

AREA EDILIZIA E SOSTENIBILITA'

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DEI LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DELLA
RESIDENZA UNIVERSITARIA "STUDENTATO 3" PRESSO L'EDIFICIO DENOMINATO
"EX-CROCE ROSSA" - VIA SAN PETRONIO VECCHIO 28/30/32 - BOLOGNA
RESTAURO DELL'EDIFICIO PER LA REALIZZAZIONE DI 40 POSTI ALLOGGIO
L338/2000 - DM 27/2011

Progetto Esecutivo - Lotto II

PROPRIETA' EDIFICIO
UNIVERSITA' DI BOLOGNA

FABBRICATO N.
168

CODICE PROGETTO CUP
J33B13000030001

TICKET N.
12640

DIRIGENTE AREA EDILIZIA E SOSTENIBILITA'
ing. ANDREA BRASCHI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
arch. CRISTINA TARTARI

DIRETTORE DEI LAVORI
geom. DINA UCCELLI

PROFESSIONISTI INCARICATI

PROGETTO ARCHITETTONICO e D.O. ARCHITETTONICA	arch. ANNA VECCHI
PROGETTO IMPIANTI MECCANICI e D.O. Imp. MECCANICI	p.i. ROBERTO RICCI
PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI e D.O. Imp. ELETTRICI	p.i. UBER DEMOLA
PROGETTO ANTINCENDIO	p.i. ROBERTO RICCI
AGGIORNAMENTO PIANO SICUREZZA	geom. DAVIDE MANTOVAN
DISEGNATORE	geom. LEONARDO GADDI

LIVELLO DELLA PROGETTAZIONE: PRELIMINARE ☐ DEFINITIVO ☐ ESECUTIVO ☒ AS-BUILT ☐

OGGETTO TAVOLA

**LOTTO 2 - RELAZIONE
SPECIALISTICA GEOLOGICA**

SCALA

-

DATA

26-02-2018

REV.

DATA

TAVOLA N°

DG07 - RGE0

GEO-PROBE

2011.100/RG

Comune di Bologna

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL
PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA SAN
PETRONIO VECCHIO N. 32, SULLA QUALE È IN
PROGETTO IL RECUPERO CONSERVATIVO DI UN
FABBRICATO AD USO PUBBLICO.

Luglio 2011



STUDIO GEOLOGICO ASSOCIATO

Via Cimarosa, 119 – CASALECCHIO DI RENO (BO) – Telefono (051) 613.51.18

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	8
6. STATO DI FATTO	9
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	10
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	11
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	13
10. MODELLAZIONE SISMICA	15
10.1. Vita nominale	15
10.2. Classi d'uso	15
10.3. Periodo di riferimento	16
10.4. Azione sismica	16
10.5. Categoria di sottosuolo	17
10.6. Condizioni topografiche	18
10.7. Amplificazione stratigrafica	19
10.8. Accelerazione massima al sito	19
10.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	19
11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	21
12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE	24

ALLEGATI:

- *certificati penetrometrie statiche;*
- *diagrammi penetrometrie statiche;*
- *stratigrafia carotaggio continuo;*
- *indagine sismica;*
- *classificazione orientativa dei terreni attraversati*
(Schmertmann, 1978);
- *verifica rischio liquefazione dei terreni.*

* * *

1. PREMESSA

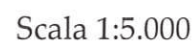
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Università degli Studi di Bologna si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area sulla quale è in progetto il recupero conservativo di un fabbricato ad uso pubblico.

L'area in esame si ubica in via Sa Petronio Vecchio n. 32, in Comune di Bologna (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 221094 – Bologna Sud).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18



GEO-PROBE

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica". O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 - oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame si sviluppa in un settore deposizionale dell'alta Pianura Padana caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; pressoché pianeggiante si ubica ad una quota media di 57,70 m s.l.m. in una zona fortemente antropizzata posta ai piedi delle prime propaggini appenniniche.

Dal punto di vista geo-litologico, l'area ricade in un ambiente deposizionale di facies di conoide caratterizzato dall'alternanza sia in senso verticale che orizzontale di sedimenti alluvionali fini (argille limose e/o argille sabbiose) e grossolani (ghiaie e sabbie ghiaiose), raccordabili alle zone terrazzate di età quaternaria; la litologia principale è caratterizzata da depositi a matrice sabbiosa e ghiaiosa ricoperti da uno spessore variabile di materiali fini.

L'ambiente deposizionale è di tipo fluviale continentale con alvei a canali frequenti mentre in profondità diventa sempre più di pianura alluvionale e costiera.

Lo spessore dei sedimenti transizionali e continentali può raggiungere anche alcune centinaia di metri in corrispondenza delle zone a maggiore deposizione, anche se, nello schema evolutivo della pianura bolognese, gli spessori dei sedimenti non coincidono ovunque in quanto, simultaneamente all'azione sedimentaria dei corsi d'acqua, agiva un'intensa attività tettonica che ha avuto la funzione di controllo e condizionamento della potenzialità deposizionale dei singoli corsi d'acqua.

La naturale idrografia ed idrologia superficiale si è venuta completamente a modificare per la disposizione dei terreni circostanti adibiti ad uso residenziale e di viabilità.

Gli originali fossi di scolo sono stati abbandonati o deviati per necessità legate alle opere di urbanizzazione realizzate.

L'ambiente di conoide prossimale, cui appartiene l'area in esame, può essere classificato come un acquifero multifalda, in considerazione delle modalità deposizionali che vedono l'alternarsi di sedimenti grossolani permeabili e di sedimenti fini impermeabili.

Ai naturali fattori geodinamici che regolano l'esistenza di questi acquiferi complessi, oggi non si può escludere un'interferenza non naturale legata all'antropizzazione che ha determinato sensibili alterazioni dell'equilibrio idrogeologico.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito e un'indagine sismica locale al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione.

4.1 – Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito è consistita nell'esecuzione di n. 3 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT), che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto la profondità di 18,00 m, ed un sondaggio con il metodo del carotaggio continuo della lunghezza di 15,30 m.

I punti di indagine, compatibilmente all'accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati per essere rappresentativi dell'intervento in progetto; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 2.

Il penetrometro statico utilizzato (montato su Unimog Mercedes U400L di proprietà della GEO-PROBE S.r.l.), con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore qc (resistenza alla punta), il valore fs (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, ed il rapporto Rf che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H., 1978*).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Per l'esecuzione dei carotaggio continuo è stata utilizzata una sonda CMV di proprietà della GEO-PROBE S.r.l., montata su autocarro FIAT PC 75 con le seguenti caratteristiche:

- Coppia alla rotazione	600 Kgm
- Velocità di rotazione	500 rpm
- Corsa continua	450 cm
- Spinta testa di rotazione	3000 Kg
- Trazione testa di rotazione	3000 Kg
- Pressione pompe:	
1) a coclea	35 bar
2) a pistoncini	150 bar

- Argano a fune d'acciaio 1500 Kg
- Aste di perforazione con nipples
 - a filetto conico n. 1 x 3000 mm x 60 mm
 - n. 9 x 1500 mm x 60 mm
- Carotieri semplici n. 2 x 1500 mm x 101 mm
- Rivestimento a filettatura tronco conica
 - con scarpa provvista di widia esterni
 - per alesare il foro - sp. 8 mm n. 9 x 1500 x 127
 - n. 2 x 750 x 127
- Scandaglio a filo graduato da 50 m
- Freatimetro BFK graduato della lunghezza di 50 m
- Penetrometro tascabile tipo tubolare SEB (scala 0÷4,5 kg/cm²)
- Scissometro tascabile S75 S76 (scala 0÷2 kg/cm²)

Il foro di sondaggio è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto tipo Norton, fessurati a partire da -3,30 m, allo scopo di evidenziare la presenza di eventuali falde freatiche.

La stratigrafia del carotaggio continuo viene riportata in allegato nell'apposito modulo.

4.2 – Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, è stata eseguita, da parte del Dr. Mirko Sita, un'indagine sismica locale; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA

7

2011.100/RG



- ▼ Penetrometrie statiche
- Carotaggio continuo
- ◆ Indagine sismica

Scala 1: 500

GEO-PROBE

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita consente di verificare la litologia che caratterizza il primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche fisico meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al disotto di un orizzonte di riporto dello spessore variabile da 0,60 m a 1,20 m circa, sono inizialmente presenti delle argille limose e/o viceversa di colore nocciola, di consistenza variabile da plastico dura ($q_c = 1,3 \div 1,9$ MPa; $R_f = 4,1 \div 6,6$ %) a dura ($q_c = 2,0 \div 3,4$ MPa; $R_f = 4,4 \div 5,8$ %), con i valori più bassi prevalenti nella fascia centrale (CPT 2), ed umidità da medio scarsa ad elevata a partire da una profondità media di 6,50 m.

A partire da una profondità variabile mediamente da 7,40 m a 9,00 m, sino a 13,40÷15,20 m circa, si alternano delle argille limose di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,4$ MPa; $R_f = 3,2 \div 6,1$ %) con delle argille limose e/o debolmente sabbiose di consistenza dura ($q_c = 3,7 \div 4,7$ MPa; $R_f = 3,4 \div 5,2$ %).

Sotto si alternano dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastico tenera ($q_c = 0,8 \div 0,9$ MPa; $R_f = 4,5 \div 6,6$ %) a plastica ($q_c = 1,0 \div 1,8$ MPa; $R_f = 2,2 \div 5,4$ %), di umidità elevata.

Infine a partire da una profondità variabile da 15,00 m a 17,80 m circa sono presenti delle sabbie di addensamento medio buono ($q_c = 3,0 \div 6,4$ MPa; $R_f = 1,8 \div 2,0$ %), inglobanti localmente ghiaietto ($q_c = 10,1 \div 12,4$ MPa; $R_f = 0,7 \div 0,9$ %), di umidità elevata.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di delle penetrometrie statiche è stata evidenziata la presenza di acqua a partire da una profondità media di 4,00÷4,30 m (presumibilmente in pressione), mentre nel piezometro posto in opera nel foro di carotaggio la stessa è stata misurata alla profondità di 6,50 m.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre alla stratigrafia del carotaggio continuo, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

6. STATO DI FATTO

Si tratta della restauro conservativo di un edificio ad uso pubblico; di pianta rettangolare, presenta uno sviluppo dato da un piano terreno ed un piano fuori terra, con l'aggiunta in parte del sedime del fabbricato, di un piano interrato con il piano di calpestio attestato ad una profondità variabile mediamente da 3,10 m a 3,95 m dal p.c. attuale.

Del fabbricato non si conosce la tipologia e l'approfondimento del sistema fondale, anche se è presumibile ipotizzare che lo stesso sia di tipo diretto nastriforme.

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,60÷1,20	R	-	-	-	-	-
A	0,60÷1,20	6,00÷6,50	AL/LA	1,6÷3,4	19,1÷19,4	80÷145	0	0
B	6,00÷6,50	7,40÷9,00	AL/LA	1,3÷3,0	9,1÷9,3	65÷133	0	0
C	5,60÷9,00	13,40÷15,20	AL/ALS	2,0÷4,7	9,3÷9,5	100÷188	0	0
D	13,40÷15,20	15,00÷17,80	LAS	0,8÷1,8	9,0÷9,1	40÷90	0	0
E	15,00÷17,80	fine indag.	S/SG	3,0÷12,4	8,5÷8,7	0	30÷34	28÷60

R = terreno di riporto;

AL = argille limose;

LA = limi argillosi;

LAS = limi argillosi e/o sabbiosi;

S/SG = sabbie e sabbie con ghiaie.

8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, vengono definiti i parametri geomeccanici.

Unità geotecnica 0

È costituita da terreni di riporto e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,60÷1,20 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza plastico dura ed umidità da medio scarsa a media, inglobanti orizzonti di consistenza plastica.

L'unità A si evidenzia da 0,60÷1,20 m sino ad una profondità variabile mediamente da 6,00 m a 6,50 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	2,3	19,2	111	0
CPT 2	2,3	19,2	111	0
CPT 3	2,3	19,2	111	0

Unità geotecnica B

È costituita da limi argillosi di consistenza plastica ed umidità elevata sino alla totale saturazione idrica, inglobanti orizzonti plastico duri.

L'unità B si evidenzia da 6,00÷6,50 m sino ad una profondità variabile mediamente da 7,40 m a 9,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	2,1	9,2	104	0
CPT 2	1,5	9,1	75	0
CPT 3	1,5	9,1	75	0

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose e/o sabbiose di consistenza da plastico dura a dura, di umidità presumibilmente elevata.

L'unità C si evidenzia da 5,60÷9,00 m sino ad una profondità variabile mediamente da 13,40 m a 15,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	3,3	9,4	142	0
CPT 2	2,9	9,3	130	0
CPT 3	2,6	9,3	121	0

Unità geotecnica D

È costituita da limi sabbiosi e limi argillosi di consistenza da plastico tenera a plastica, saturi.

L'unità D si evidenzia da 13,40÷15,20 m sino ad una profondità variabile mediamente da 15,00 m a 17,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	1,2	9,1	60	0
CPT 2	1,2	9,1	60	
CPT 3	1,3	9,1	65	

Unità geotecnica E

È costituita da sabbie localmente con ghiaietto di addensamento da medio a medio buono, sature.

L'unità E si evidenzia da 15,0÷17,80 m sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	5,1	8,5	0	30
CPT 2	6,6	8,5	0	31
CPT 3	3,0	18,8	0	30

9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il comune di Bologna (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$ e intensità macrosismica $MCS = 8$.

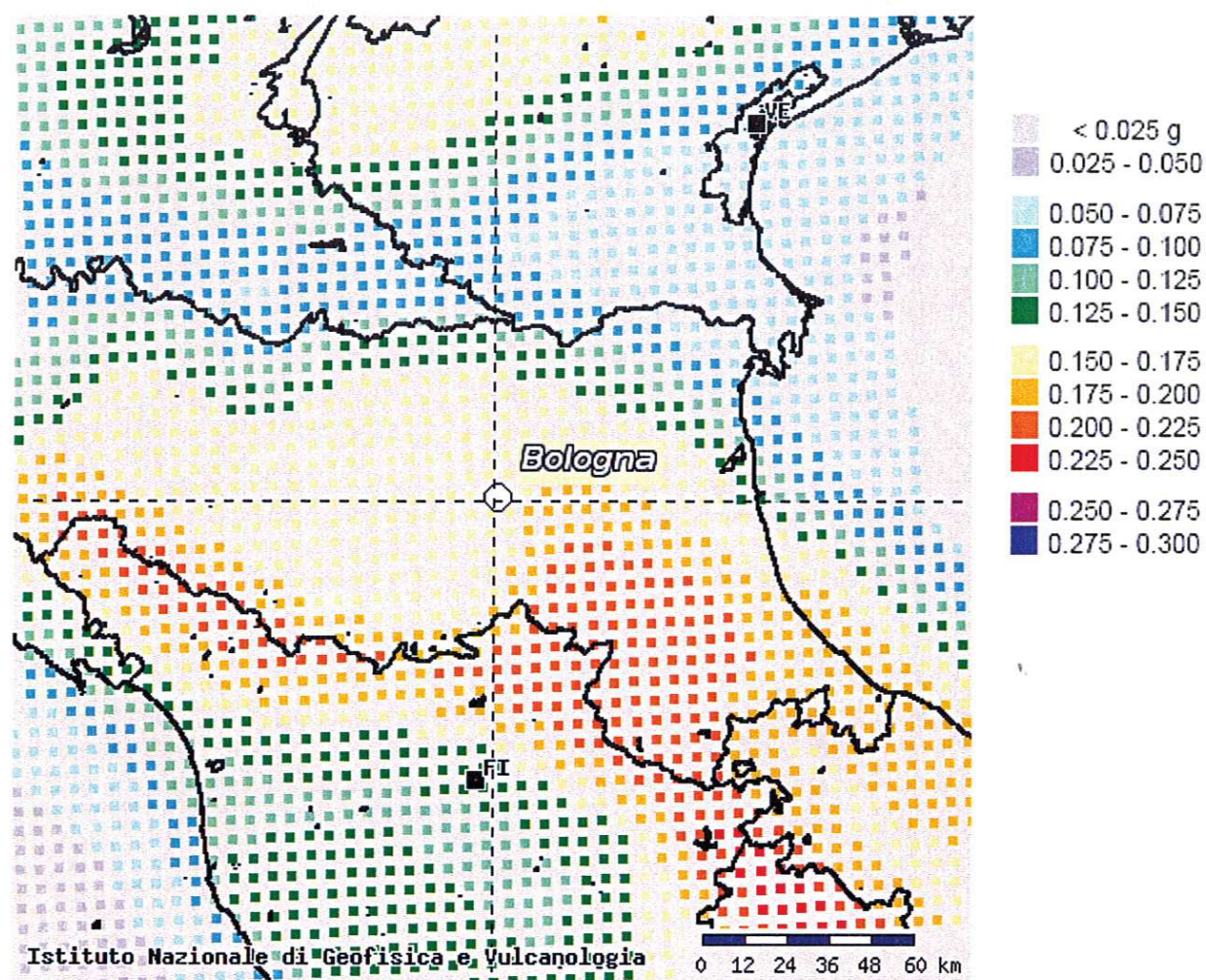
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

$$M = \frac{1,93 + MCS}{1,78} = 6$$

La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



10. MODELLAZIONE SISMICA

10.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_n) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tabella 2.4.I

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

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale $V_n \geq 50$ anni.

10.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A e B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A e B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe III pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,5$.

10.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75$ anni.

10.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

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

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame, considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica di 75 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	45	0,065	2,477	0,269
	SLD	63	75	0,080	2,479	0,278
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,191	2,411	0,313
	SLC	5	1462	0,240	2,441	0,320

10.5. Categoria di sottosuolo

La nuova Normativa per gli effetti locali identifica cinque categorie di sottosuolo (A÷E) suddivisi sulla base dei valori di velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

Categorie di sottosuolo

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

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come si evidenzia dalla relazione sismica allegata, i terreni che interagiscono con le fondazioni di quanto in esame presentano una V_{s30} pari a 234÷235 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine”)*.

10.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
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 $i > 30^\circ$

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica come da tabella seguente:

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE S_t	1	1,2	1,2	1,4

L'area in esame si pone in un settore di versante ad acclività modestissima perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

10.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_0 e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,500	1,620
SLD	1,500	1,601
SLV	1,423	1,540
SLC	1,349	1,529

10.8 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,666 m/sec².

10.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	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

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,065.

Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0325$$

11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

Tale fenomeno riguarda innanzitutto terremoti di magnitudo > 5 , caratterizzati da accelerazioni massime al sito $a_{\max} > 0,10 g$ e di durata prolungata (> 15 sec) e i sedimenti granulari (incoerenti), non consolidati, saturi, con densità relativa inferiore al 40 % e a granulometria uniforme e medio piccola, come ad esempio limi e sabbie fini di origine deltizia, fluviale e marina di età recente e i terreni di riporto.

Il fenomeno non appare probabile in terreni con valori superiori della densità relativa, e soprattutto quando le sabbie includono ghiaie o ciottoli. In questo ultimo caso se il deposito ghiaioso è compreso tra terreni poco permeabili, indipendentemente dalla sua capacità drenante, può essere soggetto al fenomeno della liquefazione.

Nei terreni a grana fine (limi ed argilla), sebbene caratterizzati da bassi valori della permeabilità, la possibilità che si possa verificare il fenomeno è molto ridotta o addirittura nulla, grazie all'influenza determinante dei legami interparticellari, ovvero della coesione.

Secondo l'Eurocodice 8 la liquefazione può verificarsi in terreni di fondazione composti da estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo - argillosa e falda al piano campagna.

Il rischio di liquefazione è espresso attraverso il rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR). Se il rapporto (F_s) è maggiore di 1 il terreno è non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario.

Lo sforzo ciclico normalizzato può essere valutato nell'ipotesi di mezzo perfettamente rigido, in cui si propagano solo onde di taglio, con la seguente espressione semplificata che tiene conto del mezzo deformabile:

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0,65 \times a_{\max s} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

dove:

τ_{hm} = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

a_{max} = accelerazione massima al sito;

σ_z e σ'_z = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità z dal p.c.;

r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c. valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0,00765z$ per $z < 9,15$ m

$r_d = 1,174 - 0,0267z$ per $9,15 < z < 23$ m

$r_d = 0,774 - 0,008z$ per $23 < z < 30$ m

$r_d = 0,5$ per $z > 30$ m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma ricavabile con le seguenti relazioni:

$MSF = (M/7,5)^{-3,3}$ per $M \leq 7,5$ (Idriss 1990)

$MSF = (10^{2,24}) / (M^{2,56})$ per $M > 7,5$ (Andrus e Stokoe 1997)

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) può essere valutata mediante il metodo di Robertson e Wride (1998) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica.

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0,83 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \rightarrow (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \rightarrow 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

dove:

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

è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente (determinata mediante la procedura di Robertson e Wride 1998) e K_c è un fattore di correzione funzione dell'indice del tipo di terreno I_c così definito:

I_c	% fine	K_c
$\geq 2,6$	alto (limi/argille)	Non liquefacibile
$\leq 1,64$	basso	$K_c = 1$
$1,64 < I_c < 2,6$	medio	$K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) applicate alla CPT 1 è emerso che in tutto l'intervallo indagato il fattore di sicurezza FS è maggiore di 1.

Il rischio di liquefazione, deve inoltre essere valutato in termini quantitativi mediante un indice rappresentativo del rischio di liquefazione e applicabile ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza.

Iwasaki et al., (1978) hanno introdotto il parametro "Indice del potenziale di Liquefazione PL", esplicabile mediante le seguenti relazioni:

$$P_L = \int_0^{z_{crit}} FS(z) \times w(z) \cdot dz$$

$$FS(z) = \begin{cases} 1 - FS(z) \rightarrow FS \leq 1.0 \\ 0 \rightarrow FS > 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0,5 \times z$$

dove:

z = profondità dal piano campagna;

z_{crit} = profondità critica pari a 20 m;

FS = Fattore di Sicurezza.

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

Valore PL	Rischio di liquefazione
PL = 0	Molto basso
0 < PL ≤ 5	Basso
5 < PL ≤ 15	Alto
PL ≥ 15	Molto alto

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione pari a PL = 0,0 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Molto Basso".

Uno schema della verifica eseguita viene riportato in allegato.

12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il “Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” e verificando la relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

z_γ, z_c, z_q = fattori correzione sismico inerziale;

rg = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles);

γR = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Per il fabbricato in esame si prendono in esame sistemi fondali diretti nastriformi attestati, rispetto al p.c. attuale, ad una profondità di 1,00÷1,20 m e 4,00÷4,60 m nella porzione dove è presente l'interrato, pertanto i terreni che interagiscono con le fondazioni sono rappresentati dalle argille limose appartenenti alla unità geotecnica A.

In presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (φ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{q_{cm} - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

q_{cm} = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto della forma e dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno $\beta = 0$, si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c + q) \cdot rg / \gamma R$$

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$ = fattore capacità portante;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

s_c = fattore di forma della fondazione; pari a $1 + 0,2 \cdot (B/L)$;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione; dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

rg = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles), pari a $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$; per valori di $B < 2$ m, lo stesso si assume unitario.

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo z_c ottenuto dalla formula:

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

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di k_h pari a 0,065 si ottiene un valore di z_c pari a 0,979.

Il valore γ_R (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

- Fondazione diretta nastriforme attestata a 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale

$D = 1,00$ m; $B < 2,00$ m

$\gamma = 19,1$ kN/mc;

$z_c = 0,979$;

$sc = 1,0$;

$rg = 1,0$;

- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)

CPT N	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	γ_R	R_d (kPa)
1	76	54,2	1,8	162
2	98	70,0	1,8	206
3	90	64,2	1,8	190

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

CPT N	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	γ_R	R_d (kPa)
1	76	76,0	2,3	174
2	98	98,0	2,3	222
3	90	90,0	2,3	205

- Fondazione diretta nastriforme attestata a 3,60÷4,00 m dal p.c. attuale $D = 1,00 \text{ m}; B < 2,00 \text{ m}$ $\gamma = 19,2 \text{ kN/mc};$ $z_c = 0,979;$ $sc = 1,0;$ $rg = 1,0;$ **- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

CPT N	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	γ_R	R _d (kPa)
1	96	68,5	1,8	202
2	73	52,1	1,8	156
3	97	69,2	1,8	204

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

CPT N	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	γ_R	R _d (kPa)
1	96	96,0	2,3	218
2	73	73,0	2,3	168
3	97	97,0	2,3	220

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione $E_d < R_d$ per entrambi gli approcci considerati.

Casalecchio di Reno, 25 Luglio 2011



ALLEGATI

Indagine geognostica

Committente: Università degli Studi di Bologna
 Località: Bologna
 Cantiere: via San Petronio Vecchio
 n° prova: 1
 Profondità falda: 4.30 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **11.0697 /RSP**

Data prova: 19/07/2011
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2011.139
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
168		16,47	117,72	140	0,71	
40	58	3,92	39,24	100	1,00	
22	28	2,16	104,64	21	4,85	
24	40	2,35	124,26	19	5,28	
19	38	1,86	117,72	16	6,32	1,0 m
17	35	1,67	91,56	18	5,49	
14	28	1,37	78,48	17	5,72	
18	30	1,76	111,18	16	6,30	
24	41	2,35	124,26	19	5,28	
24	43	2,35	150,42	16	6,39	2,0 m
29	52	2,84	143,88	20	5,06	
30	52	2,94	156,96	19	5,34	
35	59	3,43	170,04	20	4,96	
27	53	2,65	124,26	21	4,69	
23	42	2,25	117,72	19	5,22	3,0 m
21	39	2,06	111,18	19	5,40	
21	38	2,06	117,72	17	5,72	
22	40	2,16	104,64	21	4,85	
24	40	2,35	117,72	20	5,00	
24	42	2,35	124,26	19	5,28	4,0 m
22	41	2,16	111,18	19	5,15	
20	37	1,96	111,18	18	5,67	
19	36	1,86	91,56	20	4,92	
21	35	2,06	111,18	19	5,40	
24	41	2,35	91,56	26	3,89	5,0 m
23	37	2,25	91,56	25	4,06	
22	36	2,16	91,56	24	4,25	
17	31	1,67	98,10	17	5,89	
23	38	2,25	130,80	17	5,80	
31	51	3,04	156,96	19	5,16	6,0 m
32	56	3,14	163,50	19	5,21	
27	52	2,65	143,88	18	5,44	
22	44	2,16	124,26	17	5,76	
26	45	2,55	111,18	23	4,36	
35	52	3,43	176,58	19	5,15	7,0 m
37	64	3,63	183,12	20	5,05	
39	67	3,82	170,04	22	4,45	
43	69	4,22	117,72	36	2,79	
40	58	3,92	104,64	37	2,67	
29	45	2,84	85,02	33	2,99	8,0 m
22	35	2,16	98,10	22	4,55	
25	40	2,45	117,72	21	4,80	
26	44	2,55	137,34	19	5,39	
29	50	2,84	150,42	19	5,29	
31	54	3,04	137,34	22	4,52	9,0 m
43	64	4,22	156,96	27	3,72	
49	73	4,80	189,66	25	3,95	
38	67	3,73	143,88	26	3,86	
31	53	3,04	117,72	26	3,87	
40	58	3,92	137,34	29	3,50	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **11.0697 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
45	66	4,41	170,04	26	3,85	
48	74	4,71	163,50	29	3,47	
46	71	4,51	163,50	28	3,63	
37	62	3,63	163,50	22	4,51	
38	63	3,73	143,88	26	3,86	11,0 m
28	50	2,75	98,10	28	3,57	
25	40	2,45	78,48	31	3,20	
26	38	2,55	98,10	26	3,85	
33	48	3,24	117,72	27	3,64	
31	49	3,04	117,72	26	3,87	12,0 m
37	55	3,63	111,18	33	3,06	
38	55	3,73	124,26	30	3,34	
35	54	3,43	150,42	23	4,38	
34	57	3,33	170,04	20	5,10	
37	63	3,63	170,04	21	4,69	13,0 m
33	59	3,24	176,58	18	5,46	
28	55	2,75	130,80	21	4,76	
30	50	2,94	117,72	25	4,00	
28	46	2,75	117,72	23	4,29	
27	45	2,65	104,64	25	3,95	14,0 m
25	41	2,45	111,18	22	4,54	
19	36	1,86	78,48	24	4,21	
20	32	1,96	78,48	25	4,00	
16	28	1,57	85,02	18	5,42	
13	26	1,27	58,86	22	4,62	15,0 m
11	20	1,08	45,78	24	4,25	
9	16	0,88	45,78	19	5,19	
8	15	0,78	52,32	15	6,67	
10	18	0,98	65,40	15	6,67	
11	21	1,08	71,94	15	6,67	16,0 m
20	31	1,96	124,26	16	6,34	
25	44	2,45	130,80	19	5,34	
31	51	3,04	170,04	18	5,59	
55	81	5,39	104,64	52	1,94	
56	72	5,49	104,64	52	1,91	17,0 m
48	64	4,71	91,56	51	1,95	
50	64	4,90	104,64	47	2,13	
49	65	4,80	91,56	52	1,91	
60	74	5,88	111,18	53	1,89	
66	83	6,47				18,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Committente: Università degli Studi di Bologna
 Località : Bologna
 Cantiere : via San Petronio Vecchio
 n° prova : 2
 Profondità falda : 4.00 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **11.0698 /RSP**

Data prova: 19/07/2011
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2011.139
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
215		21,08	130,80	161	0,62	
7	27	0,69	45,78	15	6,67	
19	26	1,86	52,32	36	2,81	
306	314	30,00	163,50	183	0,55	
112	137	10,98	85,02	129	0,77	1,0 m
53	66	5,20	78,48	66	1,51	
18	30	1,76	111,18	16	6,30	
24	41	2,35	104,64	22	4,45	
22	38	2,16	111,18	19	5,15	
27	44	2,65	130,80	20	4,94	2,0 m
33	53	3,24	176,58	18	5,46	
32	59	3,14	156,96	20	5,00	
39	63	3,82	170,04	22	4,45	
25	51	2,45	124,26	20	5,07	
28	47	2,75	117,72	23	4,29	3,0 m
26	44	2,55	137,34	19	5,39	
24	45	2,35	137,34	17	5,84	
20	41	1,96	111,18	18	5,67	
18	35	1,76	104,64	17	5,93	
18	34	1,76	98,10	18	5,56	4,0 m
17	32	1,67	104,64	16	6,28	
19	35	1,86	98,10	19	5,27	
16	31	1,57	71,94	22	4,59	
13	24	1,27	85,02	15	6,67	
17	30	1,67	85,02	20	5,10	5,0 m
18	31	1,76	111,18	16	6,30	
21	38	2,06	117,72	17	5,72	
17	35	1,67	85,02	20	5,10	
23	36	2,25	124,26	18	5,51	
31	50	3,04	98,10	31	3,23	6,0 m
32	47	3,14	111,18	28	3,54	
24	41	2,35	65,40	36	2,78	
19	29	1,86	124,26	15	6,67	
19	38	1,86	104,64	18	5,62	
15	31	1,47	85,02	17	5,78	7,0 m
13	26	1,27	65,40	19	5,13	
14	24	1,37	91,56	15	6,67	
13	27	1,27	78,48	16	6,16	
13	25	1,27	85,02	15	6,67	
14	27	1,37	91,56	15	6,67	8,0 m
13	27	1,27	58,86	22	4,62	
14	23	1,37	65,40	21	4,76	
12	22	1,18	71,94	16	6,11	
15	26	1,47	71,94	20	4,89	
19	30	1,86	104,64	18	5,62	9,0 m
22	38	2,16	91,56	24	4,25	
21	35	2,06	117,72	17	5,72	
25	43	2,45	130,80	19	5,34	
39	59	3,82	183,12	21	4,79	
41	69	4,02	209,28	19	5,21	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **11.0698 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
33	65	3,24	163,50	20	5,05	
31	56	3,04	170,04	18	5,59	
39	65	3,82	202,74	19	5,30	
46	77	4,51	117,72	38	2,61	
37	55	3,63	170,04	21	4,69	11,0 m
38	64	3,73	196,20	19	5,27	
34	64	3,33	222,36	15	6,67	
26	60	2,55	156,96	16	6,16	
23	47	2,25	124,26	18	5,51	
27	46	2,65	137,34	19	5,19	12,0 m
23	44	2,25	111,18	20	4,93	
24	41	2,35	111,18	21	4,73	
31	48	3,04	156,96	19	5,16	
25	49	2,45	124,26	20	5,07	
23	42	2,25	124,26	18	5,51	13,0 m
28	47	2,75	163,50	17	5,96	
22	47	2,16	143,88	15	6,67	
17	39	1,67	71,94	23	4,32	
11	22	1,08	45,78	24	4,25	
10	17	0,98	39,24	25	4,00	14,0 m
12	18	1,18	52,32	22	4,45	
9	17	0,88	39,24	22	4,45	
10	16	0,98	52,32	19	5,34	
14	22	1,37	45,78	30	3,34	
12	19	1,18	52,32	22	4,45	15,0 m
18	26	1,76	32,70	54	1,85	
44	49	4,31	52,32	82	1,21	
108	116	10,59	85,02	125	0,80	
127	140	12,45	98,10	127	0,79	
119	134	11,67	98,10	119	0,84	16,0 m
103	118	10,10	98,10	103	0,97	
23	38	2,25	117,72	19	5,22	
22	40	2,16	111,18	19	5,15	
20	37	1,96	130,80	15	6,67	
30	50	2,94	98,10	30	3,34	17,0 m
21	36	2,06	78,48	26	3,81	
112	124	10,98	104,64	105	0,95	
61	77	5,98	117,72	51	1,97	
76	94	7,45	130,80	57	1,76	
48	68	4,71				18,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Università degli Studi di Bologna
 Località : Bologna
 Cantiere : via San Petronio Vecchio
 n° prova : 3
 Profondità falda : foro chiuso a 2.80 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **11.0699 /RSP**

Data prova: 19/07/2011
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2011.139
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
148		14,51	78,48	185	0,54	
72	84	7,06	71,94	98	1,02	
21	32	2,06	117,72	17	5,72	
22	40	2,16	111,18	19	5,15	
79	96	7,75	71,94	108	0,93	1,0 m
62	73	6,08	85,02	71	1,40	
35	48	3,43	65,40	52	1,91	
32	42	3,14	58,86	53	1,88	
17	26	1,67	65,40	25	3,92	
17	27	1,67	85,02	20	5,10	2,0 m
21	34	2,06	78,48	26	3,81	
26	38	2,55	91,56	28	3,59	
26	40	2,55	104,64	24	4,11	
24	40	2,35	71,94	33	3,06	
20	31	1,96	78,48	25	4,00	3,0 m
24	36	2,35	98,10	24	4,17	
22	37	2,16	78,48	27	3,64	
21	33	2,06	91,56	22	4,45	
20	34	1,96	85,02	23	4,34	
22	35	2,16	71,94	30	3,34	4,0 m
20	31	1,96	65,40	30	3,34	
20	30	1,96	65,40	30	3,34	
20	30	1,96	52,32	37	2,67	
20	28	1,96	58,86	33	3,00	
21	30	2,06	71,94	29	3,49	5,0 m
21	32	2,06	98,10	21	4,76	
27	42	2,65	104,64	25	3,95	
30	46	2,94	98,10	30	3,34	
32	47	3,14	104,64	30	3,34	
26	42	2,55	85,02	30	3,34	6,0 m
17	30	1,67	91,56	18	5,49	
16	30	1,57	98,10	16	6,25	
16	31	1,57	91,56	17	5,84	
15	29	1,47	85,02	17	5,78	
17	30	1,67	85,02	20	5,10	7,0 m
18	31	1,76	91,56	19	5,19	
18	32	1,76	85,02	21	4,82	
16	29	1,57	65,40	24	4,17	
13	23	1,27	71,94	18	5,64	
14	25	1,37	71,94	19	5,24	8,0 m
13	24	1,27	65,40	19	5,13	
13	23	1,27	71,94	18	5,64	
15	26	1,47	78,48	19	5,34	
21	33	2,06	111,18	19	5,40	
21	38	2,06	111,18	19	5,40	9,0 m
28	45	2,75	163,50	17	5,96	
31	56	3,04	202,74	15	6,67	
36	67	3,53	156,96	22	4,45	
32	56	3,14	111,18	28	3,54	
27	44	2,65	104,64	25	3,95	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **11.0699 /RSP**

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
28	44	2,75	104,64	26	3,81	
28	44	2,75	111,18	25	4,05	
30	47	2,94	130,80	22	4,45	
31	51	3,04	130,80	23	4,30	
27	47	2,65	130,80	20	4,94	11,0 m
26	46	2,55	143,88	18	5,64	
25	47	2,45	137,34	18	5,60	
30	51	2,94	143,88	20	4,89	
35	57	3,43	150,42	23	4,38	
33	56	3,24	130,80	25	4,04	12,0 m
28	48	2,75	143,88	19	5,24	
24	46	2,35	104,64	22	4,45	
23	39	2,25	111,18	20	4,93	
23	40	2,25	124,26	18	5,51	
24	43	2,35	156,96	15	6,67	13,0 m
29	53	2,84	156,96	18	5,52	
30	54	2,94	124,26	24	4,22	
28	47	2,75	124,26	22	4,53	
27	46	2,65	117,72	22	4,45	
30	48	2,94	104,64	28	3,56	14,0 m
24	40	2,35	98,10	24	4,17	
21	36	2,06	111,18	19	5,40	
22	39	2,16	124,26	17	5,76	
23	42	2,25	130,80	17	5,80	
25	45	2,45	98,10	25	4,00	15,0 m
21	36	2,06	71,94	29	3,49	
17	28	1,67	52,32	32	3,14	
15	23	1,47	45,78	32	3,11	
18	25	1,76	39,24	45	2,22	
17	23	1,67	39,24	42	2,35	16,0 m
18	24	1,76	45,78	39	2,59	
14	21	1,37	32,70	42	2,38	
10	15	0,98	32,70	30	3,34	
8	13	0,78	32,70	24	4,17	
10	15	0,98	32,70	30	3,34	17,0 m
8	13	0,78	52,32	15	6,67	
16	24	1,57	85,02	18	5,42	
19	32	1,86	124,26	15	6,67	
21	40	2,06	58,86	35	2,86	
30	39	2,94				18,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 1**Rapporto di Prova N°: **11.0697 /RSP**

Committente :

Università degli Studi di Bologna

Località :

Bologna

via San Petronio Vecchio

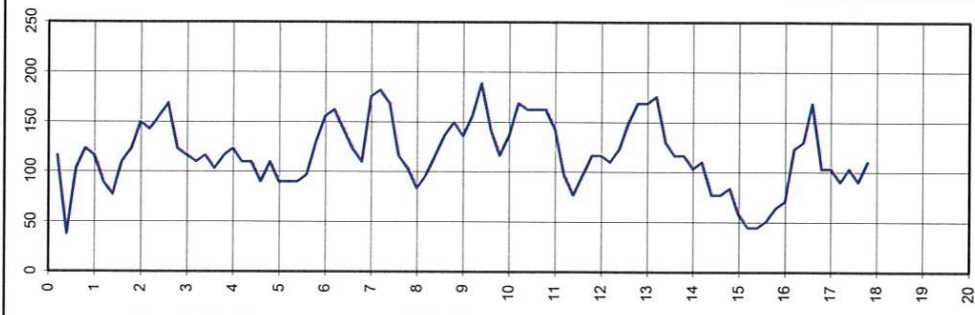
Attrezzatura :

Penetrometro da 200 kN

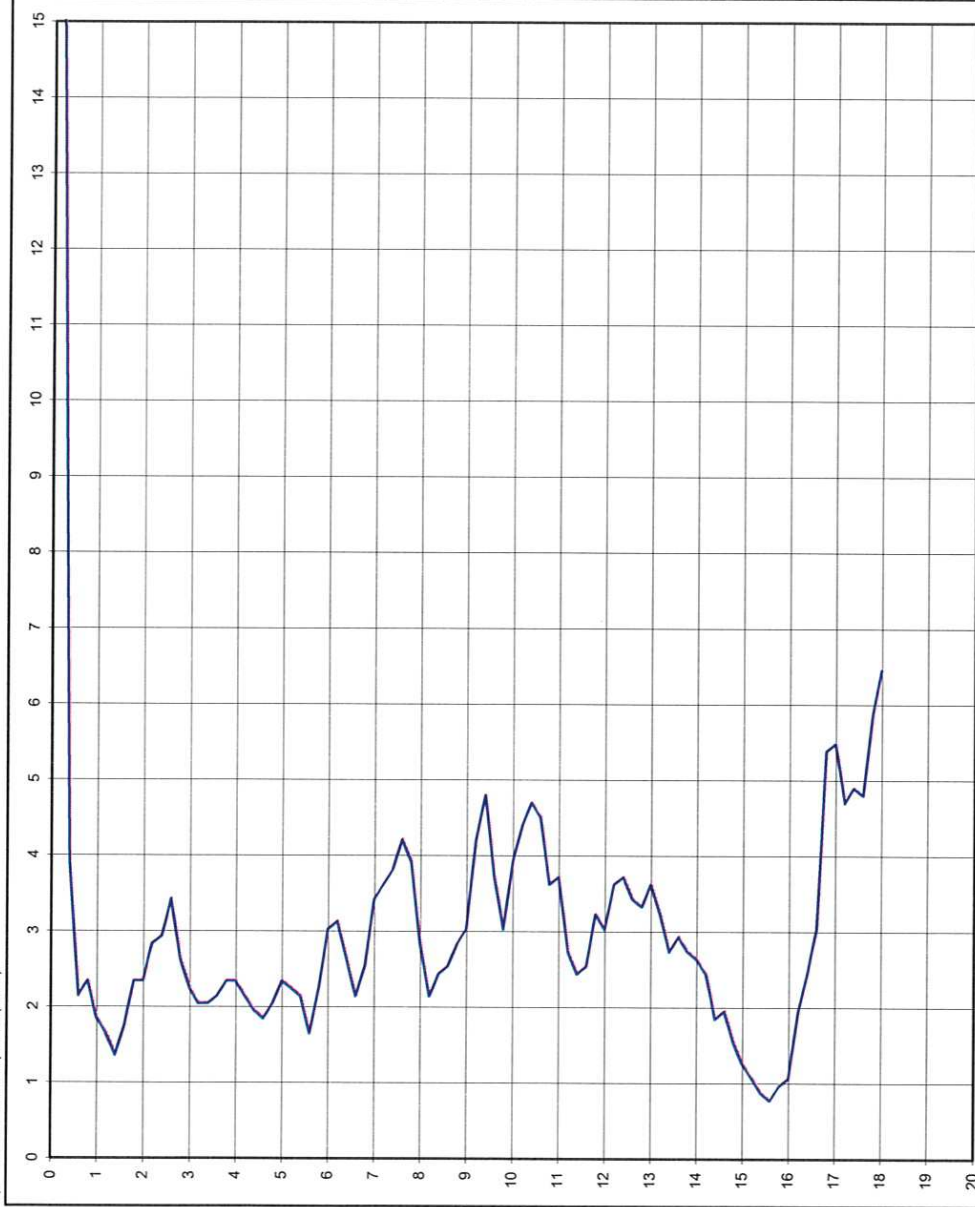
Data prova : 19/07/2011

Codice lavoro: 2011.139

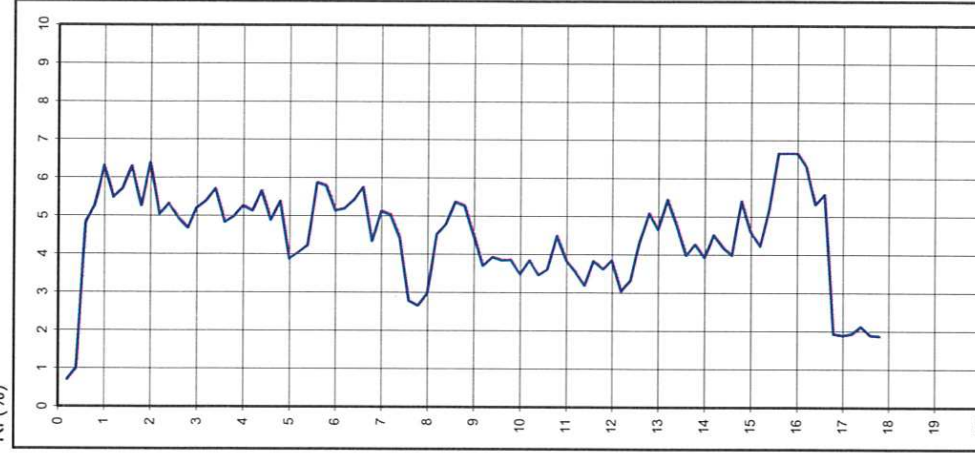
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.30 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 2****Rapporto di Prova N°:****11.0698 /RSP**

Committente :

Università degli Studi di Bologna

Località :

Bologna

via San Petronio Vecchio

Attrezzatura :

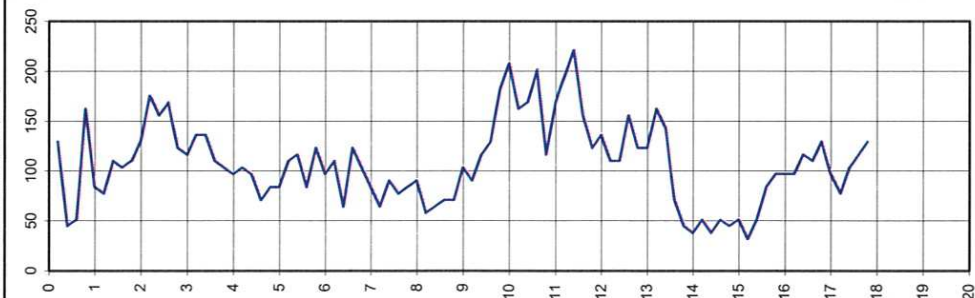
Penetrometro da 200 kN

Quota: ---

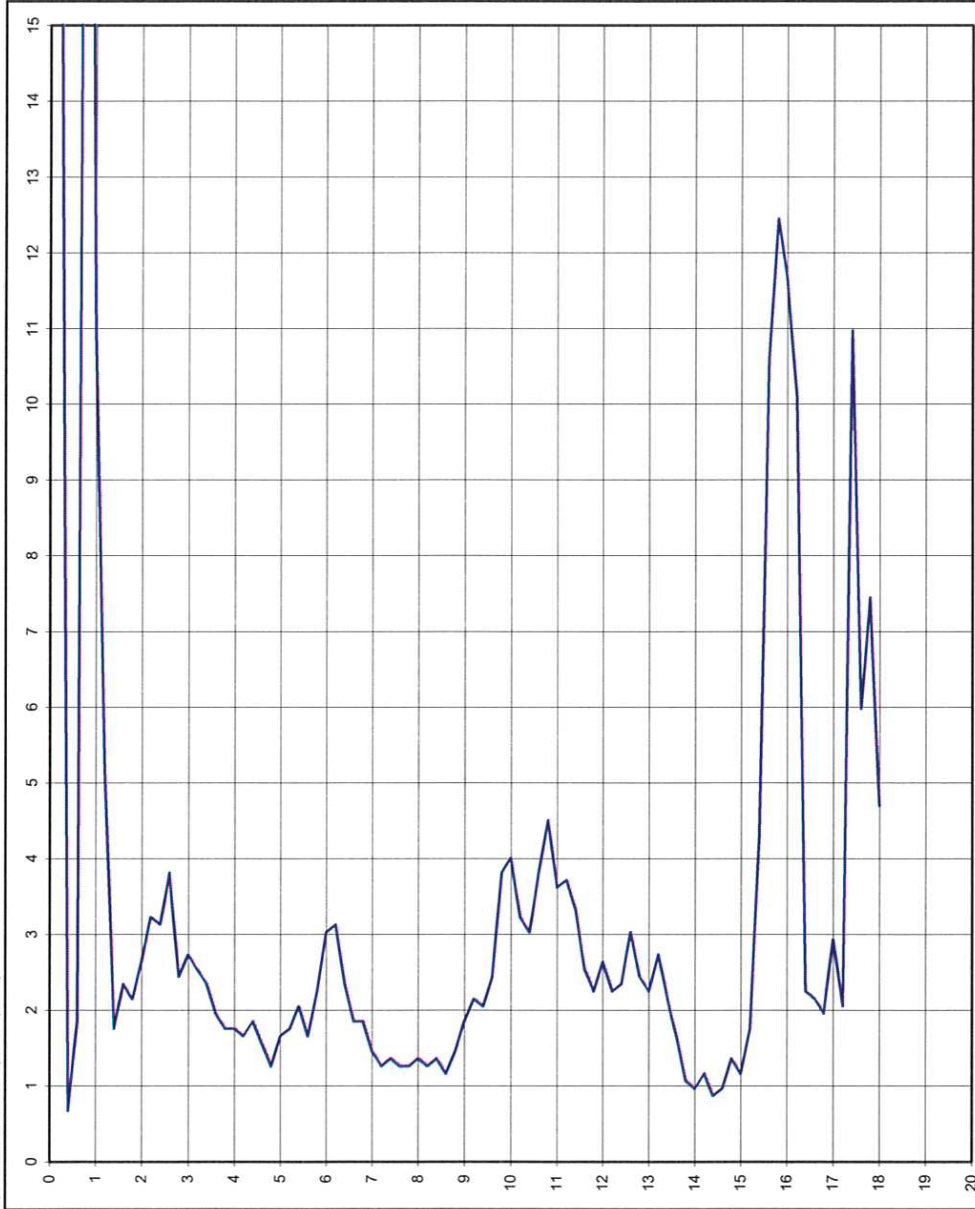
Data prova : 19/07/2011

Codice lavoro: 2011.139

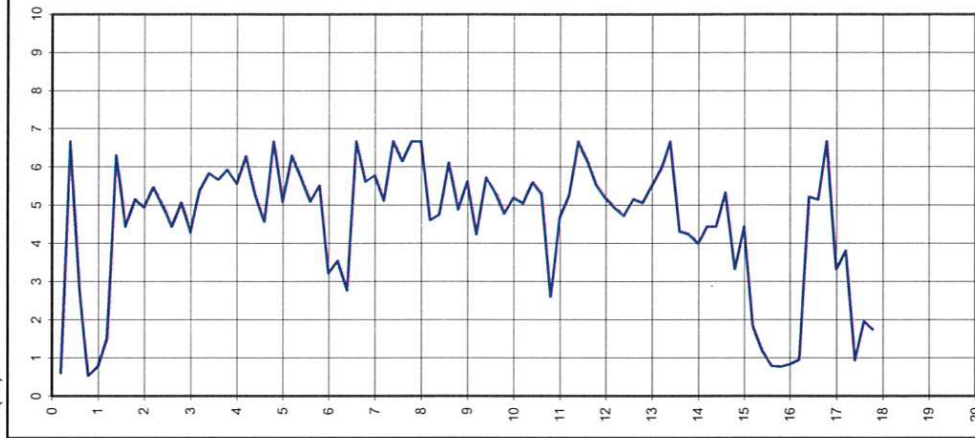
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 4.00 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	19/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 3****Rapporto di Prova N°: 11.0699 /RSP**

Committente :

Università degli Studi di Bologna

Località :

Bologna
via San Petronio Vecchio

Attrezzatura :

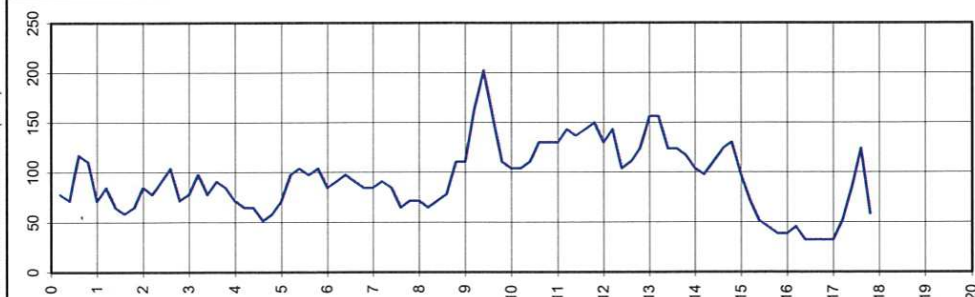
Penetrometro da 200 kN

Quota: ---

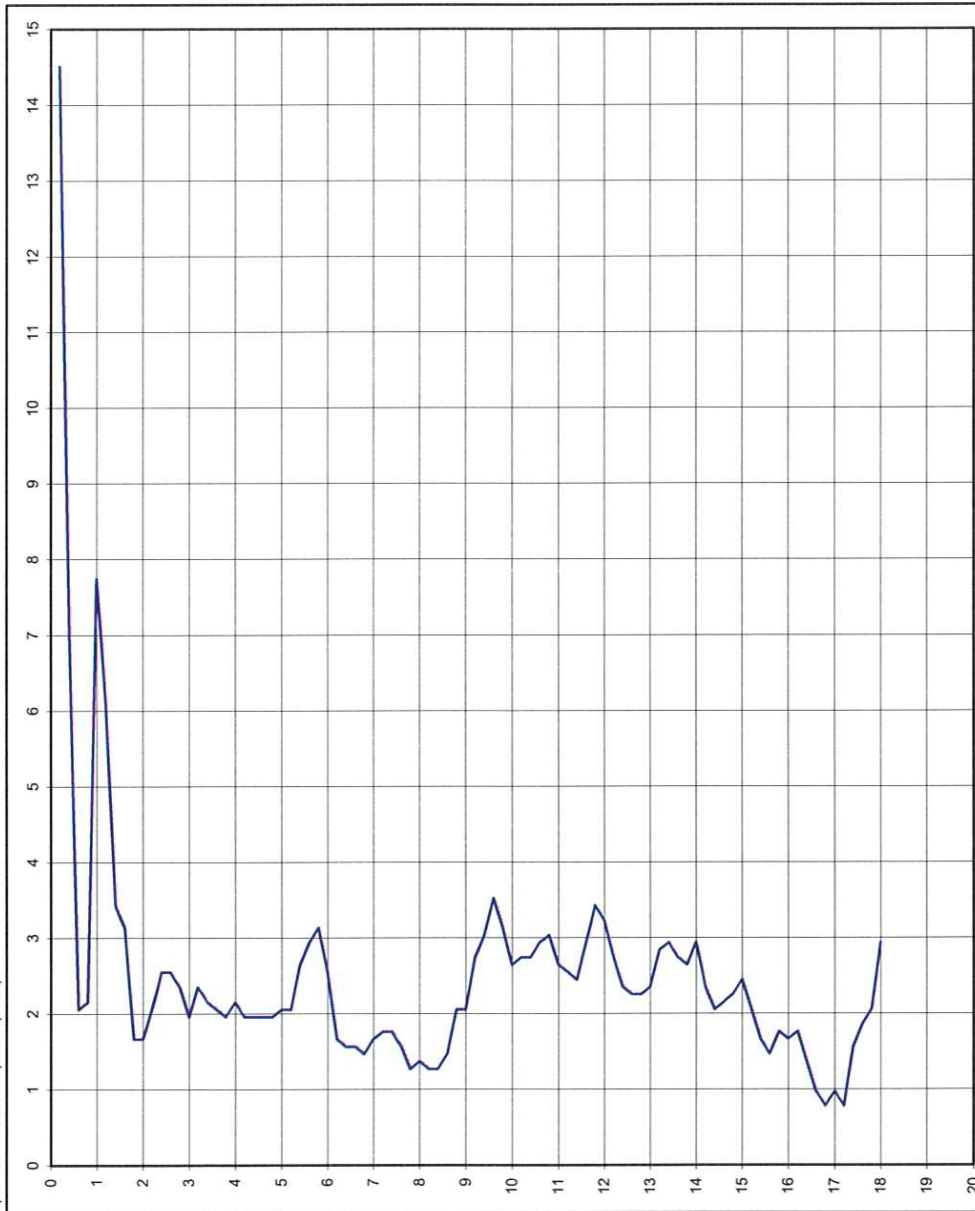
Data prova : 19/07/2011

Codice lavoro: 2011.139

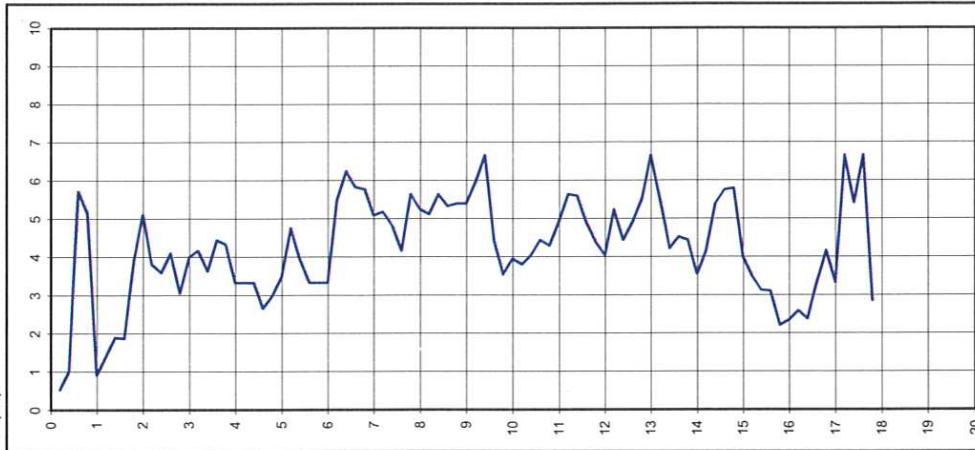
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)

Livello acqua da p.c.:
foro chiusc

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	19/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimadrosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: Università degli Studi di Bologna		Quota: ---		Rap. Pr. N°11.0700/RSP	
		Località: Bologna		Profondità: 15.30 m		Codice Lavoro 2011.139	
		Cantiere: via San Petronio Vecchio		Data Inizio: 19/07/2011		SONDAGGIO 1 FOGLIO 1/1	
		Perforazione: Carotaggio Continuo diam. 101		Data Fine: 19/07/2011			
Attrezzatura: Sonda CMV		Il geologo: Dr. Conti					
Procedura di Prova IO_001	Rapporto di Prova N° 11.0700/RSP	Rev. 0	Data di emissione 19/07/2011	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50	Manovra Lunghezza canoliere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]	Falda	Piezometro Norton	Note
	0.50 1.50		0.20		Asfalto e rilevato.	20 40 60 80										
1	1.00 1.50		1.20		Detrito con ciottoli e laterizi in scarsa matrice limo sabbiosa; terreno ad umidità medio scarsa.						1	2.8 - 1.4				
2	1.20 1.50				Argilla limosa di colore da nocciola a nerastro, abbondanti concrezioni calcaree; terreno ad umidità da medio scarsa a elevata dalla profondità di 6.50 m.						2	2.6 - 1.3				
3	1.20 1.50										3	2.8 - 1.4				
4	1.20 1.50										4	2.0 - 1.1				
5	1.10 1.50										5	2.4 - 1.2				
6	1.20 1.50										6	2.3 - 1.2				
7	1.30 1.50										7	2.0 - 1.5				
8	1.20 1.50										8	2.1 - 1.0				
9	1.10 1.50										9	2.4 - 1.2				
10	1.20 1.50										10	2.0 - 1.0				
11	1.20 1.50										11	1.8 - 0.9				
12	1.20 1.50										12	1.5 - 0.8				
13	1.20 1.50										13	1.2 - 0.6				
14	1.00 1.50										14	1.7 - 0.9				
15	0.90 1.50										15	2.6 - 1.3				
16											16	3.0 - 1.5				
17											17	2.6 - 1.3				
18											18	2.4 - 1.3				
19											19	1.6 - 0.8				
20											20	1.6 - 0.8				

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio

DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O	ORA F.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O
19/07/11	10:00			13:30	15.30 m	07.50 m

posto in opera pozzetto di cemento carrabile

Indagine sismica

Comune di Bologna

RELAZIONE GEOFISICA

Committente: Geo-Probe S.r.l.

Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la valutazione del parametro V_{S30} in un'area situata in Via San Petronio Vecchio n°32 a Bologna

Luglio 2011

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051.757378 Cell. 349.4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	3
3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	4
3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	4
3.2 ACQUISIZIONE DATI.....	6
3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....	7
3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO V_{S30} E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE	9
4. CONCLUSIONI.....	10

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta Geo-Probe S.r.l. è stata redatta la presente relazione riportante i risultati ottenuti da una registrazione del rumore sismico ambientale di fondo (microtremore) effettuata dallo scrivente in data 19 Luglio 2011 in un'area situata in Via San Petronio Vecchio n°32 a Bologna.

Lo scopo dell'indagine, su richiesta della stessa Geo-Probe S.r.l., è consistito nella determinazione del parametro V_{S30} al fine di classificare il suolo di fondazione del sito in accordo con la normativa vigente:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (14/01/2008): *Norme tecniche per le costruzioni* (G.U. n. 29 del 04/02/2008) – Suppl. Ordinario n° 30

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *Bologna Sud* n° 221094 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

L'ubicazione del punto di registrazione è indicata in Tavola 1 di seguito riportata.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201



TAVOLA 1: Estratto dalla Carta Tecnica Regionale, Elemento *Bologna Sud* n° 221094
 Scala 1:5.000

Geologo Mirko Sita
 Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE

Il rumore sismico ambientale è conosciuto anche con il termine *microtremore*, dato che si manifesta con oscillazioni decisamente di piccola ampiezza (1~10 μm) e nettamente inferiori rispetto a quelle presenti nel campo prossimo all'epicentro di un terremoto. È costituito in piccola parte da onde di volume (P o S) e per lo più da onde superficiali (in particolare onde di Rayleigh) prodotte da interferenza delle prime e con velocità prossime alle onde S.

La sua permanente presenza sull'intera superficie terrestre è dovuta a:

- fenomeni atmosferici (in particolare al moto delle onde oceaniche e del vento);
- attività antropica (come industrie e traffico);
- attività dinamica terrestre.

L'acquisizione dei microtremori viene effettuata con strumenti a metodologia passiva, in quanto agiscono direttamente come sorgente di eccitazione e non richiedono pertanto l'utilizzo di battute o esplosioni classiche della sismica attiva.

La tecnica maggiormente sfruttata per lo studio dei microtremori è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale e conosciuta come HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). È infatti un'opinione accettata in letteratura che le singole componenti del rumore ambientale possono presentare ampie variazioni in funzione dei disturbi naturali ed antropici, mentre il rapporto delle componenti orizzontali e della componente verticale tende a rimanere costante conservando così il picco della frequenza di risonanza fondamentale.

Lo sviluppo di questa metodologia ha visto come massimo fautore Nakamura (1989), il quale si è basato su tre assunzioni fondamentali:

1. Considerare l'origine dei microtremori solo da sorgenti superficiali e trascurare le sorgenti profonde.
2. Considerare l'amplificazione come conseguenza della propagazione delle onde all'interno di

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

uno strato soffice situato al di sopra di un semispazio rigido e omogeneo tale da creare un forte contrasto di impedenza sismica tra le due parti.

3. Considerare la componente verticale del moto non soggetta a fenomeni di amplificazione dallo strato superficiale ad eccezione delle onde di Rayleigh.

Le registrazioni dei microtremori possono offrire un valido aiuto per ricavare indicazioni riguardanti variazioni litostratigrafiche e per la determinazione della velocità delle onde di taglio. In considerazione di quest'ultimo punto risulta evidente il loro utilizzo pratico ai fini del calcolo del parametro V_{S30} .

3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE

3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le registrazioni del rumore sismico ambientale sono state effettuate tramite tromografo digitale *Tromino* della Micromed S.p.A., il quale permette sia l'acquisizione digitale in alta risoluzione in modo passivo e non intrusivo sia il pre-processing dei dati. È costituito da tre velocimetri elettrodinamici ortogonali (N-S, E-W e in senso verticale) con autobloccaggio in fase di non acquisizione e da un GPS interno.

Considerando il suolo come un corpo viscoelastico risulta possibile effettuare la misurazione delle frequenze proprie di oscillazione, riconosciute come funzioni delle proprietà meccaniche dei materiali e della morfologia attorno al sito in esame.

Tramite lo strumento utilizzato per questa indagine, oltre alla registrazione del rumore sismico, è possibile ricavare queste frequenze di risonanza del sottosuolo e anche quelle degli edifici, conoscendo le quali si creano basi utili in fase di progettazione per evitare la produzione di fenomeni di amplificazione sismica dovuti all'accoppiamento tra le due vibrazioni nel caso coincidessero i loro valori in frequenza.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Ciò produrrebbe un notevole aumento della sollecitazione sulle strutture in caso di evento sismico.

Le principali note tecniche di questo tromografo digitale presentate dalla ditta costruttrice sono di seguito esposte:

PRINCIPALI NOTE TECNICHE	
Alimentazione	2 batterie alcaline x 1.5 VDC AA
Voltaggio interno	+3.3 V, +3.6 V per la sezione analogica
Consumi	75 mW (GPS disattivato), 450 mW (GPS attivo)
Durata delle batterie	80 h di misura continua con GPS disattivato
Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	10 ⁵ Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente a 24 bit
Massimo input analogico	51.2 mV (781 nV/digit)
Display grafico	grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato
Tastiera	4 tasti a membrana
Orologio	interno, permanente con datario e allarme, può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
GPS	12 canali con time-marker (precisione 1 μ s), può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
Livella	a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°)
Connessioni	porta USB, tipo B
Registrazione dati	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
Dimensione e peso	10 x 14 x 7.7 (altezza) cm 1.1 kg contenitore di alluminio
Accoppiamento col terreno	su punte e cuscinetto reologico
Condizioni operative	temperatura - 10 / +70°C umidità 0-90% senza condensa
Impermeabilità	indice di protezione IP = 65 (resistente alla polvere, resistente agli spruzzi)
Sensori	3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

Tabella 1: Principali note tecniche dello strumento di acquisizione.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

L'elaborazione dei dati prevede i seguenti passaggi ed è stata effettuata tramite software *Grilla*, in dotazione allo strumento, con cui è possibile effettuare analisi spettrali e analisi HVSR (in funzione del tempo ed in funzione della direzione):

1. suddivisione della registrazione del rumore sismico nelle sue tre componenti in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
2. analisi spettrale del segnale nelle tre componenti;
3. correzione da andamenti anomali (*detrend*);
4. riduzione della dispersione del segnale (*tapering*);
5. calcolo della FFT (*Fast Fourier Transform*) e analisi spettrale PSD (*Power Spectral Density*);
6. lisciamento;
7. media degli HVSR calcolati sulla varie finestre.

3.2 ACQUISIZIONE DATI

Le misure sono state effettuate su terreno duro ed asciutto ad erba corta. Le condizioni meteo durante la registrazione sono state buone. Il vento è stato di debole entità e dunque tale da non creare disturbo ai dati.

Lo scrivente ritiene che non ci siano state altre condizioni sfavorevoli atte a produrre vibrazioni aggiuntive a quelle di interesse.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Il grafico 1, indicante gli spettri delle tre componenti ortogonali tra loro, non mostra particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico. Anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dal momento che nessuna delle tre curve tende ad avere un andamento completamente discordante da quello delle altre due. Pertanto i picchi principali e secondari presenti nel grafico 2, indicante il diagramma HVSR, sono da considerare naturali.

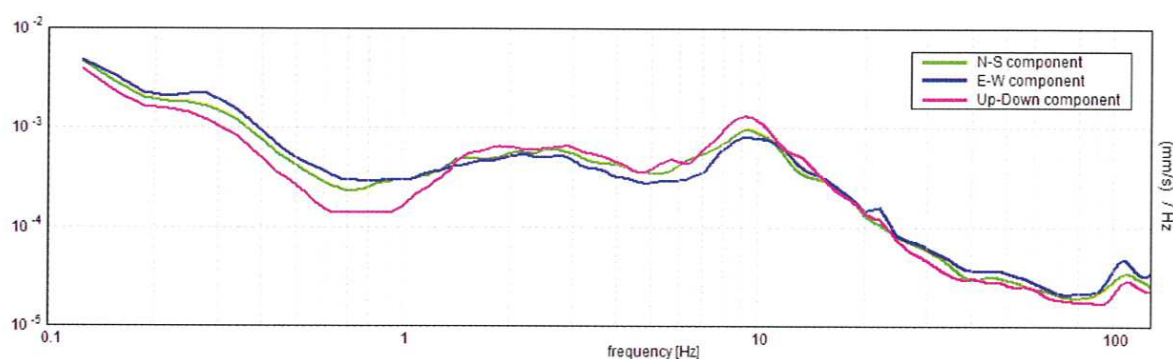


Grafico 1: Spettri delle tre componenti ortogonali rilevate nella registrazione R1.

Il grafico 2 mostra un picco a 4.5 Hz che, seppur di ampiezza limitata, risulta utile al fine del presente studio in quanto associabile al contatto tra i limi e le sabbie rinvenuto a 14.1 m nel sondaggio a carotaggio continuo. Tale picco è stato sfruttato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando così le velocità sismiche all'interno dei materiali.

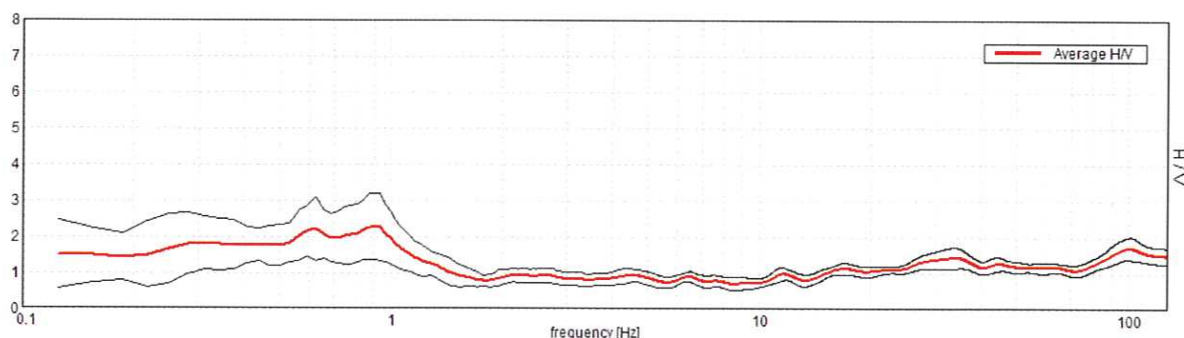


Grafico 2: Diagramma HVSR indicante lo spettro del moto del suolo rilevato nella registrazione R1.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Le velocità estratte per gli spessori dei materiali nel punto di registrazione R1 vengono di seguito esposte. Non conoscendo l'esatta quota dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, vengono indicate le profondità fino a 34 metri, in modo da poter calcolare i vari valori del parametro V_{S30} .

	Profondità (m)	V_S (m/sec)
Strato sismico 1	0.0 – 0.4	160
Strato sismico 2	0.4 – 2.4	240
Strato sismico 3	2.4 – 14.1	220
Strato sismico 4	14.1 – 18.1	260
Strato sismico 5	18.1 – 34.0	240

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO V_{S30} E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base dei risultati ricavati nel paragrafo 3.3, ed in accordo con l'attuale normativa, viene calcolato il valore del parametro V_{S30} tramite la formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

Da cui, rispetto al piano campagna, si ottiene:

$$V_{S30 (0.0 \div 30.0)} = 233 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{S30 (1.0 \div 31.0)} = 234 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (2.0 \div 32.0)} = 234 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (3.0 \div 33.0)} = 235 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (4.0 \div 34.0)} = 235 \text{ m/sec}$$

Per le velocità sopra elencate, al fine della definizione dell'azione sismica di progetto, viene associata una categoria di suolo di fondazione di tipo C definita:

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

4. CONCLUSIONI

I risultati della registrazione dei microtremori vengono sinteticamente esposti di seguito:

1. Il sito in esame mostra un picco a 4.5 Hz che, seppur di ampiezza limitata, risulta utile al fine del presente studio in quanto associabile al contatto tra i limi e le sabbie rinvenuto a 14.1 m nel sondaggio a carotaggio continuo;
2. Rispetto al piano campagna si ottiene:

$$V_{S30} (0.0 \div 30.0) = 233 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{S30} (1.0 \div 31.0) = 234 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0 \div 32.0) = 234 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0 \div 33.0) = 235 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0 \div 34.0) = 235 \text{ m/sec}$$

3. La categoria del suolo di fondazione per le velocità sopra elencate è pertanto di tipo C.

Lo scrivente resta a disposizione per qualsiasi ulteriore chiarimento o caso dubbio.

Zola Predosa, 21 Luglio 2011

Geologo Mirko Sita



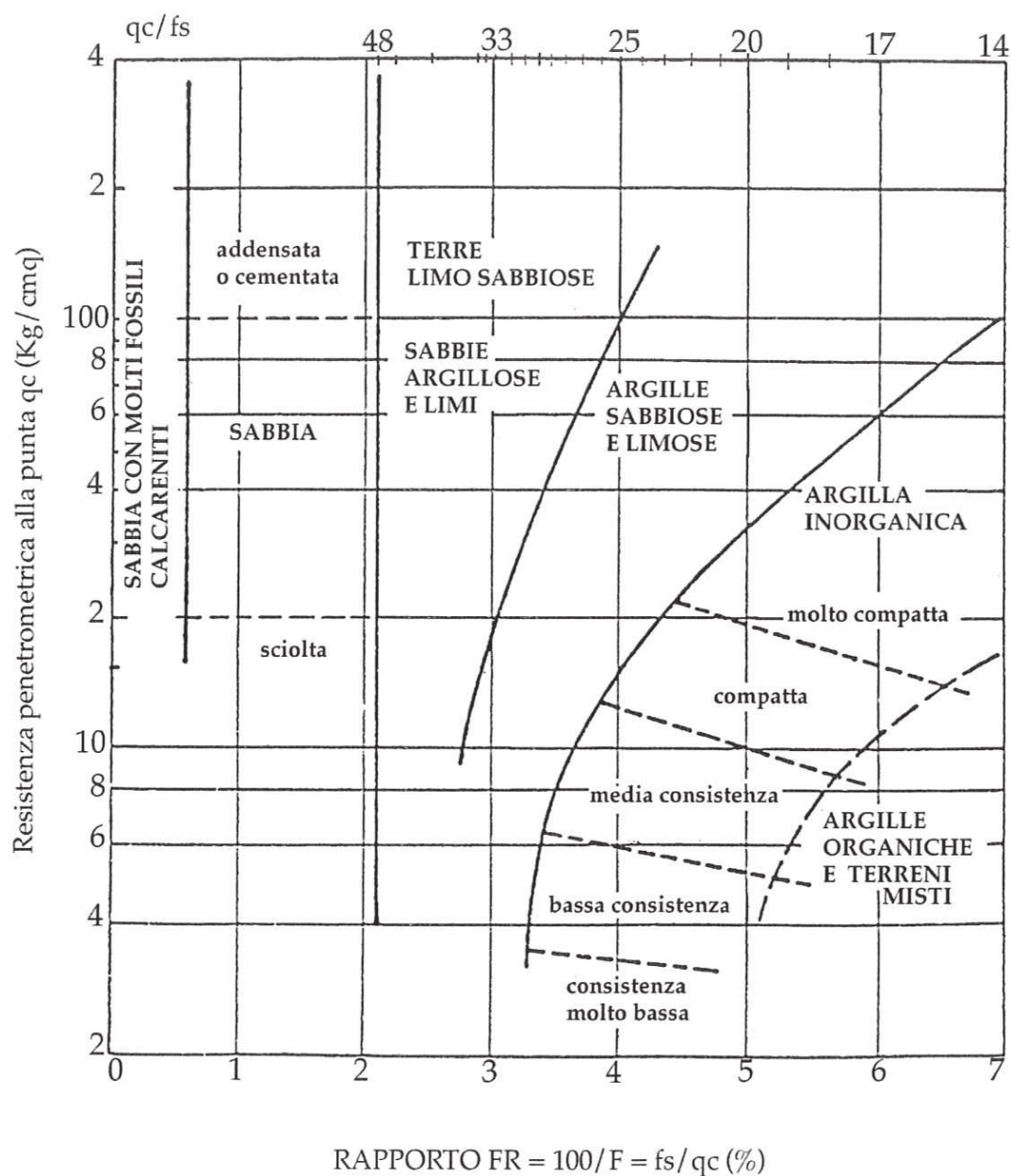
Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Classificazione orientativa dei terreni *(Schmertmann, 1978)*

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI q_c E f_s

(Schmertmann, 1978)



Università degli Studi di Bologna
via San Petronio Vecchio - Bologna
CPT 1

11139001

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma kg/m ³	Sigma V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.20		Ghiaia	1850	1850	0.037	0.000	45	100	0.005952	8.4000	3.07e-001
0.40		Sabbia	1850	1850	0.074	0.000	45	85	0.016667	2.0000	1.92e-001
0.80		Argilla molto compatta	1932	1932	0.151	1.150	0	0	0.012077	2.3000	1.53e-004
1.60		Argilla compatta	1920	1920	0.305	0.850	0	0	0.024510	1.7000	3.75e-005
2.20		Argilla molto compatta	1936	1936	0.421	1.283	0	0	0.009426	2.5667	5.37e-005
2.60		Argilla molto compatta	1945	1945	0.499	1.625	0	0	0.006154	3.2500	9.67e-005
2.60		Argilla molto compatta	1932	1932	0.808	1.150	0	0	0.012077	2.3000	1.36e-004
4.20											
4.40	FALDA	Argilla compatta	1926	926	0.826	1.000	0	0	0.016667	2.0000	5.92e-005
4.60		Argilla compatta	1924	924	0.845	0.950	0	0	0.018797	1.9000	2.49e-004
4.60		Argilla compatta	1931	931	0.919	1.125	0	0	0.012638	2.2500	6.09e-004
5.40		Argilla compatta	1920	920	0.938	0.850	0	0	0.024510	1.7000	4.41e-005
5.60		Argilla molto compatta	1932	932	0.956	1.150	0	0	0.012077	2.3000	3.88e-005
5.80		Argilla molto compatta	1943	943	0.994	1.575	0	0	0.006349	3.1500	8.55e-005
6.20		Argilla molto compatta	1935	935	1.050	1.250	0	0	0.010000	2.5000	1.22e-004
6.80		Argilla molto compatta	1949	949	1.107	1.850	0	0	0.005405	3.7000	1.54e-004
7.40		Sabbia argillosa e limosa	1850	850	1.141	0.000	32	34	0.012048	2.7667	1.05e-002
7.80		Argilla limosa	1936	936	1.235	1.310	0	0	0.007634	2.6200	3.39e-004
8.80		Argilla limosa	1943	943	1.254	1.550	0	0	0.006452	3.1000	3.57e-004
9.00		Argilla sabbiosa e limosa	1958	958	1.292	2.300	0	0	0.004348	3.0667	1.18e-003
9.40		Argilla limosa	1947	947	1.330	1.725	0	0	0.005797	3.4500	1.23e-003
9.80		Argilla sabbiosa e limosa	1957	957	1.406	2.237	0	0	0.004469	2.9833	1.86e-003
10.60		Argilla limosa	1950	950	1.444	1.875	0	0	0.005333	3.7500	6.37e-004
11.00		Argilla limosa	1937	937	1.501	1.317	0	0	0.007595	2.6333	2.42e-003
11.60		Argilla limosa	1947	947	1.652	1.738	0	0	0.005755	3.4750	6.82e-004
13.20		Argilla limosa	1938	938	1.746	1.380	0	0	0.007246	2.7600	5.79e-004
14.20		Argilla compatta	1924	924	1.764	0.950	0	0	0.018797	1.9000	8.44e-004
14.40		Argilla compatta	1926	926	1.783	1.000	0	0	0.016667	2.0000	1.20e-003
14.60		Argilla media	1911	911	1.838	0.667	0	0	0.015000	1.3333	2.56e-004
15.20		Argilla organicaft. misti	1894	894	1.873	0.425	0	0	0.018824	1.7000	4.00e-005
15.60		Argilla organicaft. misti	1902	902	1.909	0.525	0	0	0.018141	2.1000	8.51e-006
16.00		Argilla molto compatta	1935	935	1.966	1.267	0	0	0.009707	2.5333	3.99e-005
16.60		Sabbia	1850	850	2.051	0.000	30	31	0.012920	2.5800	3.86e-002
17.60		Sabbia	1850	850	2.085	0.000	31	38	0.010582	3.1500	5.12e-002
18.00											

Università degli Studi di Bologna
via San Petronio Vecchio - Bologna
CPT 2

11139002

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma V kg/cm2	CU kg/cm2	FI	DR %	Mv cm2/Kg	Koriz Kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Ghiaia	1850	1850	0.037	0.000	45	100	0.004651	10.7500	3.60e-001
0.40		Argilla organica ft. misti	1887	1887	0.075	0.350	0	0	0.020408	1.4000	8.35e-006
0.60		Limo argilloso	1924	1924	0.113	0.950	0	0	0.015711	1.2667	9.66e-003
0.80		Ghiaia	1850	1850	0.150	0.000	45	100	0.003268	15.3000	4.06e-001
1.00		Sabbia	1850	1850	0.187	0.000	45	100	0.005952	5.6000	2.77e-001
1.20		Sabbia	1850	1850	0.224	0.000	41	74	0.012579	2.6500	8.24e-002
1.40		Argilla molto compatta	1922	1922	0.263	0.900	0	0	0.021368	1.8000	1.99e-005
		Argilla compatta									
2.00		Argilla molto compatta	1934	1934	0.379	1.217	0	0	0.010628	2.4333	2.36e-004
2.60		Argilla molto compatta	1947	1947	0.496	1.733	0	0	0.005769	3.4667	1.39e-004
		Argilla molto compatta									
3.60		Argilla compatta	1934	1934	0.689	1.230	0	0	0.010370	2.4600	1.14e-004
4.00		Argilla compatta	1922	1922	0.766	0.900	0	0	0.021368	1.8000	5.39e-005
	FALDA	Argilla compatta									
		Argilla compatta	1920	920	0.876	0.833	0	0	0.025714	1.6667	6.60e-005
5.20		Argilla compatta	1928	928	0.895	1.050	0	0	0.014881	2.1000	4.98e-005
5.40		Argilla compatta	1920	920	0.913	0.850	0	0	0.024510	1.7000	1.77e-004
5.60		Argilla molto compatta	1932	932	0.932	1.150	0	0	0.012077	2.3000	6.54e-005
5.80		Argilla limosa									
6.40		Argilla compatta	1940	940	0.988	1.450	0	0	0.006897	2.3000	4.30e-003
		Argilla compatta									
		Argilla compatta	1915	915	1.226	0.742	0	0	0.033679	1.4846	5.50e-005
9.00		Argilla molto compatta	1931	931	1.282	1.133	0	0	0.012486	2.2667	1.54e-004
9.60		Argilla molto compatta									
		Argilla molto compatta	1949	949	1.377	1.830	0	0	0.005464	3.6600	7.78e-005
10.60		Sabbia argillosa e limosa	1850	850	1.394	0.000	31	34	0.010870	3.0667	1.30e-002
10.80		Argilla molto compatta	1949	949	1.451	1.817	0	0	0.005505	3.6333	3.64e-005
11.40		Argilla molto compatta									
		Argilla molto compatta	1935	935	1.638	1.260	0	0	0.009822	2.5200	6.32e-005
13.40		Argilla media	1909	909	1.711	0.625	0	0	0.016000	1.2500	7.55e-004
14.20		Argilla media	1896	896	1.728	0.450	0	0	0.018519	0.9000	5.57e-004
14.40		Argilla media									
		Argilla media	1907	907	1.793	0.600	0	0	0.016667	1.2000	7.74e-004
15.00		Sabbia sciolta	1800	800	1.799	0.000	27	15	0.027778	0.9000	4.83e-002
15.20		Sabbia	1850	850	1.816	0.000	30	28	0.015152	2.2000	1.37e-001
15.40		Sabbia									
		Sabbia	1850	850	1.884	0.000	34	60	0.005835	5.7125	2.47e-001
16.20		Argilla molto compatta	1929	929	1.940	1.083	0	0	0.013846	2.1667	5.66e-005
16.80		Argilla limosa	1942	942	1.958	1.500	0	0	0.006667	3.0000	3.47e-003
17.00		Argilla limosa	1928	928	1.977	1.050	0	0	0.009524	2.1000	1.55e-003
17.20		Sabbia	1850	850	1.994	0.000	34	58	0.005952	5.6000	2.06e-001
17.40		Sabbia									
		Sabbia	1850	850	2.028	0.000	31	41	0.009732	3.4250	4.68e-002
17.80		Sabbia argillosa e limosa	1850	850	2.045	0.000	30	28	0.010417	3.2000	9.79e-003
18.00		Sabbia argillosa e limosa									

Università degli Studi di Bologna
via San Petronio Vecchio - Bologna
CPT 3

11139003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma kg/m3	Sigma V kg/cm2	CU kg/cm2	FI	DR %	Mv cm2/Kg	K _{oriz} Kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Ghiaia	1850	1850	0.037	0.000	45	100	0.006757	7.4000	4.10e-001
0.40		Sabbia	1850	1850	0.074	0.000	45	100	0.009259	3.6000	1.87e-001
		Argilla molto compatta	1929	1929	0.151	1.075	0	0	0.014094	2.1500	8.60e-005
0.80		Sabbia	1850	1850	0.225	0.000	42	83	0.009456	3.5250	1.53e-001
1.20		Sabbia	1850	1850	0.239	0.000	37	52	0.019900	1.6750	4.35e-002
1.60		Argilla compatta	1920	1920	0.376	0.850	0	0	0.024510	1.7000	4.99e-004
2.00		Argilla limosa									
			1930	1930	1.032	1.103	0	0	0.009067	2.2059	1.83e-003
5.40		Argilla limosa	1943	1943	1.110	1.550	0	0	0.006452	3.1000	3.42e-003
5.80		Argilla limosa	1936	1936	1.149	1.300	0	0	0.007692	2.6000	3.47e-003
6.00		Argilla compatta									
			1917	1917	1.647	0.773	0	0	0.030912	1.5462	1.25e-004
8.60		Argilla molto compatta	1932	1932	1.763	1.167	0	0	0.011688	2.3333	5.34e-005
9.20		Argilla molto compatta	1945	1945	1.880	1.650	0	0	0.006061	3.3000	1.73e-004
9.80		Argilla limosa	1939	1939	1.996	1.383	0	0	0.007229	2.7667	1.15e-003
10.40		Argilla limosa	1942	1942	2.074	1.525	0	0	0.006557	3.0500	4.92e-004
10.80		Argilla molto compatta	1936	1936	2.190	1.300	0	0	0.009158	2.6000	7.35e-005
11.40		Argilla limosa	1945	1945	2.306	1.633	0	0	0.006122	3.2667	4.25e-004
12.00		Argilla molto compatta									
			1936	1936	2.655	1.311	0	0	0.008985	2.6222	1.48e-004
13.80		Argilla limosa	1942	1942	2.694	1.500	0	0	0.006667	3.0000	2.26e-003
14.00		Argilla compatta									
			1931	1931	2.926	1.133	0	0	0.012486	2.2667	2.93e-004
15.20		Limo argilloso	1917	1917	3.194	0.779	0	0	0.014114	1.0381	1.14e-002
16.60		Argilla tenera	1892	1892	3.232	0.400	0	0	0.019231	1.6000	9.83e-004
17.00		Argilla limosa	1900	1900	3.270	0.500	0	0	0.018182	1.0000	4.08e-003
17.20		Argilla organicaft. misti	1892	1892	3.308	0.400	0	0	0.019231	1.6000	9.60e-006
		Argilla compatta	1921	1921	3.384	0.875	0	0	0.022857	1.7500	2.80e-005
17.60		Limo argilloso	1928	1928	3.423	1.050	0	0	0.015873	1.4000	8.62e-003
17.80		Sabbia sciolta	1800	1800	3.459	0.000	26	15	0.016667	1.5000	3.65e-002

Schema verifica rischio liquefazione

