

COMUNE DI CESENA

PROVINCIA DI FORLÌ-CESENA

Permesso di Costruire con Prescrizioni n.28 Martorano, Via Viola - Assoggettato a PUA

PROGETTISTI: Dott. Ing. Ermanno Gianessi

Viale Guglielmo Marconi, 584 - 47521 Cesena (FC)
Tel 0547/301735 - C.f. GNS RNN 47D08 C573F
E-mail: gnsrnn@libero.it

Dott. Arch. Raffaella Antoniaci

Viale F.lli Sintoni, 25c/2 - 47042 Cesenatico (FC)
Tel 0547/675653 - C.f. NTN RFL 66M55 C573E
E-mail: studio@antoniacci.it

PROGETTISTA: Geom. Davide Fabbri

(COMPETENZE ex R.D. 274/1929) Via Martiri della Libertà, 13 - 47521 Cesena (FC)
Tel 0547/611329 - C.f. FBB DVD 67L23 C573Q
E-mail: studiomcf@libero.it

- Relazione geologica-geotecnica -

COMMITTENTI:

C.I.L.S.

con sede legale in p.le Sanguinetti 42, Cesena
P.I. 00364230409

Gobbi Stefano

nato a Cesena il 23.03.1963
c.f. GBB SFN 63C23 C573R

**Soc. Agricola Savio s.s.
di Rusticali Paolo & C.**

con sede legale in via Viola di M. 517, Cesena
P.I. 00855430401

Baiardi Aurelio

nato a Cesena il 28.02.1948
c.f. BRD RLA 48B28 C573I

Boschetti Armando

nato a Cesena il 01.01.1933
c.f. BSC RND 33A01 C573Z

Baiardi Giancarlo

nato a Cesena il 12.10.1949
c.f. BRD GCR 49R12 C573J

Boschetti Rita

nata a Cesena il 22.07.1963
c.f. BSC RTI 63L62 C573U

Molari Guido

nato a Cesena il 17.03.1949
c.f. MLR GDU 49C17 C573K

Alvisi Iolanda

nato a Cesena il 12.12.1923
c.f. LVS LND 23T52 C573C

Ottobre 2013

Allegato 16

**Permesso di Costruire con Prescrizione n.28 da attuare a PUA
Via Viola di Martorano**

— Dichiarazione sulla risposta sismica di c.d. III livello —

In qualità di progettisti, i sottoscritti Ing. Ermanno Gianessi, Arch. Raffaella Antoniaci e geom. Davide Fabbri (competenze ex R.D. 274/1929) dell'area soggetta a Permesso di Costruire con Prescrizione n.28 da attuare a PUA,

DICHIRANO

di aver preso visione della delibera n°1661/2009 della Giunta della R.E.R. *“Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”*;

di non prevedere, nel progetto, nessuna delle destinazioni d'uso ricadenti negli elenchi di cui alla suddetta.

Per tanto si ritiene non necessario effettuare un'analisi sulla risposta sismica di c.d. III livello.

Cesena 15/04/2014

Ing. Ermanno Gianessi

Arch. Raffaella Antoniaci

Geom. Davide Fabbri

(competenze ex R.D. 274/29)

CASADIO & CO.
studio tecnico associato

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ
Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it
P.I. 03480110406



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

**Committente: C.I.L.S., Soc. Agr. Savio s.s., Sigg.
Boschetti, Sig. Gobbi, Sigg. Baiardi**

DATA: 17/05/2012

**PER LA REALIZZAZIONE DI UN PUA
SITO IN VIA VIOLA, IN LOCALITA' MARTORANO
IN COMUNE DI CESENA**

Il geologo
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN PUA SITO IN VIA VIOLA,
IN LOCALITA' MARTORANO
IN COMUNE DI CESENA

SOMMARIO

Premessa	3
Normativa di riferimento	3
Descrizione dell'intervento	4
Morfologia e geologia del territorio	4
Indagine sismica	5
Elementi di progettazione antisismica in base all'OPCM n.3274 – 20/3/2003 e successive modifiche e integrazioni.....	8
Condizioni topografiche	9
Verifica sulla liquefazione delle sabbie	9
Prove penetrometriche statiche CPT (cone penetration test).....	10
Calcolo dei valori caratteristici dei terreni	18
Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali	19
Carico limite di fondazioni su terreni.....	19
Cedimenti edometrici.....	22
Verifica del carico limite.....	24
Coefficiente di sottofondazione bowles (1982).....	36
Conclusioni	36

PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area sulla quale sarà realizzato un PUA sito in Via Viola, in località Martorano, in Comune di Cesena.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 255.040 della carta tecnica regionale.

Lo studio è finalizzato alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno, a tale scopo sono state programmate le seguenti indagini:

- Esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche
- Rilievo sismico
- Ricerca bibliografica.

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:2.000
- sezione geologica a scala 1:1.000 o/1:200 v
- grafici penetrometrici statici
- carta geologica alla scala 1:10.000

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Relativamente alla parte geologica, si fa riferimento alle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998)
- Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- Eurocodice 7.2 (2002)
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002)
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area agricola per la realizzazione di lotti, aree verdi, aree parcheggio e aree per la viabilità interna.

L'area di lottizzazione occupa una superficie di circa 51,0 ha ed ha una forma planimetrica irregolare.

Le aree a parcheggio occuperanno una superficie di circa 8.000 m² mentre la viabilità interna sarà collegata a ovest alla Via Viola (da realizzare).

Verranno considerate indicativamente sia fondazioni nastriformi che a platea che saranno realizzate secondo la normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 29 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante e prevalentemente ad uso agricolo. L'area è delimitata a sud dalla Via Viola e su tutti gli altri lati da confini di proprietà.

Idrologicamente le acque superficiali sono regimate dai fossetti.

Geologicamente i terreni fanno parte dei depositi alluvionali olocenici costituiti da terreni a grana fine di tipo limoso argilloso prevalenti.

La stratigrafia dell'area è stata ottenuta dalle due prove penetrometriche eseguite ed è così schematizzabile:

Prova 1

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0.6	terreno vegetale	0.26	0	88.52
0.6	6.6	limo molto compatto	1.21	0	58.64
6.6	8.6	argilla limosa compatta	0.93	0	51.12
8.6	10	argilla limosa molto compatta	1.31	0	63.56
10	12.2	argilla compatta	1.26	0	59.91
12.2	14.4	limo molto compatto	0.59	0	40.86
14.4	0	argilla compatta	0.49	0	38.00

Prova 2

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0.6	terreno vegetale	0.26	0	88.52
0.6	2	limo molto compatto	0.85	0	45.97
2	9.6	argilla limosa molto compatta	1.18	0	58.16
9.6	10.8	argilla compatta	0.58	0	38.90
10.8	12.2	limo molto compatto	1.50	0	110.75
12.2	14.4	argilla compatta	0.65	0	42.82

Nei fori di prova la falda è stata misurata a profondità di 2,4 m (prova n.1) e 2,2 m (prova n.2) dal piano campagna attuale.

INDAGINE SISMICA

Prova HVSR

All'interno dell'area di studio è stato condotto il rilievo dei microtremori con il tromografo digitale "Tromino", per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di 10^{-15} m/s²), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

$$f_r = \frac{V_{S1}}{4h}$$

f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tromografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

Prova ReMi

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione (a geofono singolo) disposta sul terreno con array lineare, da 12 a 48 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto

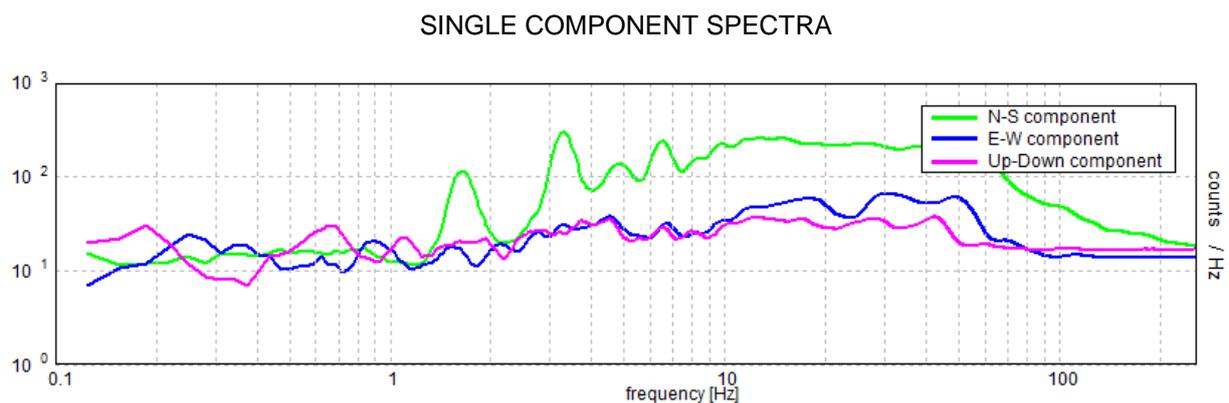
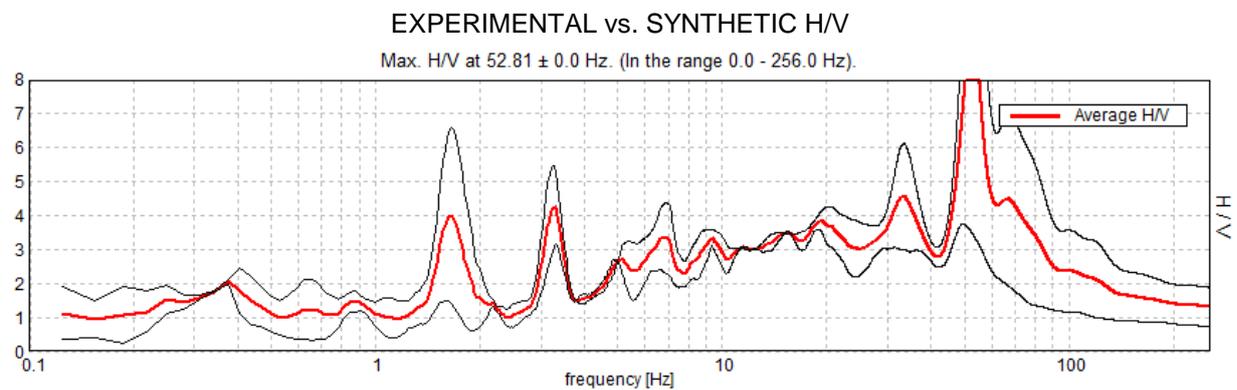
alla sismica a rifrazione tradizionale. L'uso di un sismografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati.

Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

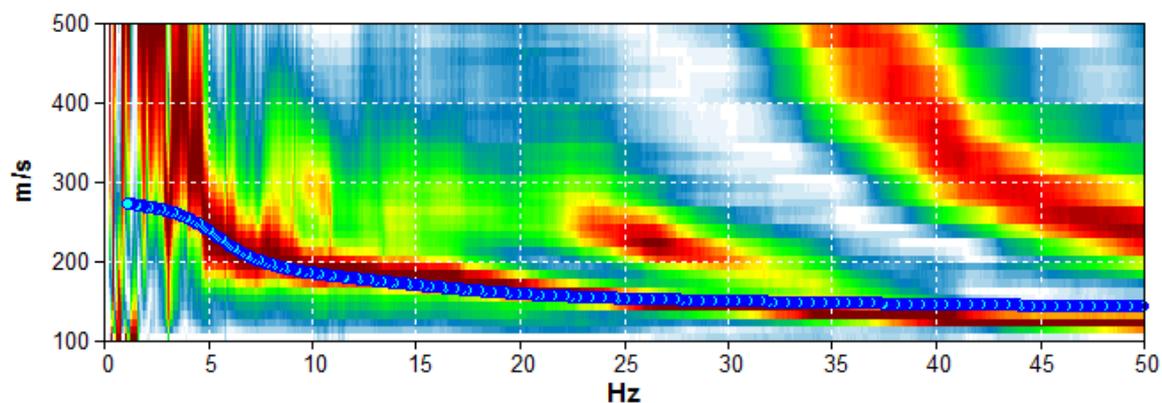
L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency" (p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o 1/velocità di fase) per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

Spettro H/V



La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

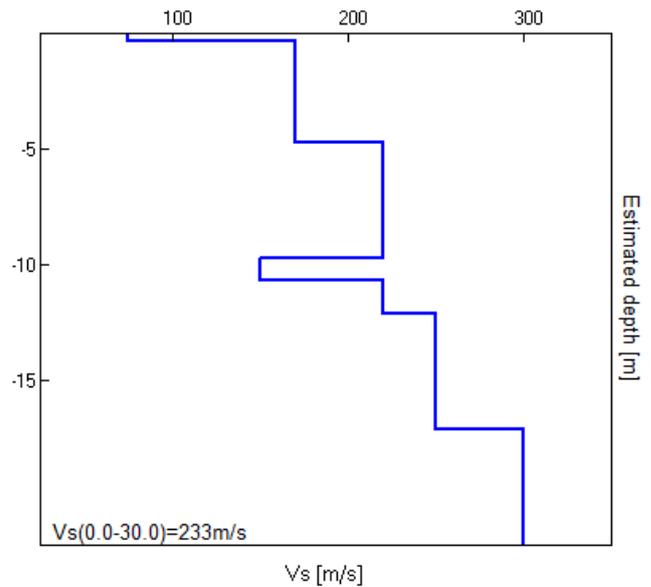
Prova ReMi

Dalla prova ReMi si vedono orizzonti ad alte velocità che corrispondono ai moti superiori, ed un orizzonte a velocità più basse, che rappresenta la velocità reale delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce lo spettro sintetico nell'elaborazione monodimensionale (spettro H/V) e i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.60	0.60	75	0.35
10.0	9.4	170	0.35
11.0	1.0	220	0.47
12.4	1.4	150	0.49
14.4	2.0	220	0.47
19.4	5.0	250	0.47
inf.	inf.	300	0.45

$$V_s(0.0-30.0)=233\text{m/s}$$



ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA IN BASE ALL'OPCM N.3274 – 20/3/2003 E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI

La nuova normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Tali eventi sismici sono in primo luogo descritti in termini di accelerazione di picco su sottosuolo rigido (PGA), valore proposto in base alla nuova classificazione sismica nazionale, che distribuisce i vari comuni del territorio nazionale in 4 categorie.

Procedendo con le azioni di progetto si passa poi ai cosiddetti “effetti di sito”, che modificano l'azione sismica di partenza, in base alla litologia dei depositi attraversati dalle onde sismiche prima di pervenire all'edificio di progetto.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 categorie.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi NSPT.

Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	<i>Descrizione del profilo stratigrafico</i>	V_{s30} (m/s)	NSPT	C_u (kPa)
A	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti</i> Con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la	360 – 800	> 50	> 250

	profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)			
C	<i>Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza</i> Con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti</i> Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> Con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Dai risultati delle prove penetrometriche e delle prove sismiche, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

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

VERIFICA SULLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La liquefazione delle sabbie è un processo che può avvenire durante un evento sismico: essa nasce dall'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (u) durante sollecitazioni di tipo ciclico.

Se tale aumento è tale da eguagliare la pressione litostatica totale (σ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio (τ), secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$$

Da studi statistici si è verificato che il fuso granulometrico a rischio possiede un D_{50} compreso tra 0,25 e 0,45 mm.

Poiché la liquefazione si verifica in condizioni in cui le sabbie presentano una composizione granulometrica piuttosto uniforme, si escludono dalla verifica i casi in cui si presentano livelli sabbiosi di spessore uguale o inferiore ai 60 cm, che rappresentano intercalazioni all'interno di strati coesivi.

Sono inoltre esclusi i depositi presenti ad una profondità superiore a 15 m, in quanto il carico litostatico è talmente elevato da non poter essere raggiunto dalla pressione neutra.

Nel nostro caso non sono stati trovati strati di sabbia immersi in falda fino alla profondità indagata per cui i terreni non sono liquefacibili.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT (CONE PENETRATION TEST)

PROVE CPT : METODOLOGIA DELL' INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "**STATIC PROBING**" della GeoStru

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

- A_p = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm²
- A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm²
- C_t = costante di trasformazione =10

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente;

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio Crm (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

MODULO DI REAZIONE Ko (Kulhawy Maine, 1990).

CORRELAZIONE NSPT Meardi – Meigh 1972

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata

Coesione non drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di Nk (generalmente 20)

Modulo Edometrico-Confinato

Metodo generale del modulo edometrico.

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982)

OCR

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Permeabilità

Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988) .

PROVA Nr.1

Committente:

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 27/04/2012

Profondità prova: 14.40 mt

Località: Cesena

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0.20	11.00	23.0	11.1	1.0	11.1	9.0
0.40	10.00	25.0	10.1	1.0	10.1	9.9
0.60	9.00	24.0	9.1	0.8	11.4	8.8
0.80	20.00	32.0	20.1	1.2	16.8	6.0
1.00	20.00	38.0	20.1	1.3	15.5	6.5
1.20	22.00	41.0	22.3	1.4	15.9	6.3
1.40	20.00	41.0	20.3	1.1	18.5	5.4
1.60	20.00	37.0	20.3	1.1	18.5	5.4
1.80	15.00	31.0	15.3	1.1	13.9	7.2
2.00	18.00	34.0	18.3	0.7	26.1	3.8
2.20	21.00	32.0	21.4	1.1	19.5	5.1
2.40	20.00	36.0	20.4	1.1	18.5	5.4
2.60	25.00	41.0	25.4	1.2	21.2	4.7
2.80	26.00	44.0	26.4	1.3	20.3	4.9
3.00	25.00	44.0	25.4	1.4	18.1	5.5
3.20	26.00	47.0	26.6	1.6	16.6	6.0
3.40	22.00	46.0	22.6	1.3	17.4	5.8
3.60	25.00	44.0	25.6	1.4	18.3	5.5
3.80	23.00	44.0	23.6	1.4	16.9	5.9
4.00	23.00	44.0	23.6	1.1	21.5	4.7
4.20	22.00	39.0	22.7	0.9	25.2	4.0
4.40	23.00	37.0	23.7	1.2	19.8	5.1
4.60	26.00	44.0	26.7	1.5	17.8	5.6
4.80	24.00	46.0	24.7	1.4	17.6	5.7
5.00	27.00	48.0	27.7	1.5	18.5	5.4
5.20	26.00	48.0	26.8	1.2	22.3	4.5
5.40	27.00	45.0	27.8	1.4	19.9	5.0
5.60	31.00	52.0	31.8	1.5	21.2	4.7
5.80	30.00	53.0	30.8	1.6	19.3	5.2
6.00	27.00	51.0	27.8	1.5	18.5	5.4
6.20	24.00	47.0	25.0	1.1	22.7	4.4
6.40	26.00	43.0	27.0	1.4	19.3	5.2
6.60	26.00	47.0	27.0	1.3	20.8	4.8
6.80	22.00	42.0	23.0	1.3	17.7	5.7
7.00	20.00	40.0	21.0	1.1	19.1	5.2
7.20	18.00	35.0	19.1	0.8	23.9	4.2
7.40	15.00	27.0	16.1	0.7	23.0	4.3
7.60	21.00	31.0	22.1	0.7	31.6	3.2
7.80	18.00	29.0	19.1	0.7	27.3	3.7
8.00	15.00	25.0	16.1	0.6	26.8	3.7
8.20	21.00	30.0	22.2	0.9	24.7	4.1
8.40	19.00	33.0	20.2	1.0	20.2	5.0
8.60	23.00	38.0	24.2	1.3	18.6	5.4
8.80	25.00	44.0	26.2	1.3	20.2	5.0
9.00	28.00	48.0	29.2	1.6	18.3	5.5
9.20	28.00	52.0	29.4	1.3	22.6	4.4
9.40	27.00	47.0	28.4	1.1	25.8	3.9
9.60	22.00	39.0	23.4	1.3	18.0	5.6
9.80	24.00	44.0	25.4	1.2	21.2	4.7
10.00	33.00	51.0	34.4	1.3	26.5	3.8
10.20	14.00	34.0	15.5	0.7	22.1	4.5
10.40	11.00	22.0	12.5	0.7	17.9	5.6
10.60	12.00	22.0	13.5	0.7	19.3	5.2
10.80	12.00	22.0	13.5	0.6	22.5	4.4

11.00	14.00	23.0	15.5	1.1	14.1	7.1
11.20	44.00	60.0	45.7	0.9	50.8	2.0
11.40	48.00	62.0	49.7	1.8	27.6	3.6
11.60	17.00	44.0	18.7	1.3	14.4	7.0
11.80	24.00	43.0	25.7	0.4	64.3	1.6
12.00	66.00	72.0	67.7	1.1	61.5	1.6
12.20	25.00	42.0	26.8	0.9	29.8	3.4
12.40	9.00	23.0	10.8	0.8	13.5	7.4
12.60	18.00	30.0	19.8	0.6	33.0	3.0
12.80	13.00	22.0	14.8	0.6	24.7	4.1
13.00	14.00	23.0	15.8	-0.6	-26.3	-3.8
13.20	17.00	8.0	18.9	0.9	21.0	4.8
13.40	16.00	29.0	17.9	0.9	19.9	5.0
13.60	16.00	30.0	17.9	0.9	19.9	5.0
13.80	15.00	28.0	16.9	1.1	15.4	6.5
14.00	12.00	29.0	13.9	0.7	19.9	5.0
14.20	9.00	20.0	11.1	0.4	27.8	3.6
14.40	12.00	18.0	14.1	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	10.1	0.9	1.9	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
10.00	24.0	1.2	2.0	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
11.00	14.1	0.8	1.9	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
12.40	35.0	1.0	1.9	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
14.40	16.1	0.6	1.9	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof:	Profondità strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm ²)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.60	C	0.5	376.6	43.8	115.0	>9	1.9	1.9	--	--	--	210.80
2	10.00	CI	1.2	871.4	48.0	195.2	>9	2.0	2.1	24.9	26.9	309.8	294.70
3	11.00	C	0.6	480.8	48.4	141.0	4.4	1.9	2.0	--	--	--	225.27

4	12.40	C	1.7	1260.5	70.0	245.8	5.1	2.1	2.1	--	--	--	269.95
5	14.40	CI	0.7	546.0	48.0	152.9	3.3	1.9	2.0	5.0	21.4	247.9	268.30

PROVA .Nr.2

Committente:

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 27/04/2012

Profondità prova: 14.40 mt

Località: Cesena

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertman n)
0.20	16.00	22.0	16.1	0.7	23.0	4.3
0.40	9.00	20.0	9.1	0.8	11.4	8.8
0.60	9.00	21.0	9.1	0.7	13.0	7.7
0.80	11.00	22.0	11.1	0.8	13.9	7.2
1.00	16.00	28.0	16.1	1.0	16.1	6.2
1.20	24.00	39.0	24.3	1.2	20.3	4.9
1.40	19.00	37.0	19.3	1.0	19.3	5.2
1.60	14.00	29.0	14.3	0.9	15.9	6.3
1.80	16.00	30.0	16.3	1.0	16.3	6.1
2.00	15.00	30.0	15.3	0.9	17.0	5.9
2.20	24.00	37.0	24.4	1.3	18.8	5.3
2.40	23.00	42.0	23.4	1.5	15.6	6.4
2.60	23.00	46.0	23.4	1.3	18.0	5.6
2.80	22.00	41.0	22.4	1.4	16.0	6.3
3.00	26.00	47.0	26.4	1.4	18.9	5.3
3.20	23.00	44.0	23.6	1.4	16.9	5.9
3.40	24.00	45.0	24.6	1.2	20.5	4.9
3.60	25.00	43.0	25.6	1.3	19.7	5.1
3.80	24.00	44.0	24.6	1.3	18.9	5.3
4.00	20.00	39.0	20.6	0.8	25.8	3.9
4.20	19.00	31.0	19.7	0.8	24.6	4.1
4.40	21.00	33.0	21.7	1.0	21.7	4.6
4.60	24.00	39.0	24.7	1.1	22.5	4.5
4.80	23.00	40.0	23.7	1.3	18.2	5.5
5.00	23.00	42.0	23.7	1.3	18.2	5.5
5.20	24.00	43.0	24.8	1.3	19.1	5.2
5.40	25.00	45.0	25.8	1.3	19.8	5.0
5.60	29.00	49.0	29.8	1.5	19.9	5.0
5.80	19.00	42.0	19.8	0.9	22.0	4.5
6.00	17.00	31.0	17.8	1.1	16.2	6.2
6.20	19.00	36.0	20.0	1.0	20.0	5.0
6.40	27.00	42.0	28.0	1.6	17.5	5.7
6.60	25.00	49.0	26.0	1.3	20.0	5.0
6.80	29.00	49.0	30.0	1.6	18.8	5.3
7.00	19.00	43.0	20.0	1.1	18.2	5.5
7.20	20.00	36.0	21.1	1.1	19.2	5.2
7.40	20.00	36.0	21.1	1.1	19.2	5.2
7.60	20.00	37.0	21.1	1.2	17.6	5.7
7.80	15.00	33.0	16.1	1.0	16.1	6.2
8.00	18.00	33.0	19.1	1.3	14.7	6.8

8.20	27.00	46.0	28.2	0.9	31.3	3.2
8.40	39.00	53.0	40.2	1.7	23.6	4.2
8.60	41.00	66.0	42.2	1.0	42.2	2.4
8.80	22.00	37.0	23.2	1.0	23.2	4.3
9.00	22.00	37.0	23.2	0.7	33.1	3.0
9.20	22.00	33.0	23.4	1.1	21.3	4.7
9.40	24.00	40.0	25.4	1.1	23.1	4.3
9.60	24.00	40.0	25.4	1.1	23.1	4.3
9.80	21.00	37.0	22.4	1.0	22.4	4.5
10.00	13.00	28.0	14.4	0.7	20.6	4.9
10.20	7.00	18.0	8.5	0.5	17.0	5.9
10.40	7.00	14.0	8.5	0.5	17.0	5.9
10.60	12.00	19.0	13.5	0.5	27.0	3.7
10.80	18.00	26.0	19.5	0.9	21.7	4.6
11.00	30.00	43.0	31.5	0.5	63.0	1.6
11.20	38.00	46.0	39.7	1.5	26.5	3.8
11.40	11.00	33.0	12.7	0.7	18.1	5.5
11.60	19.00	29.0	20.7	0.7	29.6	3.4
11.80	94.00	105.0	95.7	0.7	136.7	0.7
12.00	72.00	82.0	73.7	2.9	25.4	3.9
12.20	14.00	57.0	15.8	1.5	10.5	9.5
12.40	17.00	39.0	18.8	1.1	17.1	5.9
12.60	25.00	42.0	26.8	1.2	22.3	4.5
12.80	19.00	37.0	20.8	1.1	18.9	5.3
13.00	14.00	30.0	15.8	0.9	17.6	5.7
13.20	14.00	28.0	15.9	0.7	22.7	4.4
13.40	15.00	26.0	16.9	0.8	21.1	4.7
13.60	10.00	22.0	11.9	0.7	17.0	5.9
13.80	10.00	20.0	11.9	0.5	23.8	4.2
14.00	13.00	21.0	14.9	0.7	21.3	4.7
14.20	10.00	21.0	12.1	0.5	24.2	4.1
14.40	16.00	23.0	18.1	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	9.1	0.8	1.8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
10.00	22.9	1.1	2.0	Coesivo	Argilla inorganica compatta
10.80	12.5	0.6	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta
12.20	41.4	1.2	2.0	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
14.40	16.7	0.7	1.9	Coesivo	Argilla inorganica compatta

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
 Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 Eu: Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm²)
 Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)

G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)
OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Dr:	Densità relativa (%)
Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr. Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs	
1	0.60	C	0.6	425.4	46.0	123.9	>9	1.9	2.0	--	--	--	215.94
2	10.00	C	1.1	830.9	45.8	189.7	>9	2.0	2.1	--	--	--	248.09
3	10.80	C	0.6	421.9	47.4	131.0	3.4	1.9	2.0	--	--	--	219.93
4	12.20	C	2.0	1501.7	82.8	272.4	6.2	2.1	2.2	--	--	--	279.12
5	14.40	C	0.8	565.3	47.6	155.8	3.7	1.9	2.0	--	--	--	232.71

CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI DEI TERRENI

Il calcolo dei valori caratteristici è stato eseguito utilizzando il software CVSOIL che consente di elaborare i dati forniti dalle prove e ricavare il 5° percentile da una curva statistica con distribuzione standard. Le seguenti tabelle riassumono i dati ottenuti che saranno poi utilizzati nel calcolo della portanza e dei cedimenti.

Prova n. 1

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione drenata [kN/mq]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Argille organiche e terreni misti	--	--	40.8	4275.8	--	17.9	18.7
Argille sabbiose e limose	23.4	69.9	85.9	6048.1	21409.8	17.5	20.0
Argille organiche e terreni misti	--	--	52.0	4710.4	--	18.3	19.1
Argille organiche e terreni misti	23.0	49.7	19.9	13106.4	28499.6	17.2	18.9
Argille sabbiose e limose	18.7	17.8	58.5	5089.3	13936.2	17.4	19.1

Prova n. 2

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione drenata [kN/mq]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Argille organiche e terreni misti	--	--	22.9	4278.9	--	17.4	18.2
Argilla inorganica compatta	24.0	126.8	67.7	6005.7	22594.2	17.6	19.6
Argilla inorganica compatta	21.6	60.1	2.6	4311.5	20388.0	16.8	17.6
Argille organiche e terreni misti	22.3	212.6	45.9	15700.2	20134.5	17.3	19.0
Argilla inorganica compatta	20.3	119.4	42.6	5265.7	20925.6	17.8	18.7

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.***Eurocodice 7***Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.***Eurocodice 8***Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.**CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI*

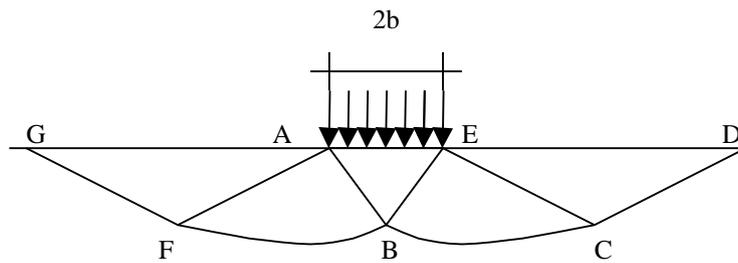
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(+ \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{c'}{L'} \right) \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{c'}{L'} \right) \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \left(\frac{c'}{N_q - 1} \right) (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left[1 - 0,7 H / (V + A' c' \cot \phi') \right]$$

$$i_\gamma = \left[1 - H / (V + A' c' \cot \phi') \right]$$

$$i_c = \left(\frac{c'}{N_q - 1} \right) (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;

la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);

la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;

il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

VERIFICA DEL CARICO LIMITE

Fondazione a trave rovescia a -1 metro

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	25.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	2.2

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.087
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0157
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2423

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

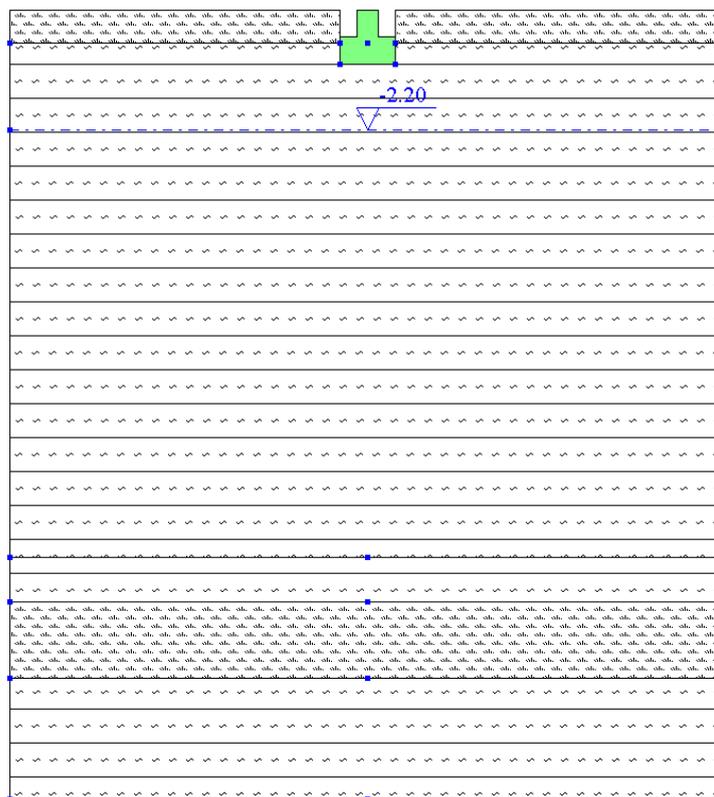
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]

Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.57	2.44	0.27
S.L.D.	50.0	0.72	2.42	0.28
S.L.V.	475.0	1.88	2.44	0.31
S.L.C.	975.0	2.45	2.44	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.855	0.18	0.0157	0.0078
S.L.D.	1.08	0.18	0.0198	0.0099
S.L.V.	2.6683	0.24	0.0653	0.0327
S.L.C.	3.2688	0.31	0.1033	0.0517

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	134.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	134.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	134.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	134.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 403.62 kN/m²Resistenza di progetto[Rd] 175.49 kN/m²Tensione [Ed] 134.54 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Fattore [Ng] 0.0

Fattore forma [Sc] 1.01

Fattore profondità [Dc] 1.4

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	508.85 kN/m ²
Resistenza di progetto	221.24 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.01
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	508.85 kN/m ²
Resistenza di progetto	221.24 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

<u>Pressione normale di progetto</u>	<u>150.0 kN/m²</u>
Cedimento dopo T anni	1.0
<u>Cedimento totale</u>	<u>3.58 cm</u>

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5.5	76.909	15.537	Edometrico	3.11	--	3.11
3	10.4	127.886	7.034	Edometrico	0.12	--	0.12
4	11.5	139.666	6.181	Edometrico	0.11	--	0.11
5	13.3	158.541	5.102	Edometrico	0.24	--	0.24

Fondazione a platea a -1 metro

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	20.0 m
Lunghezza fondazione	25.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	2.2

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.087
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0157
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2423

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

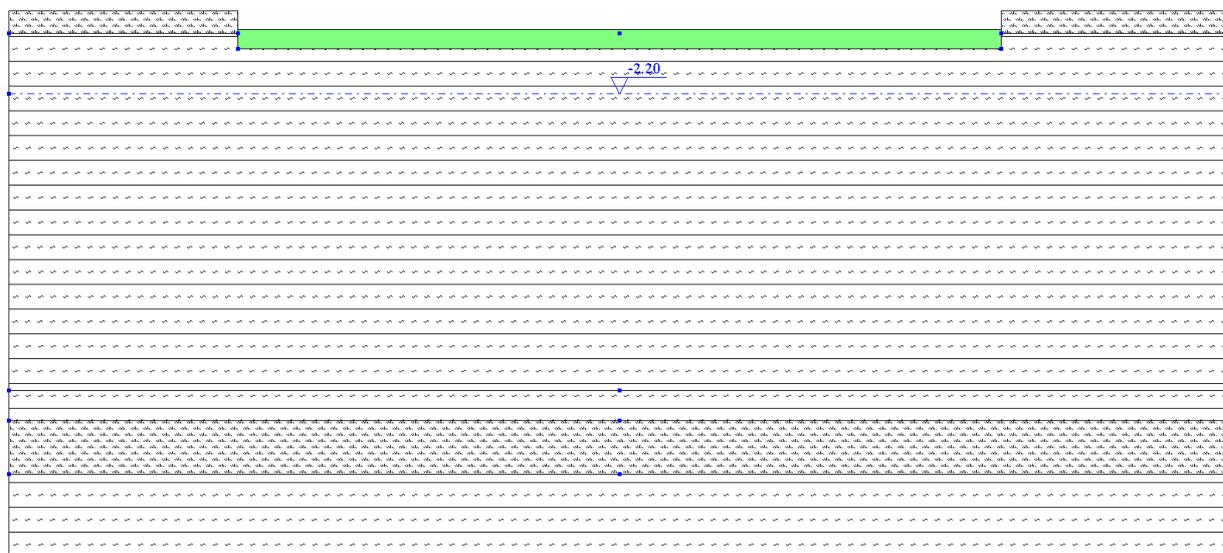
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
-----------------------	---

Categoria topografica:

T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.57	2.44	0.27
S.L.D.	50.0	0.72	2.42	0.28
S.L.V.	475.0	1.88	2.44	0.31
S.L.C.	975.0	2.45	2.44	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.855	0.18	0.0157	0.0078
S.L.D.	1.08	0.18	0.0198	0.0099
S.L.V.	2.6683	0.24	0.0653	0.0327
S.L.C.	3.2688	0.31	0.1033	0.0517

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	143.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	143.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	143.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

4	S.L.D.	143.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
---	--------	--------	------	------	------	------	------	----------

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 429.47 kN/m²Resistenza di progetto[Rd] 186.72 kN/m²Tensione [Ed] 143.16 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Fattore [Ng] 0.0

Fattore forma [Sc] 1.16

Fattore profondità [Dc] 1.02

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 429.47 kN/m²Resistenza di progetto 186.72 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	429.47 kN/m ²
Resistenza di progetto	186.72 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	40.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	1.0
Cedimento totale	4.28 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione;
Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5.5	76.909	16.768	Edometrico	3.36	--	3.36
3	10.4	127.886	12.623	Edometrico	0.22	--	0.22
4	11.5	139.666	11.818	Edometrico	0.2	--	0.2
5	13.3	158.541	10.607	Edometrico	0.5	--	0.5

Fondazione a platea a - 3 metri**DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	20.0 m
Lunghezza fondazione	25.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	2.2

SISMA

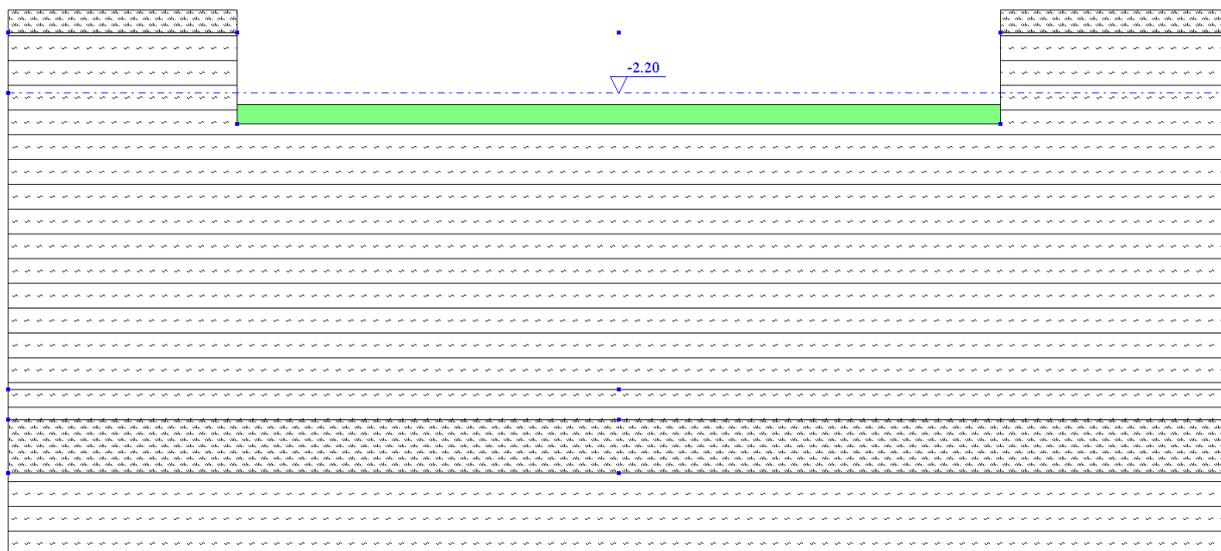
Accelerazione massima (ag/g)	0.087
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0157
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2423

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.57	2.44	0.27
S.L.D.	50.0	0.72	2.42	0.28
S.L.V.	475.0	1.88	2.44	0.31
S.L.C.	975.0	2.45	2.44	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.855	0.18	0.0157	0.0078
S.L.D.	1.08	0.18	0.0198	0.0099
S.L.V.	2.6683	0.24	0.0653	0.0327
S.L.C.	3.2688	0.31	0.1033	0.0517

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio ne	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	146.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	146.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	146.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	146.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	440.52 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	191.53 kN/m ²
Tensione [Ed]	146.84 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	482.53 kN/m ²
Resistenza di progetto	209.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	482.53 kN/m ²
Resistenza di progetto	209.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	75.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	1.0
Cedimento totale	4.37 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	6.5	87.403	20.377	Edometrico	3.18	--	3.18
3	10.4	127.886	16.348	Edometrico	0.28	--	0.28
4	11.5	139.666	15.322	Edometrico	0.26	--	0.26
5	13.3	158.541	13.762	Edometrico	0.65	--	0.65

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Il coefficiente di sottofondo è il rapporto tra il carico applicato e il cedimento conseguente nell'ipotesi di un terreno ideale elastico.

Tale modulo dipende sia dal tipo di terreno sia dalle condizioni di carico.

Valori indicativi per il coefficiente sono forniti dalla bibliografia:

Terreni argillosi

($q_u > 800$ kPa) : $K_1 > 48.000$ [KN/mc]

($200 < q_u < 400$ kPa) : $K_1 = 24.000 - 48.000$ [KN/mc]

($q_u < 200$ kPa) : $K_1 = 12.000 - 24.000$ [KN/mc]

Dove per q_u si intende il valore della pressione che produce un cedimento di 2,54 cm.

Terreni sabbiosi

Terreno con sabbia sciolta : $K_1 = 4.800 - 16.000$ [KN/mc]

Terreno con sabbia media : $K_1 = 9.600 - 8.000$ [KN/mc]

Terreno con sabbia densa : $K_1 = 6400 - 12.800$ [KN/mc]

Terreno con sabbia densa mediamente argillosa : $K_1 = 32.000 - 80.000$ [KN/mc]

Terreno con sabbia densa mediamente siltosa : $K_1 = 24.000 - 48.000$ [KN/mc]

CONCLUSIONI

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area agricola per la realizzazione di lotti, aree verdi, aree parcheggio e aree per la viabilità interna.

Geologicamente i terreni fanno parte dei depositi alluvionali olocenici costituiti da terreni a grana fine di tipo limo so argilloso prevalenti.

Nei fori di prova la falda è stata misurata a profondità di 2,4 m (prova n.1) e 2,2 m (prova n.2) dal piano campagna attuale.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C. Nella presente relazione si considera l'approccio 2 descritto nelle NTA 2008 i cui risultati sono qui di seguito riassunti:

Tipo fondazione lunghezza-larghezza (m)	Profondità piano di posa (m)	Carico limite SLU (KN/m ²)	Rd (KN/m ²)	Carico d'esercizio (KN/m ²)	Cedimenti (cm)
Platea 25,0 x 20,0	1,0	429.47	186.72	40,0	4,28

Tipo fondazione lunghezza-larghezza (m)	Profondità piano di posa (m)	Carico limite SLU (KN/m²)	Rd (KN/m²)	Carico d'esercizio (KN/m²)	Cedimenti (cm)
Platea 25,0 x 20,0	3,0	482.53	1209.79	75,0	4,37

Tipo fondazione lunghezza-larghezza (m)	Profondità piano di posa (m)	Carico limite SLU (KN/m²)	Rd (KN/m²)	Carico d'esercizio (KN/m²)	Cedimenti (cm)
Trave rovescia 25,0 x 1,0	1,0	508.85	221.23	150,0	3,58

Da quanto sopra accertato, l'intervento è realizzabile, occorre però attenersi ai seguenti consigli operativi:

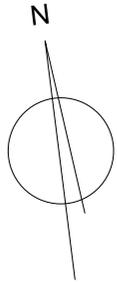
1. la falda è stata rintracciata a profondità più alta rispetto all'ipotetico piano fondale interrato per cui è bene impermeabilizzare tutto il piano e il perimetro fondale con guaine e pannelli bentonici e aggiungere materiale idrofugo nei getti fondali per evitare umidità nelle fondazioni stesse e nel piano interrato;
2. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
3. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
4. allontanare velocemente il terreno di risulta.

Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio quali, terreno molle o falda a profondità diversa da quella rilevata, si prega di avvisare il sottoscritto il quale dopo sopralluogo deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

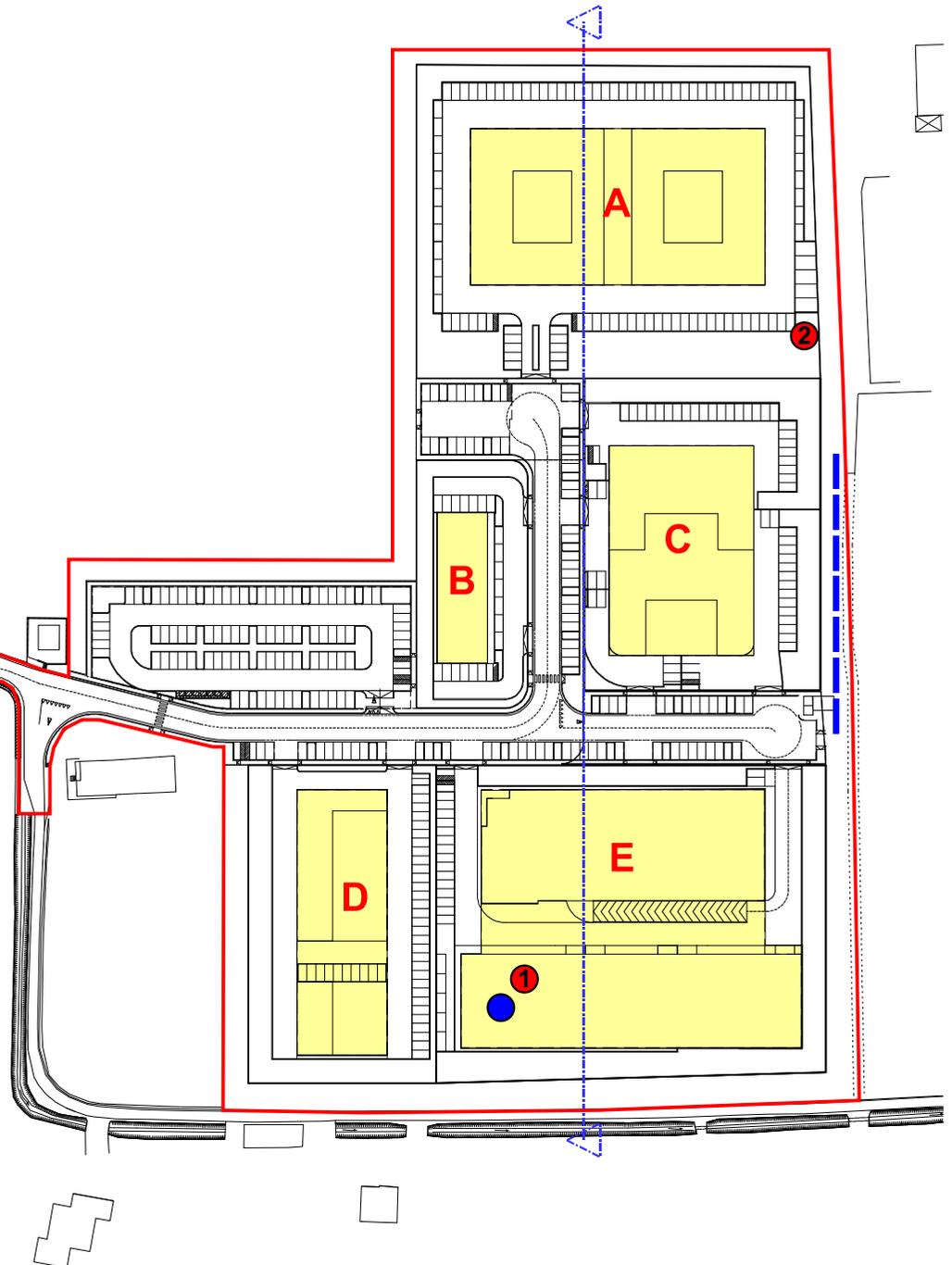
Casadio Mario

PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

SCALA 1:2.000

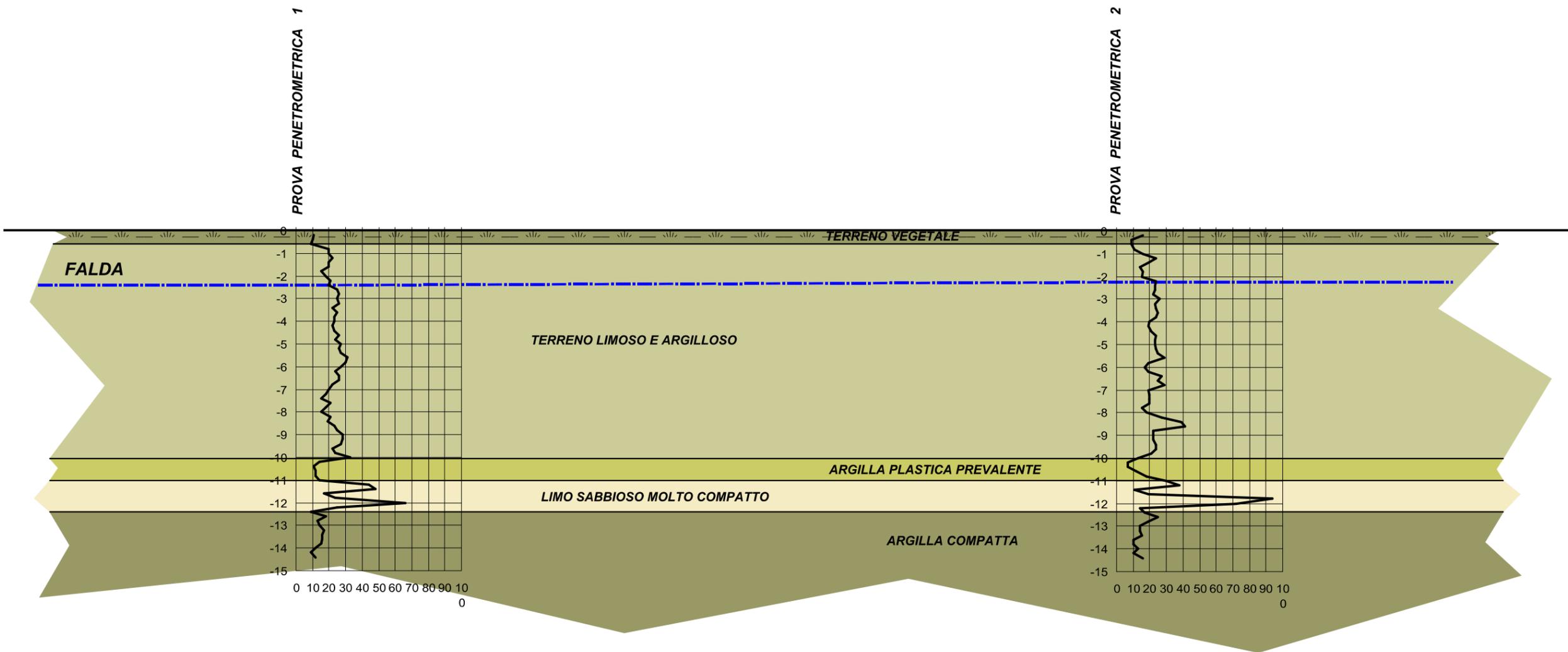


LEGENDA	
	TRACCIA DI SEZIONE
	PROVA HVSR
	PROVA PENETROMETRICA STATICA
	PROVA ARRAY
	LOTTE IN OGGETTO
	LIMITE AREA



SEZIONE GEOLOGICA
Scala 1:1.000 o/1:200 v

AREA DI LOTTIZZAZIONE

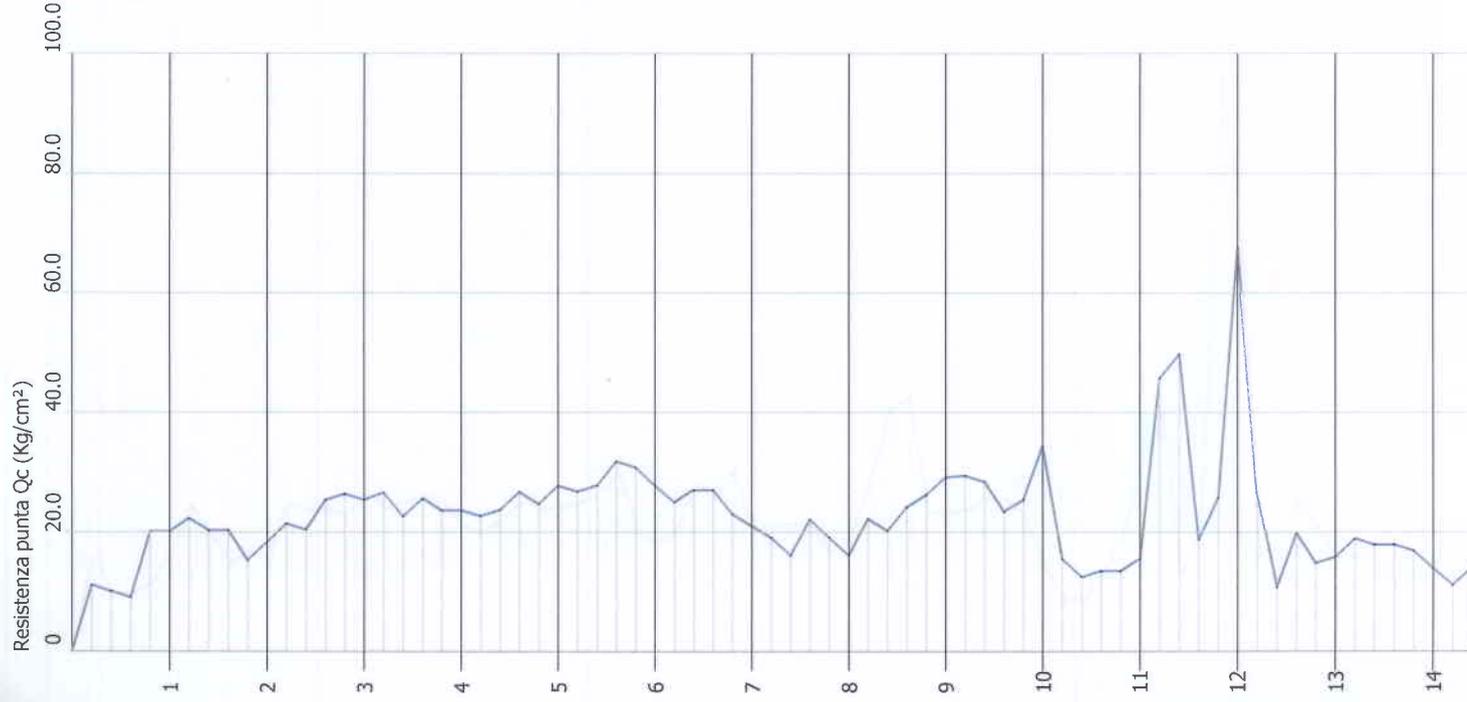


probe CPT - Cone Penetration Nr.1
 Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

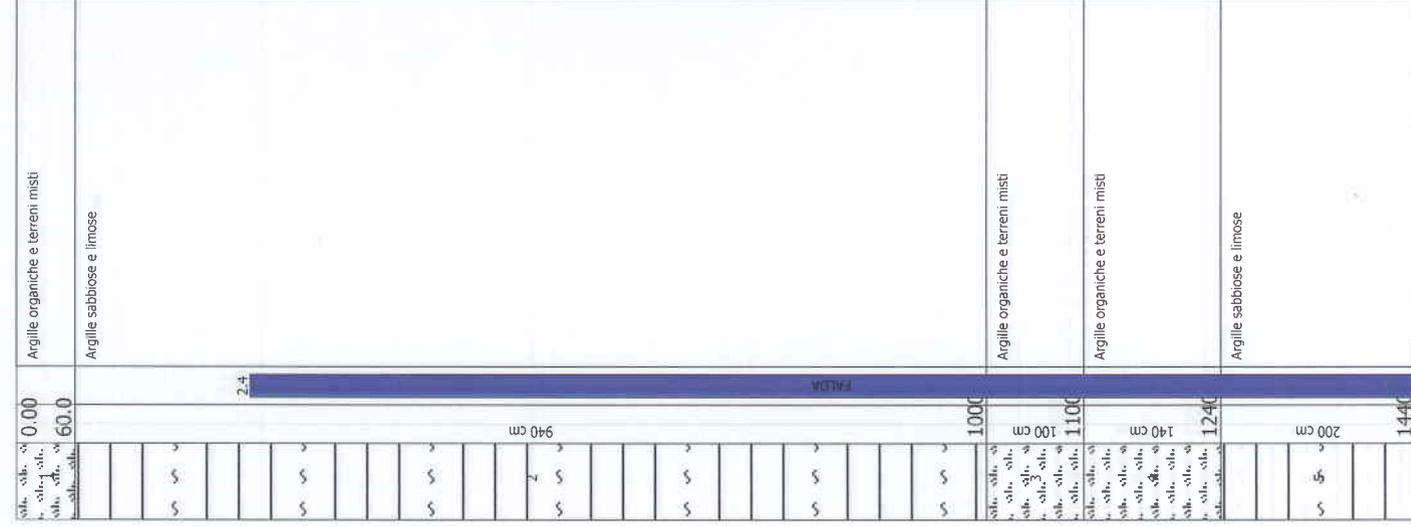
Committente:
 Cantiere:
 Località:

Via Viola
 Cesena

Data: 27/04/2012
 Scala 1:78



Interpretazione Stratigrafica (Schmertmann 1978)

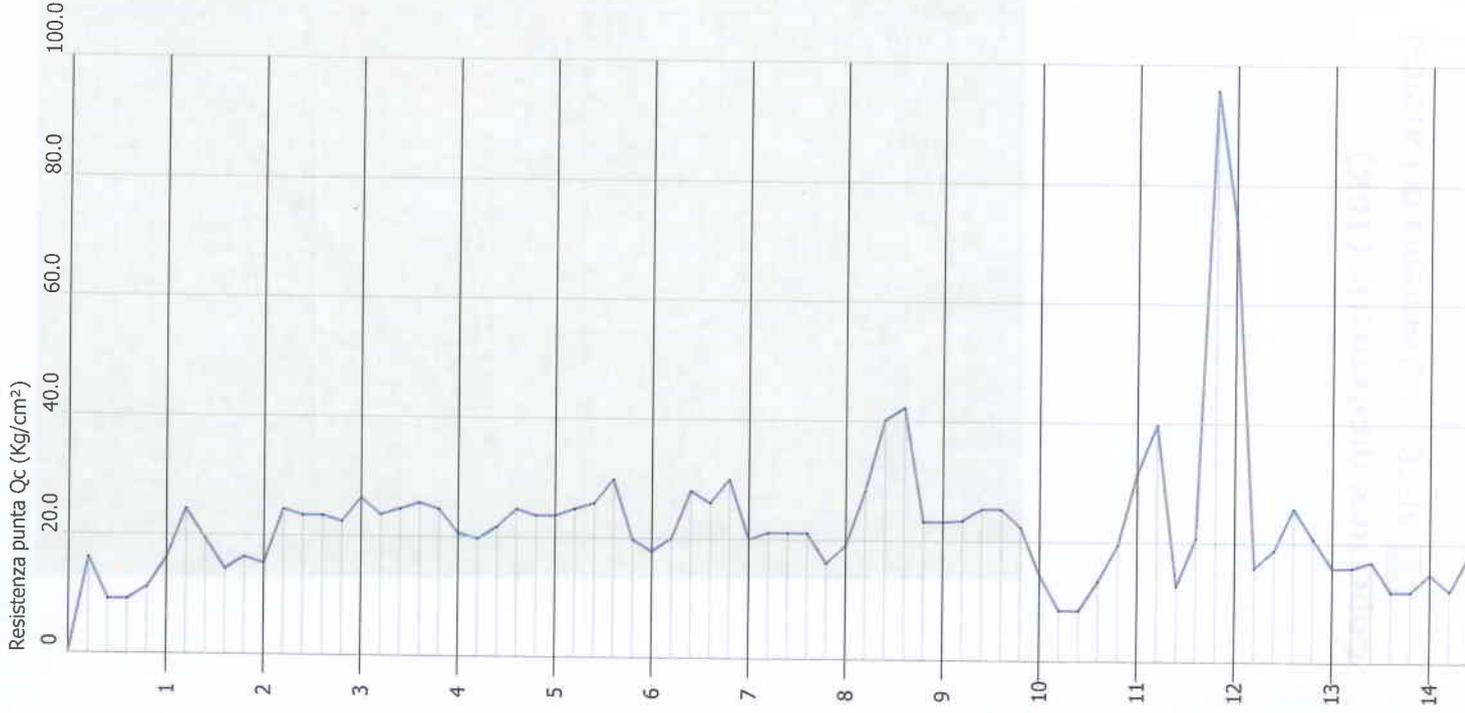


Probe CPT - Cone Penetration Nr.2
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

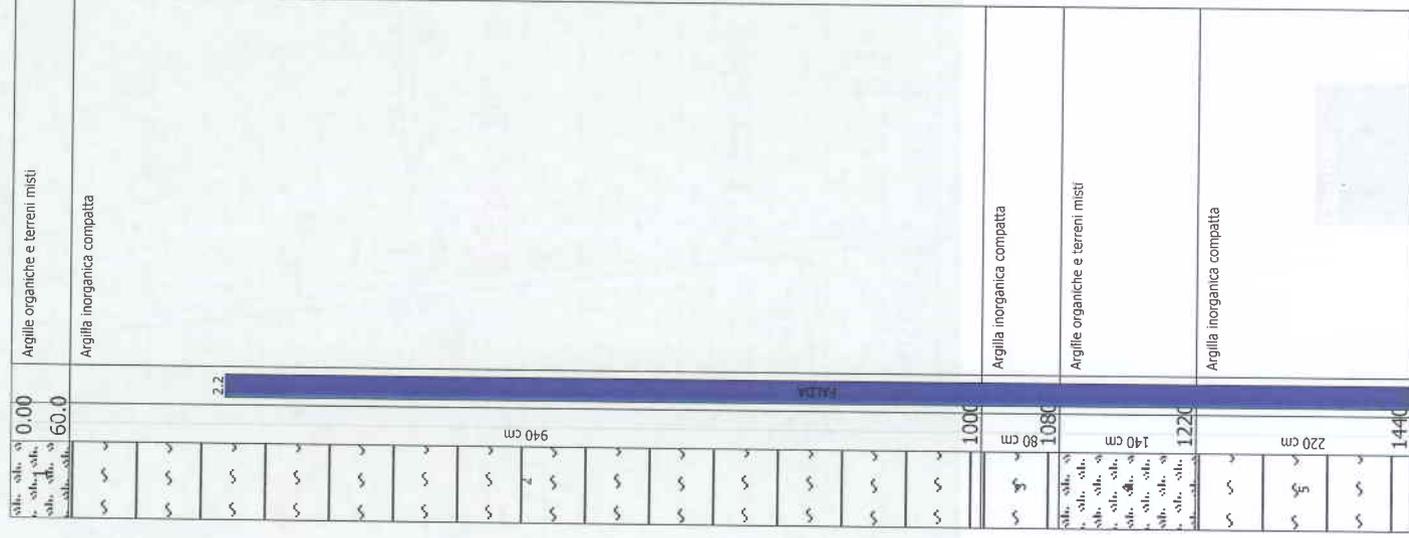
Committente:
 Cantiere:
 Località:

Via Viaola
 Cesena

Data: 27/04/2012
 Scala 1:78

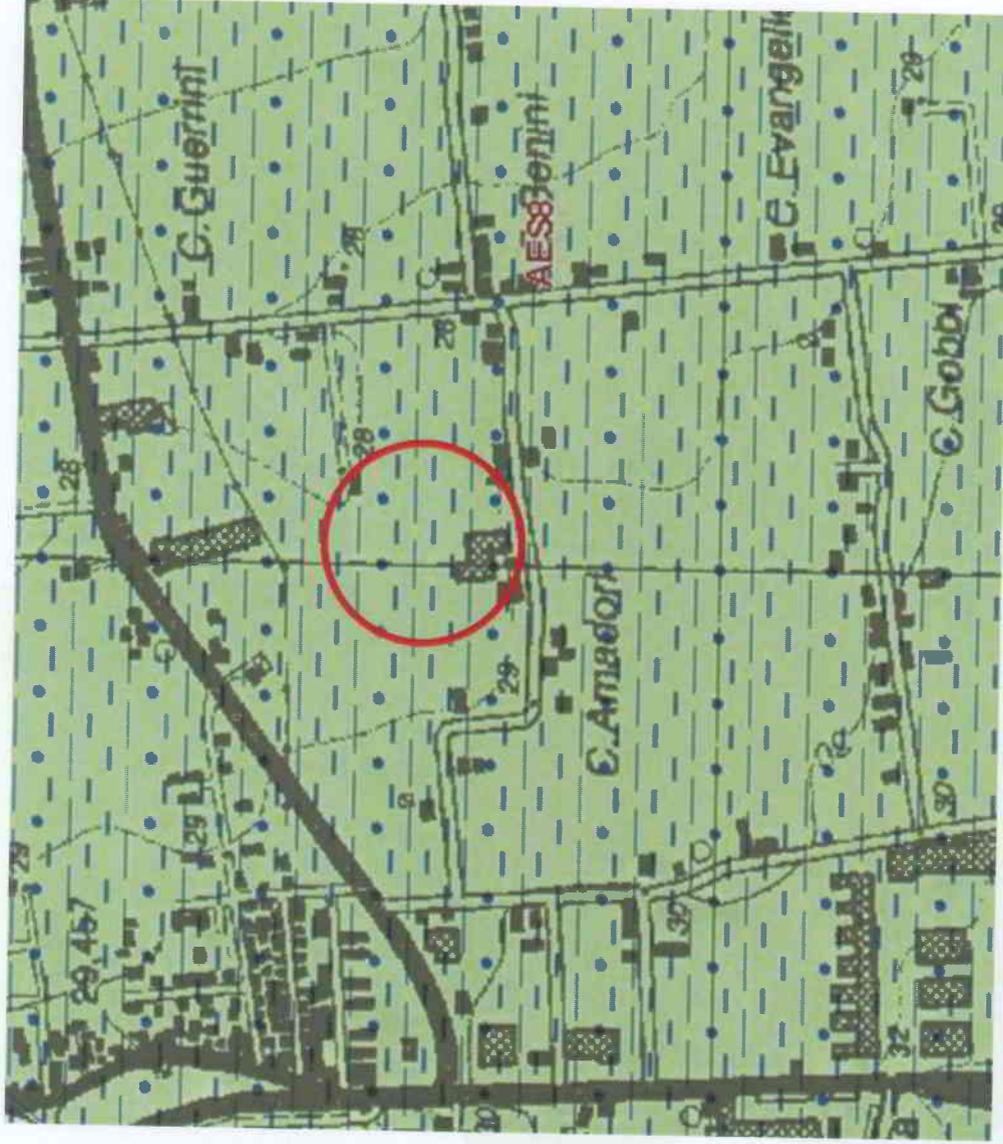


Interpretazione Stratigrafica (Schmertmann 1978)



CARTA GEOLOGICA

Scala 1:10.000



Coperture quaternarie (10K)

 AES8 - Subsistema di Ravenna

 Area d'intervento

Casadio & Co



geologia
acustica
ambiente

INDAGINE SISMICA – HVSR

La presente relazione è redatto per verificare le condizioni sismiche di un'area sita in Via Viola di Martorano, a Martorano di Cesena, dove dovrà essere realizzato un PUA.

Nell'area sono stati condotti i rilievi dei microtremori con il tromografo digitale "Tromino", per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di 10^{-15} m/s²), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

$$f_r = \frac{V_{S1}}{4h}$$

f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tromografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

Le prove hvsr sono state eseguite nei punti indicati nella planimetria sottostante:

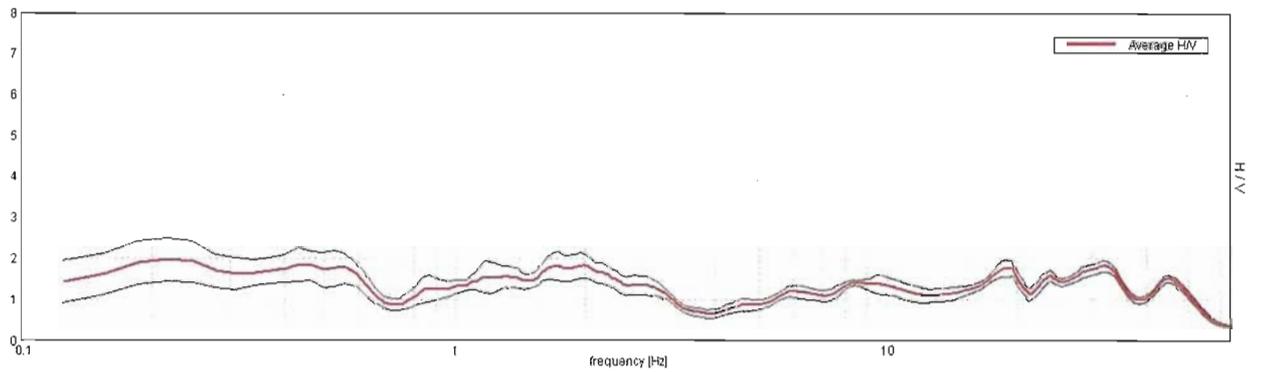


Si riportano di seguito i grafici ottenuti nei punti di rilievo:

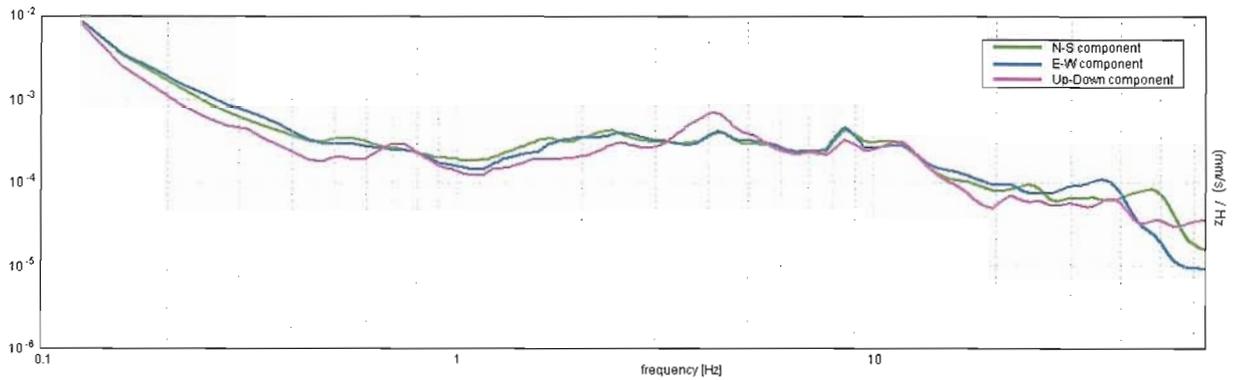
Tromino 1

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

Max. HV at 0.22 ± 0.01 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



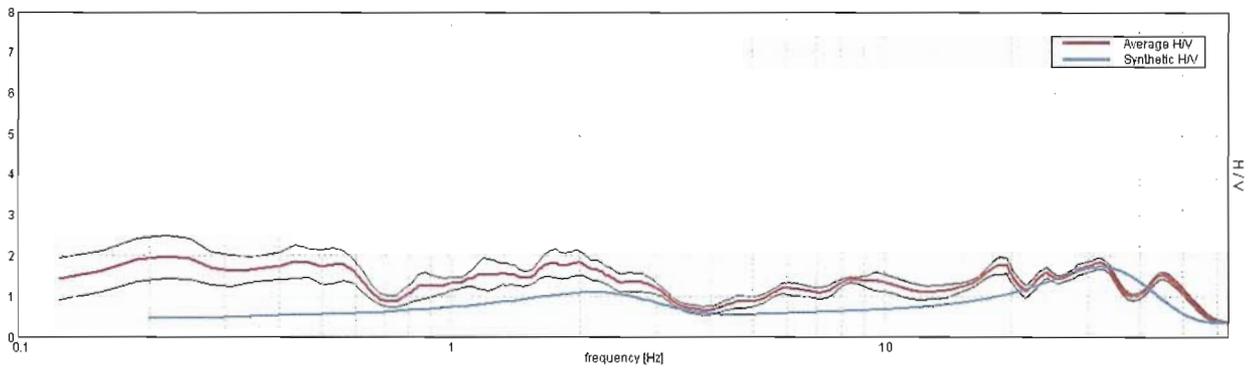
SINGLE COMPONENT SPECTRA



Tramite un processo di inversione dei dati, conoscendo almeno la profondità di una discontinuità, è possibile ricavare la curva sintetica (blu), da cui poi ricavare la Vs30

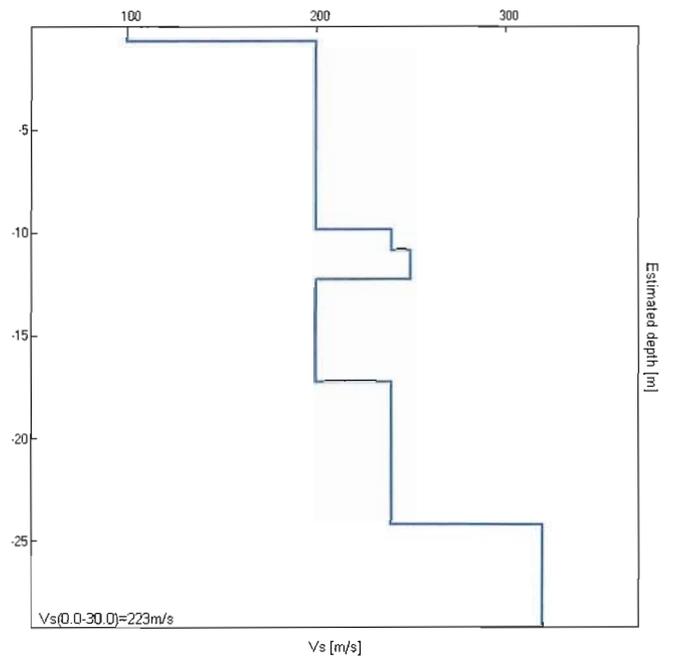
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.22 ± 0.01 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.70	0.70	100	0.42
9.80	9.10	200	0.40
10.80	1.00	240	0.40
12.20	1.40	250	0.40
17.20	5.00	200	0.40
24.20	7.00	240	0.42
inf.	inf.	320	0.42

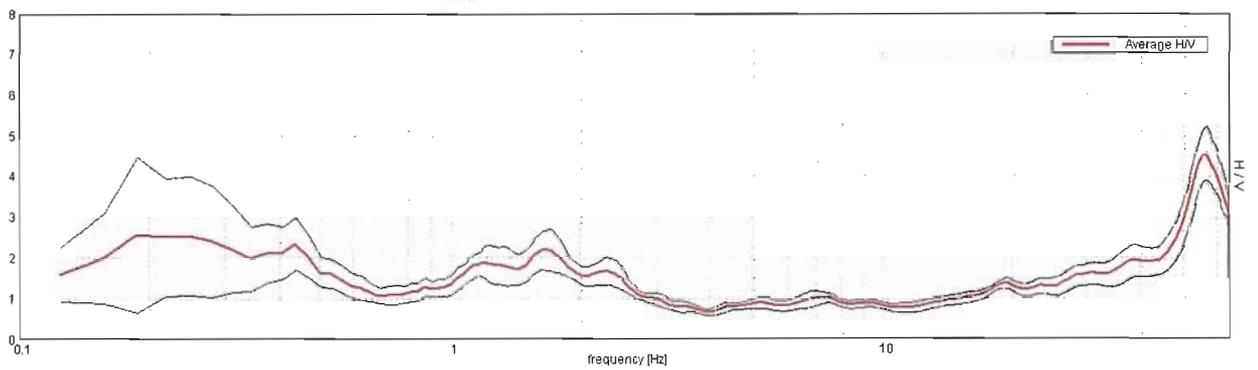
$V_s(0.0-30.0)=223\text{m/s}$



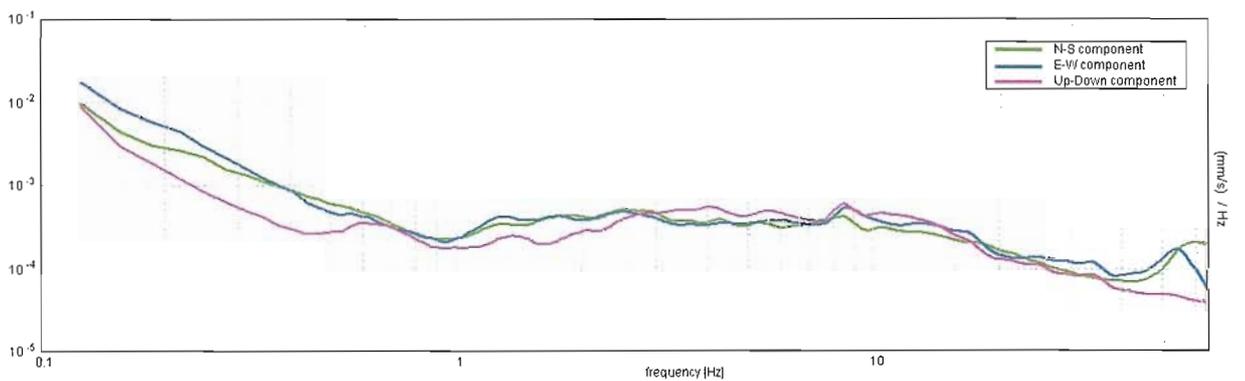
Tromino 2

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

Max. H/V at 56.25 ± 22.87 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

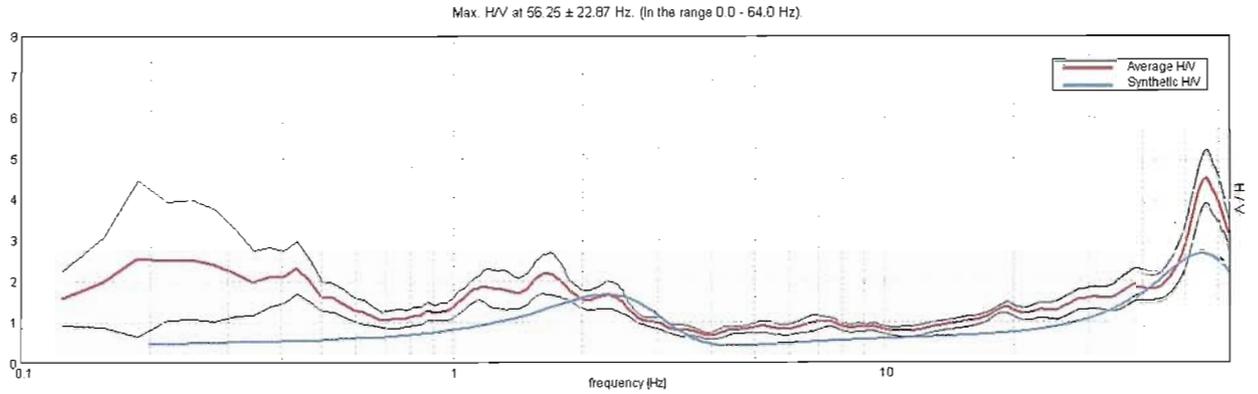


SINGLE COMPONENT SPECTRA



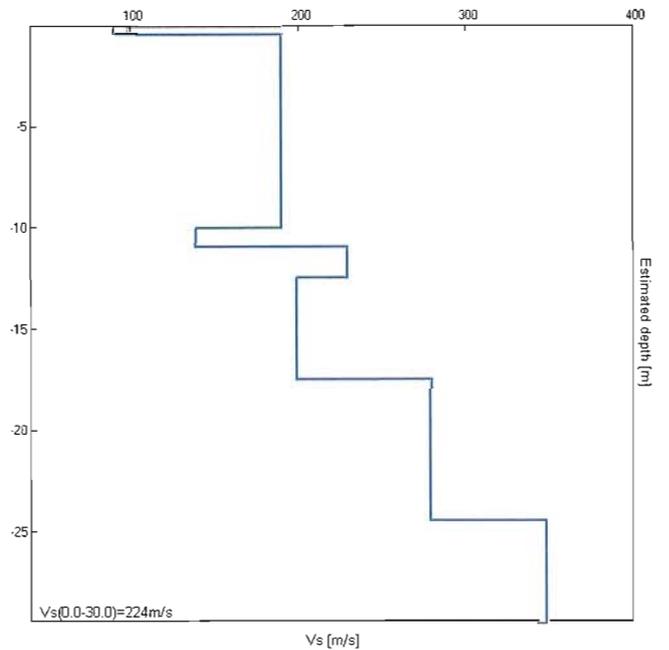
Tramite un processo di inversione dei dati, conoscendo almeno la profondità di una discontinuità, è possibile ricavare la curva sintetica (blu), da cui poi ricavare la Vs30

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.40	0.40	90	0.42
9.90	9.50	190	0.42
10.90	1.00	140	0.42
12.40	1.50	230	0.42
17.40	5.00	200	0.42
24.40	7.00	280	0.42
inf.	inf.	350	0.42

Vs(0.0-30.0)=224m/s



ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA IN BASE ALL'OPCM N.3274 – 20/3/2003 E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI

La nuova normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Tali eventi sismici sono in primo luogo descritti in termini di accelerazione di picco su sottosuolo rigido (PGA), valore proposto in base alla nuova classificazione sismica nazionale, che distribuisce i vari comuni del territorio nazionale in 4 categorie.

Procedendo con le azioni di progetto si passa poi ai cosiddetti "effetti di sito", che modificano l'azione sismica di partenza, in base alla litologia dei depositi attraversati dalle onde sismiche prima di pervenire all'edificio di progetto.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 categorie.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi *NSPT*.

Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	<i>Descrizione del profilo stratigrafico</i>	V_{s30} (m/s)	<i>NSPT</i>	c_u (kPa)
A	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti</i> Con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SP\tau} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)	360 – 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza</i> Con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SP\tau} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti</i> Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SP\tau} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> Con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite nell'area e delle prove sismiche, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

Casadio Mario



Permesso di Costruire con Prescrizione n.28 da attuare a PUA

Via Viola di Martorano

— Dichiarazione di fattibilità geologica e geotecnica —

L'area oggetto della presente interessa le particelle 807, 808, 809, 810, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 833, 835, 836, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 845, 846, 848, 850, 851, 852, 811, 847, 849, 853, 812, 813, 814, 214, 826, 827, 828, 829, 830, 831 del Foglio 79 del Comune di Cesena.

In qualità di progettisti, i sottoscritti Ing. Ermanno Gianessi, Arch. Raffaella Antoniaci e geom. Davide Fabbri (competenze ex R.D. 274/1929) della suddetta area soggetta a Permesso di Costruire con Prescrizione n.28 da attuare a PUA,

DICHIARANO

di aver preso atto che le considerazioni di carattere geologico e geotecnico emerse dalla Relazione Geologica e Geotecnica Redatta dal Dott. Geol. Mario Casadio sono adeguate e sufficienti per la realizzazione delle opere previste dal progetto allegato.

Cesena 26/02/2013

Ing. Ermanno Gianessi

Arch. Raffaella Antoniaci

Geom. Davide Fabbri