. INDAGINE SISMICA PASSIVA H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).....	9
3.1 Strumentazione impiegata.....	9
3.2 Procedura di analisi dati	10
3.3 Stazione singola Geo1 - Dati di input.....	10
3.4 Rapporto spettrale H/V	12
3.5 Modello stratigrafico.....	13
3.6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE HVSR.....	14

1. PREMESSA

Su incarico e per conto del dott. Geol. Daniele Lardini, ai sensi del DD.MM. del 14 Gennaio 2008, è stata eseguita una campagna di indagini geofisiche ad integrazione della relazione geologica eseguite presso la scuola d'infanzia in Loc. Passatempo nel Comune di Osimo (AN).

Le indagini sono state eseguite nel giorno 21 Febbraio 2014 secondo il seguente programma.

1.1 GEOFISICA

- esecuzione di n°1 indagini sismica tipo Masw;
- esecuzione di n°1 indagine sismica tipo HVSR;

n°	Stesa	Lunghezza	N° Scoppi	Data
1	Masw	46,00	4	21/02/14
2	HVSR	-	-	21/02/14

Tab.2 - Elenco indagini geofisiche.

2. INDAGINE SISMICA TIPO MASW

Per la ricostruzione del modello geofisico del sito è stata eseguita un'indagine di sismica superficiale mediante il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie(Rayleigh) con tecnica MASW.

2.1 Strumentazione utilizzata

L'attrezzatura e la strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sistema di energizzazione per le onde P: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 8 Kg battente verticalmente su piastra circolare in acciaio del diametro di 25 cm posta direttamente sul p.c. per la generazione prevalentemente di onde P e secondariamente di onde SV, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- un sistema di ricezione: costituito da 24 geofoni verticali monocomponente del tipo elettromagnetico a bobina mobile a massa sospesa (peso della massa 12.2 gr) con frequenza propria 4.5 Hz (Masw), ovvero dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche longitudinali prodotte da una specifica sorgente;

- sistema di acquisizione dati: Sismografo Geometrix ES-2401 con memoria dinamica a 12 bit composto da 12 dataloggers a 2 canali ciascuno per un totale di 24 canali, n° 2 cavi sismici telemetrici di 60 m ciascuno, il sistema è in grado di registrare su memoria il segnale proveniente da ciascun canale dal sistema di ricezione;
- un sistema di trigger: consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la mazza colpisce la base di battuta (piastra metallica), consentendo ad un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e fissare l'inizio della registrazione.

2.2 Indagine MASW: metodologia ed acquisizione

Il metodo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio VS, sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni nel caso specifico) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive (fenomeno della dispersione geometrica), cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. And Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo (tramite energizzazione con mazza battente parallelamente all'array) e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 2-100Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa tra i 10m ed i 50m, in funzione della rigidità del suolo e delle caratteristiche della sorgente e presenta una maggiore affidabilità per profondità di circa 20m.

Il risultato finale del processo di elaborazione è il profilo verticale delle velocità delle onde S.

I vantaggi della tecnica M.A.S.W. possono essere così riassunti:

- particolarmente indicata per terreni attenuanti ed ambienti rumorosi;
- è in grado di evidenziare inversioni di velocità nel profilo di velocità;

- buona risoluzione.

Schematicamente il processo di analisi è il seguente:

- Creazione dello spettro FK;
- Ricerca del miglior fitting fra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione teorica;
- Profilo di velocità delle onde s.

I limiti teorici del metodo MASW fanno riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali ed omogenei, quindi una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata sia dalla presenza di pendenze significative superiori a 20°. Nell'area indagata le condizioni sopra riportate sono quasi del tutto rispettate. Si rammenta in ogni caso che la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira generalmente attorno al 10-20 %.

La "copertura" dei tiri sulla base sismica è stata tale da consentire una corretta e dettagliata ricostruzione del campo di velocità locale fino alla profondità stabilita dall'indagine. L'elaborazione è stata eseguita tramite il software MASW (V. Roma, 2007). L'acquisizione è stata eseguita posizionando i 24 geofoni da 4.5 Hz, secondo la seguente configurazione spaziale e temporale:

Lunghezza stendimento ricevitori: 46 m; n. geofoni: 24; distanza intergeofonica: 2m

n. punti di energizzazione: 4; offset sorgenti: 2 m, 4m 6m e 8m; durata acquisizione: 1024ms /2048ms; intervallo di campionamento: 0.5 ms /1 ms

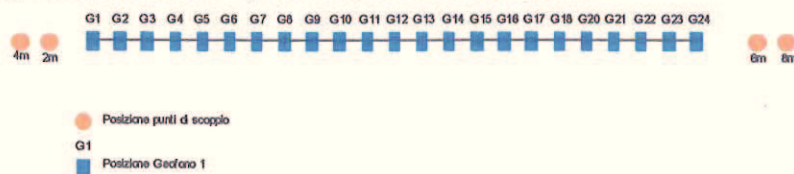


Fig.1 : Geometria di acquisizione ed ubicazione punti di energizzazione.

2.3 Interpretazione dei risultati

Numero di ricevitori	24
Numero di campioni temporali.....	1024
Passo temporale di acquisizione.....	0,5ms
Numero di ricevitori usati per l'analisi.....	24
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a	0ms
L'intervallo considerato per l'analisi termina a	1024ms
Offset.....	4m

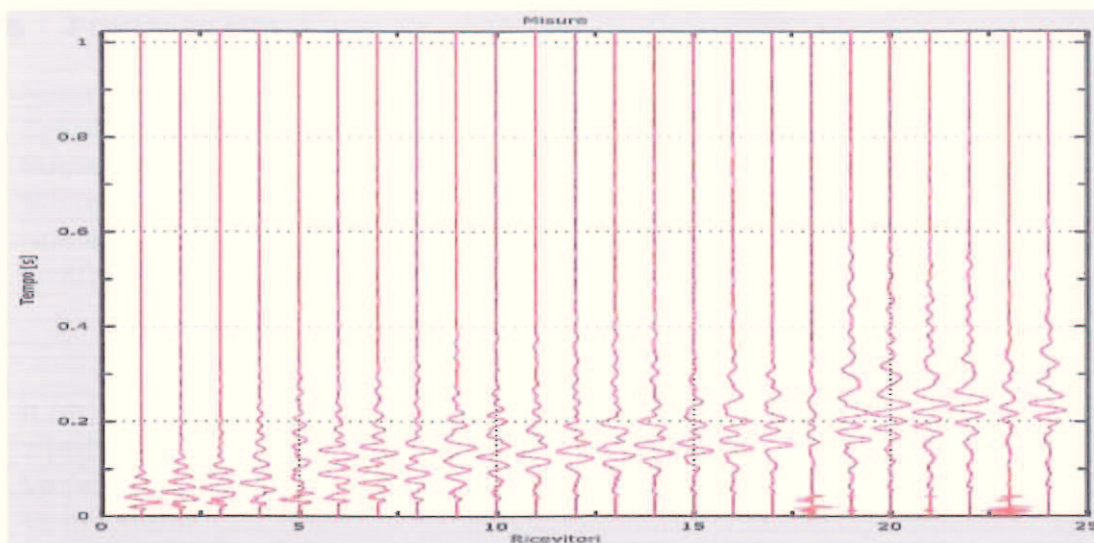


Fig. 2: Tracce sperimentali

2.4 Risultati delle analisi

Frequenza finale..... 50Hz
Frequenza iniziale..... 02Hz

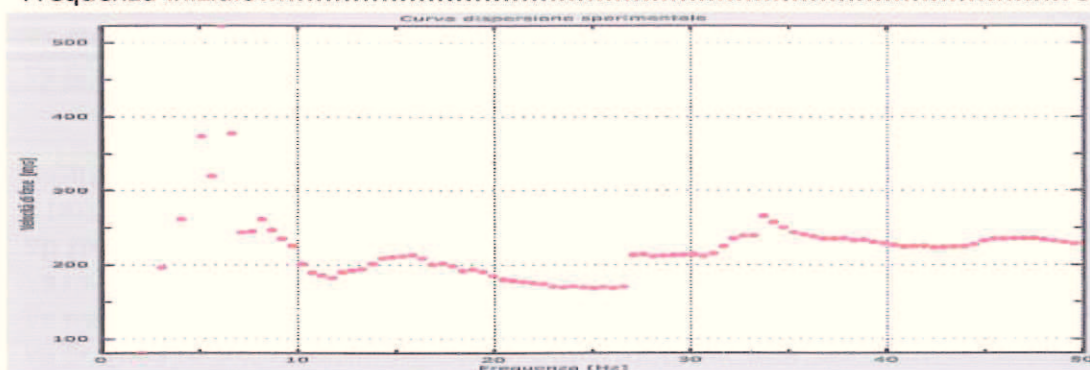


Fig. 3: Curva dispersione sperimentale

2.5 Curva di dispersione

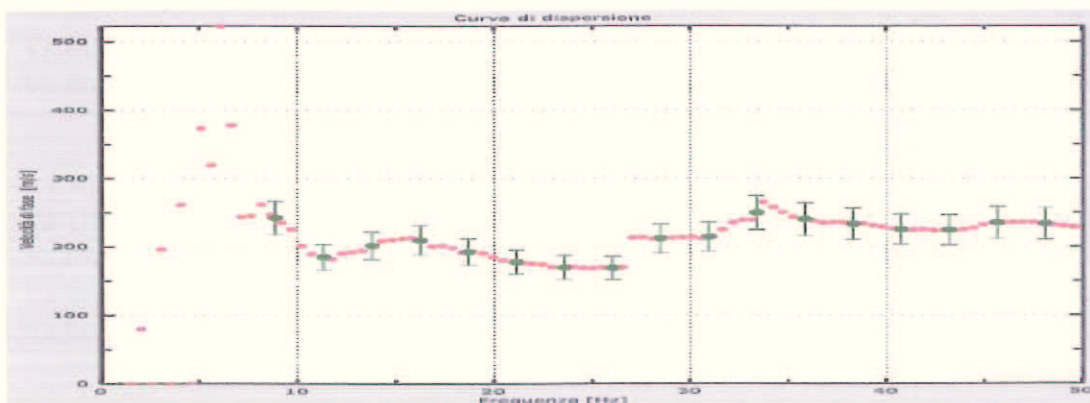


Fig. 4: Curva di dispersione.

2.6 Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio)	7
Spaziatura ricevitori [m].....	2
Numero ricevitori.....	24
Numero modi	5
Numero iterazioni	4
Errore tra curva e curva sperimentale [%].....	09

Strato 1

h [m]	2
z [m]	-2
Vp [m/s]	473.06
Vs min [m/s]	129.85
Vs max [m/s].....	434.535
Vs fin.[m/s]	289.690

Strato 2

h [m]	3
z [m]	-5
Vp [m/s]	306.77
Vs min [m/s]	98.93
Vs max [m/s].....	281.790
Vs fin.[m/s]	187.860

Strato 3

h [m]	3
z [m]	-8
Vp [m/s]	335.53
Vs min [m/s]	102.73
Vs max [m/s].....	410.93
Vs fin.[m/s]	205.470

Strato 4

h [m]	4
z [m]	-12
Vp [m/s]	439.68
Vs min [m/s]	134.63
Vs max [m/s].....	538.51
Vs fin.[m/s]	269.250

Strato 5

z [m]	-16
Vp [m/s]	472.34
Vs min [m/s]	134.63
Vs max [m/s].....	433.875
Vs fin.[m/s]	289.250

Strato 6

h [m] 5
 z [m] -21
 Vp [m/s] 545.83
 Vs min [m/s] 134.63
 Vs max [m/s] 501.375
 Vs fin.[m/s] 334.250

Strato 7

h [m] 9
 z [m] -30
 Vp [m/s] 634.01
 Vs min [m/s] 134.63
 Vs max [m/s] 582.375000
 Vs fin.[m/s] 388.250

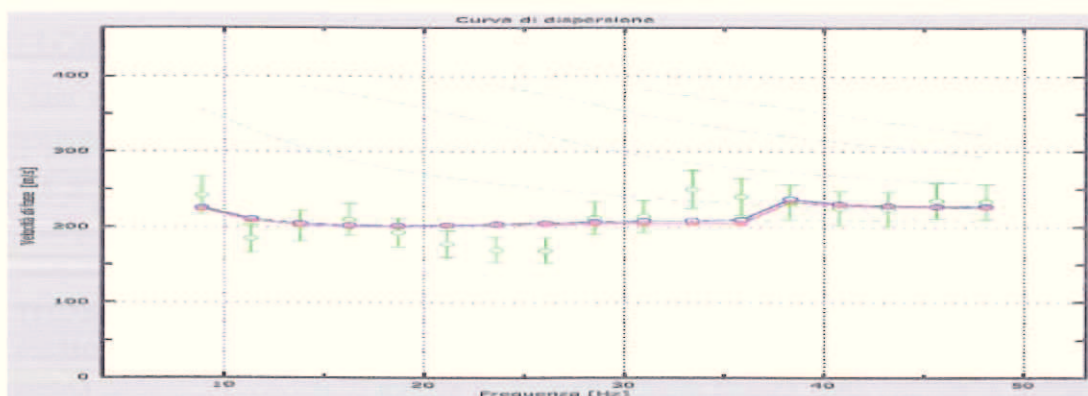


Fig. 5: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente(blu), curva numerica (rosso)

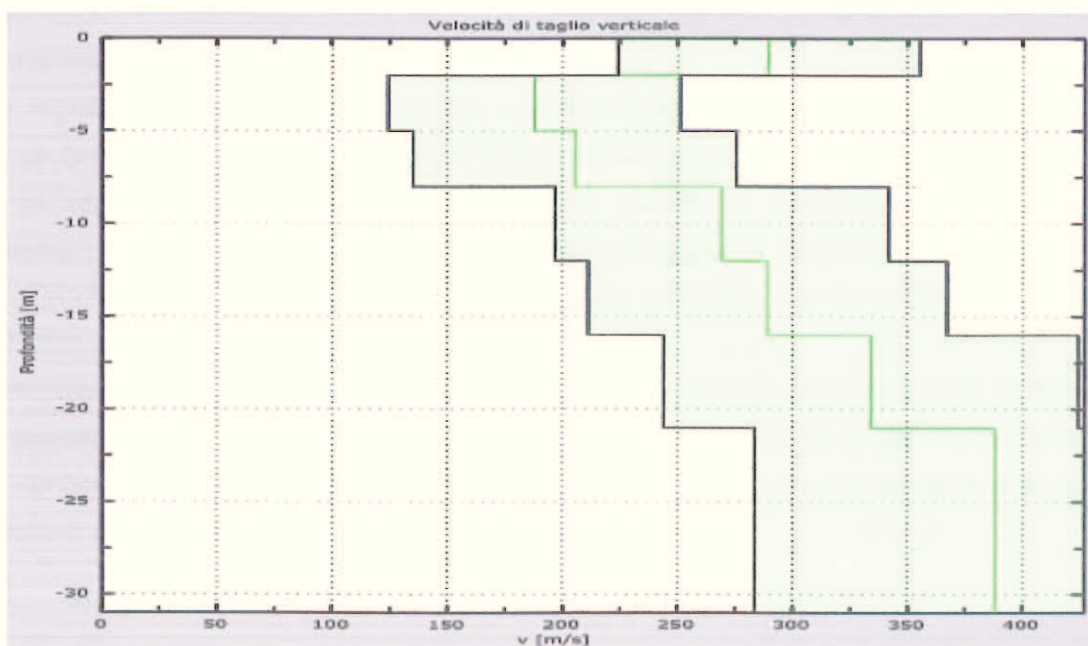


Fig. 6: Velocità (verde).

2.7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE M.A.S.W.

Tale indagine, scaturita da un'analisi comparativa su tutte le soluzioni disponibili, ha permesso di calcolare la velocità in Vs compresa nei primi 30,00 metri di profondità:

$$V_{s30} = 287 \text{ m/sec.}$$

valore del parametro Vs30 come previsto dalle Nuove NTC -D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i..

La velocità delle onde "VS30" è stata calcolata dall'attuale piano campagna, non conoscendo la profondità esatta del piano di posa delle fondazioni.

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

CATEGORIA C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

3. INDAGINE SISMICA PASSIVA H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V. La tecnica dei rapporti spettrali o HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva e si avvale del rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

Tale registrazione è stata utilizzata per la determinazione della frequenza caratteristica di risonanza che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare manufatti aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi in caso di sisma.

Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

3.1 Strumentazione impiegata

Le misure di microtremore ambientale sono state eseguite per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico.

Per tale scopo viene utilizzato un sismografo 24 bit GEOBOX prodotto dalla ditta Sara Instruments Srl (frequenza di risonanza 0.45 Hz).

Lo strumento (GeoBox - Sara Intrument) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati secondo le direzioni NS, EW e verticalmente, ad alta definizione, alimentato a batterie, senza cavi esterni.

3.2 Procedura di analisi dati

Sui terreni di sedime è stata condotta, un'indagine geofisica attraverso l'acquisizione di n.1 registrazione a stazione singola, denominata Geo1.

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero si ricava la curva H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), avendo utilizzato i seguenti parametri:

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

La curva H/V viene riprodotta 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.

Tale operazione è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo che può essere la profondità, nota tramite prove dirette (Sondaggi eseguiti in situ), di un riflettore sismico il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V (Castellaro e Mulargia, 2008) o la velocità delle onde di taglio (V_s) del primo strato nota da altre indagini.

3.3 Stazione singola Geo1 - Dati di input

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300,00 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.
Numero totale finestre selezionate:	39
Numero finestre incluse nel calcolo:	39
Dimensione temporale finestre:	27,307 s
Tipo di lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	10,00 %

Grafici tracce con finestre selezionate:

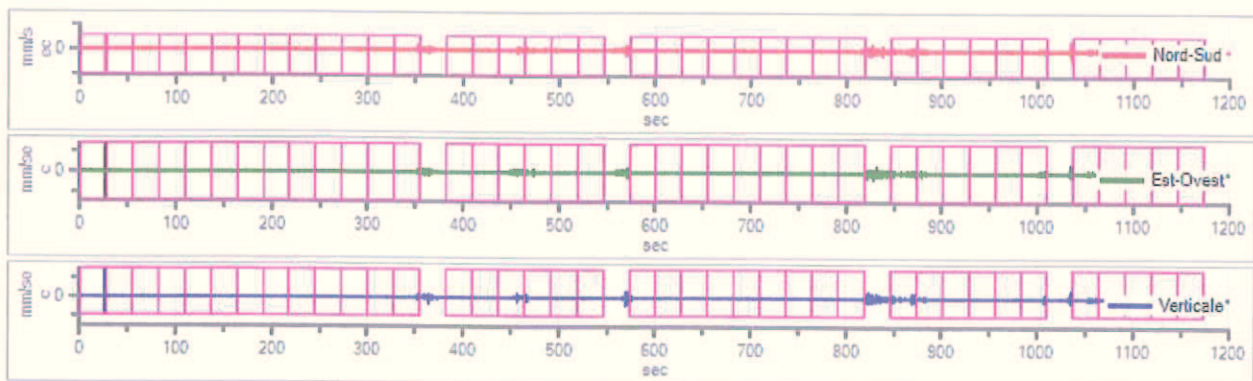


Fig.7: Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale.

Grafici degli spettri

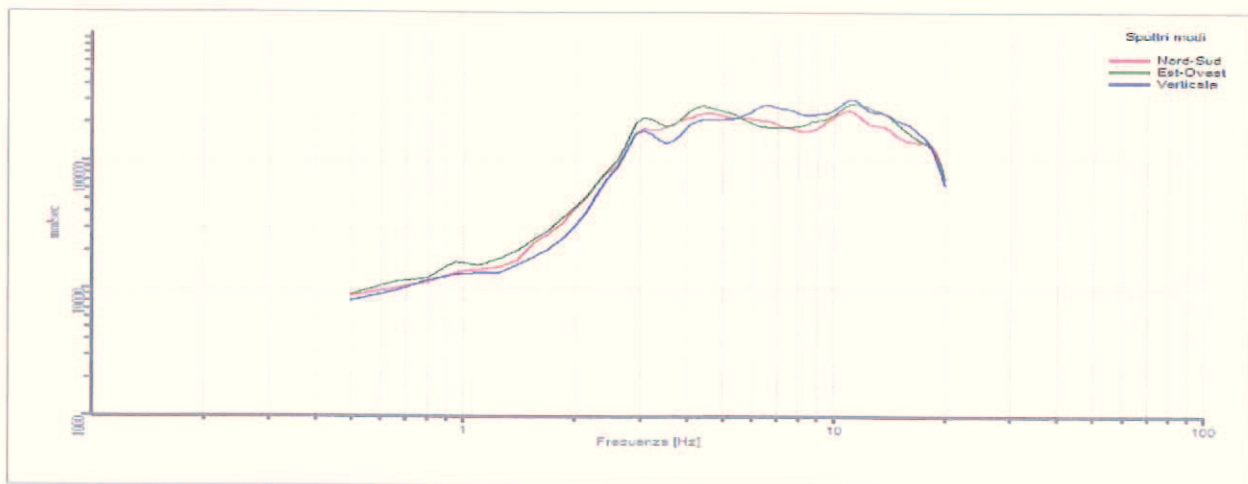


Fig.8: Spettri medi nelle tre direzioni.

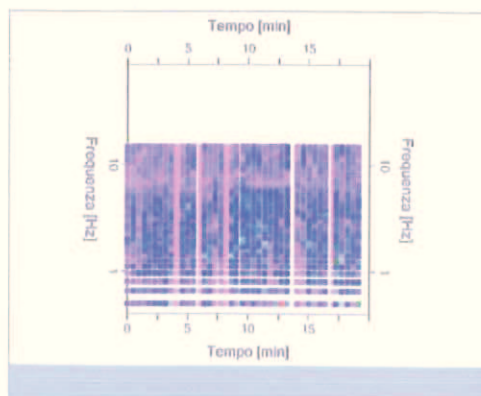


Fig.9: Mappa della stazionarietà degli spettri.

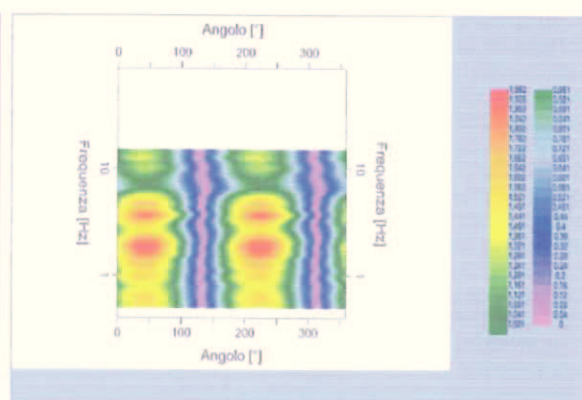


Fig.10: Mappa della direzionalità degli spettri.

3.4 Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 20,00 Hz
 Frequenza minima: 0,70 Hz
 Passo frequenze: 0,15 Hz
 Tipo lisciamento: Triangolare proporzionale
 Percentuale di lisciamento: 10,00 %
 Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Grafico rapporto spettrale H/V

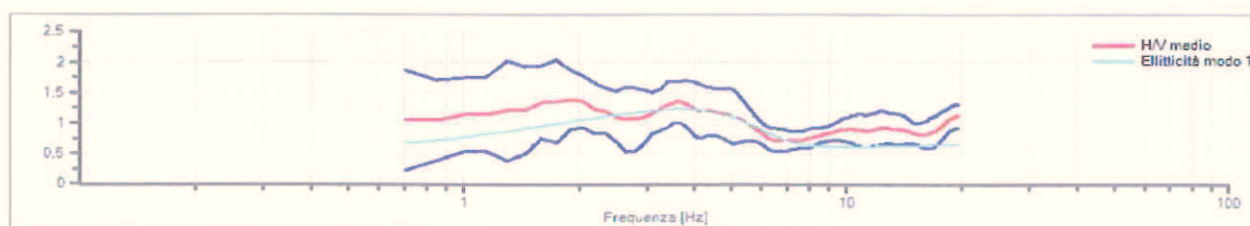


Fig. 11: Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia.

Verifiche SESAME:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 1,90 Hz $\pm 0,35$ Hz

Affidabilità curva H/V	
$f_0 > 10/l_w$	OK
$n_c(f_0) > 200$	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0,5 f_0 < f < 2 f_0$ se $f_0 > 0,5H$	OK
$\sigma_A(f) < 3$ per $0,5 f_0 < f < 2 f_0$ se $f_0 < 0,5H$	

Tab.3: Sesame - Affidabilità della curva H/V.

Affidabilità picco	
$\text{Exist } f \text{ in } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	No
$\text{Exist } f^* \text{ in } [f_0, 4 f_0] \mid A_{H/V}(f^*) < A_0/2$	No
$A_0 > 2$	No
$f_{\text{picco}} [A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	No
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	No
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

Tab.4: Sesame - Affidabilità del picco- NON VERIFICATA.

3.5 Modello stratigrafico

Dati della stratigrafia:

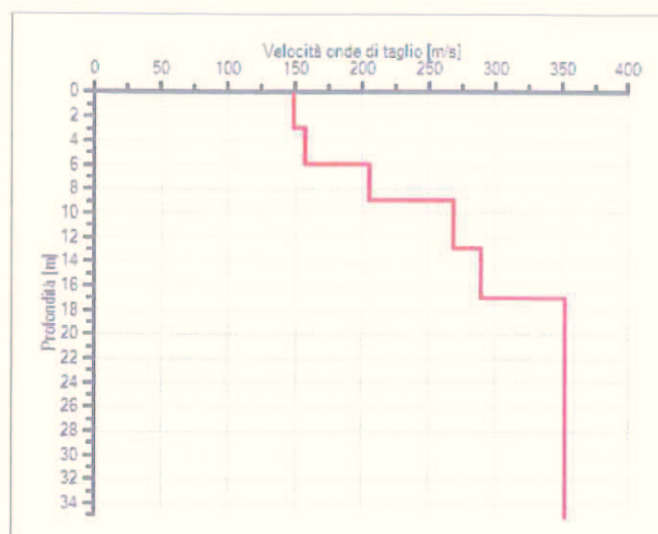


Fig. 6: Modello di velocità delle onde di taglio per il sito in oggetto.

Sismostrato (N°)	Profondità (m)	Spessore (m)	Velocità Media Onde S (m/s)
1	3	3	149
2	6	3	157
3	9	3	205
4	13	4	269
5	17	4	289
6	30	13	353

Tab.3: Modello di sottosuolo per il sito in oggetto.

E' stato quindi possibile stimare la V_{s30} , tramite la formula:

$$V_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}}$$

dove:

v_s = valore di velocità delle onde di taglio (m/s)

H = profondità (m) alla quale si desidera stimare v_s (30 metri in caso di V_{s30})

h_i = spessore dello strato i - esimo (m)

la velocità delle onde V_s a 30,0 m dal piano di fondazione, nel caso di fondazioni dirette, come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008, calcolata con gli strati suddetti è pari a:

$HV1$	$V_{S30} (HVSr)$	=	251 m/s
-------	------------------	---	---------

3.6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE HVSr

Nel caso specifico, il calcolo della velocità delle onde " V_{S30} " è indicativo.

Non conoscendo la profondità esatta del piano di posa delle fondazioni, esso è stato calcolato dal piano campagna, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata e tenendo conto anche delle risultanze delle prove geotecniche eseguite, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 14/01/08) e successive integrazioni il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato ad una categoria di suolo di tipo "C".

Ovviamente sarà cura del progettista, al fine di evitare pericolosi fenomeni di doppia risonanza in caso di sisma, progettare una struttura con frequenze fondamentali di oscillazione lontane (superiori per un fattore di moltiplicazione di almeno 1.4, o meglio, minori) da quelle tipiche del terreno nel sito specifico di edificazione.

E' da tenere presente che le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono principalmente dalla loro altezza. Per edifici standard in c.a. relazioni tipiche sono date in Figura 7 relativamente al primo modo di vibrare.

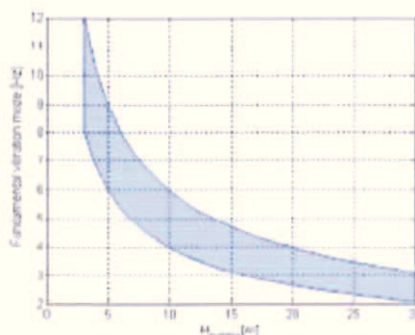


Fig. 7 - Relazione tra altezza e frequenze di vibrazione in edifici in c.a.

Monte san Vito, li 27 Febbraio 2014

Il Responsabile
(dott. Angelo Curatolo)
[Firma]

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Metodo semplificato

Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato

PARAMETRI:

γ	=	2,06	g/cm ³
σ_{vo}	=	1,236	kg/cm ²
σ_{vo}'	=	1,036	kg/cm ²
profondità della prova	=	600	cm
profondità falda	=	400	cm
γ_{H_2O}	=	1	g/cm ³
Pressione neutra	=	0,2	kg/cm ²
z	=	6	m
V_s	=	187	
V_{s1c}	=	200	m/s
V_{s1}	=	185,35	
M	=	6,14	
MSF	=	1,94	se $M \leq 7,5$
	=	1,67	se $M > 7,5$

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
FC=	Frazione di fine (%) contenuto nella sabbia
V_s =	Velocità dell'onda di taglio S

FC<5%	FC=20%	FC>35%
220	210	200

FORMULE:

RISULTATI:

$$V_{s1} = V_s (1/\sigma_{vo}')^{0,25}$$

185,35 V_{s1}

$$R = 0,03 * (V_{s1}/100)^2 + (0,9/(V_{s1c}-V_{s1})) - (0,9/V_{s1c})$$

0,16 R

$$T = 0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}')) * r_d * 1/MSF$$

se $M \leq 7,5$ 0,11 $T_{M \leq 7,5}$ se $M > 7,5$ 0,13 $T_{M > 7,5}$

$$a_{max}/g = 0,295$$

$$r_d = 0,9541$$

$$F_s = R/T > 1$$

se $M \leq 7,5$ 1,42 Verificato F_s se $M > 7,5$ 1,22 Verificato F_s

MICROZONAZIONE ANALITICA
METODO DI MEDVEDEV (1960)

Rigidità substarto		
Strato	Vs (m/s)	γ (kN/mc)
Rif	800	25

Rigidità superficiale			
Strato	Vs (m/s)	γ (kN/mc)	h (m)
1	289	20,00	2,00
2	187	20,60	3,00
3	205	19,90	3,00
4	269	23,00	4,00

totale	12
--------	----

R1	5.009	(impedenza sismica litologia superficiale)
R0	20.000	(impedenza sismica litologia riferimento)

Profondità falda da pc.c 8 (m)

Inclinazione pendio α 0 0,000 radianti
Pendenza substrato β 5 0,087 radianti

Computo analitico

incremento sismico locale	n1	2,31224
Coefficiente idrogeologico	n2	0,07730
Fattore topografico	n3	1,00000
fattore geometrico substrato	n4	1,03629

Fattore di amplificazione locale	1,428
----------------------------------	-------

SCHMERTAMANN: ADDENSAMENTO DINAMICO (1980)

γ peso di volume
 H spessore strato
 H' metà strato
 G_o modulo di scorrimento dinamico

Coeff. Di intensità sismica K_h (SLO) 0,017 m/sec2
 Coeff. Di intensità sismica K_h (SLD) 0,023 m/sec2
 Coeff. Di intensità sismica K_h (SLV) 0,083 m/sec2
 Coeff. Di intensità sismica K_h (SLC) 0,106 m/sec2

S_r 0,85 suoli rigidi
 1 suoli elastici 1

ϑ 0,85 fondazione rigida
 1 fondazione flessibile 0,85

$$T_{max} = \gamma \cdot H' \cdot K_h \cdot S_r \cdot (1 - 0,01 \cdot H')$$

Relazione di Shmertmann (1980)

$$\Delta w = \sum_{i=1}^n \frac{\vartheta \cdot 0,6 \cdot T_{max} \cdot H}{G_o}$$

prof	γ	H	G_o	T_{max}	T_{max}	T_{max}	T_{max}	Δw SLO	Δw SLD	Δw SLV	Δw SLC
mt	g/cm3	cm	Kg/cm2	SLO	SLD	SLV	SLC	cm	cm	cm	cm
0,20	2,00	20,00	201	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
0,40	2,00	20,00	220	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
0,60	2,00	20,00	225	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
0,80	2,00	20,00	216	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
1,00	2,00	20,00	221	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
1,20	2,05	20,00	197	0,31	0,42	1,53	1,96	0,02	0,02	0,08	0,10
1,40	2,05	20,00	188	0,31	0,42	1,53	1,96	0,02	0,02	0,08	0,11
1,60	2,05	20,00	202	0,31	0,42	1,53	1,96	0,02	0,02	0,08	0,10
1,80	2,05	20,00	212	0,31	0,42	1,53	1,96	0,02	0,02	0,07	0,09
2,00	2,05	20,00	221	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,09
2,20	2,05	20,00	231	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,09
2,40	2,05	20,00	235	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,08
2,60	2,05	20,00	261	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,06	0,08
2,80	2,05	20,00	235	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,08
3,00	2,05	20,00	235	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,08
3,20	2,05	20,00	258	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,06	0,08
3,40	2,05	20,00	258	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,06	0,08
3,60	2,05	20,00	262	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,06	0,08
3,80	2,05	20,00	236	0,31	0,42	1,53	1,96	0,01	0,02	0,07	0,08
4,00	2,00	20,00	204	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,07	0,10
4,20	2,00	20,00	184	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,11
4,40	2,00	20,00	204	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,07	0,10
4,60	2,00	20,00	190	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
4,80	2,00	20,00	195	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
5,00	2,00	20,00	174	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,09	0,11
5,20	2,00	20,00	185	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,11
5,40	2,00	20,00	180	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,11
5,60	2,00	20,00	174	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,09	0,11
5,80	2,00	20,00	185	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,11
6,00	2,00	20,00	174	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,09	0,11
6,20	2,00	20,00	196	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
6,40	2,00	20,00	216	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
6,60	2,00	20,00	196	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
6,80	2,00	20,00	210	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,07	0,09
7,00	2,00	20,00	153	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,03	0,10	0,13
7,20	2,00	20,00	264	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,06	0,07
7,40	2,00	20,00	142	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,03	0,11	0,14
7,60	2,00	20,00	148	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,03	0,10	0,13
7,80	2,00	20,00	201	0,31	0,41	1,49	1,91	0,02	0,02	0,08	0,10
8,00	2,00	20,00	284	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,01	0,05	0,07
8,20	2,00	20,00	268	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,02	0,06	0,07
8,40	2,00	20,00	602	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,01	0,03	0,03
8,60	2,00	20,00	621	0,31	0,41	1,49	1,91	0,01	0,01	0,02	0,03
8,80	2,00	20,00	716	0,31	0,41	1,49	1,91	0,00	0,01	0,02	0,03
9,00	2,00	20,00	1065	0,31	0,41	1,49	1,91	0,00	0,00	0,01	0,02
Δw tot (cm)								0,645	0,873	3,1508	4,0239