



azienda casa emilia - romagna
provincia di bologna

Piazza della Resistenza 4 - 40122
Bologna - BO
tel. 051.292111 fax 051.554335
Codice Fiscale - Partita IVA e Registro
Imprese di Bologna n. 00322270372
sito web: www.acerbologna.it
posta elettronica: info@acerbologna.it

INTERVENTO

FONDO COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE: RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA"

**PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER IL RESTAURO E RISANAMENTO
CONSERVATIVO DI DUE CASAMENTI A CORTE SITI IN
COMUNE DI BOLOGNA LOCALITA' CIRENAICA.**

**VIA BENTIVOGLI CIV. 31+59 PER COMPLESSIVI 56 ALLOGGI
DI ERP CON RELATIVE PERTINENZE E PARTI COMUNI**

LOTTO **3053/PN_1**

PROGETTO ESECUTIVO

TAV.		OGGETTO			DATA			
GEO					Settembre 2022			
SCALA					N. DISEGNO			
		RELAZIONE GEOLOGICA						
VERSIONE	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO		APPROVATO
00	PRIMA EMISSIONE			Settembre 2022		N. LEONE		N. LEONE
01								
02								
03								

Il Progettista Architettonico Arch. Francesca Tovoli Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Strutturale Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Impianti Elettrici Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Impianti Meccanici Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)
Il Coordinatore della Sicurezza in Fase Progettuale Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Coordinatore per la progettazione Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Collaboratori Progettisti: Ing. Marco Venturini Ing. Federica Dalmonite Geom. Alessio Breviglieri Arch. Domenico Conaci Geom. Arianna Danieli P. I. Andrea Gamberini Ing. Cesare Orsini	
Responsabile del Procedimento Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Dirigente Responsabile del Servizio Tecnico Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Direttore Generale Avv. Francesco Nitti ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Presidente Marco Bertuzzi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	10
6. STATO DI FATTO	11
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	12
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	13
9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	15
10. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	16
11. MODELLAZIONE SISMICA	18
11.1. Vita nominale	18
11.2. Classi d'uso.....	18
11.3. Periodo di riferimento.....	19
11.4. Azione sismica	19
11.5. Categoria di sottosuolo	20
11.6. Condizioni topografiche	21
10.7. Amplificazione stratigrafica	22
11.8. Accelerazione massima al sito	22
11.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	22
12. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	24
13. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	25
14. CONSIDERAZIONI FINALI	29

ALLEGATI:

- diagrammi penetrometria statica con punta elettrica;
- stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo;
- documentazione fotografica;
- indagine sismica.

* * *

1. PREMESSA

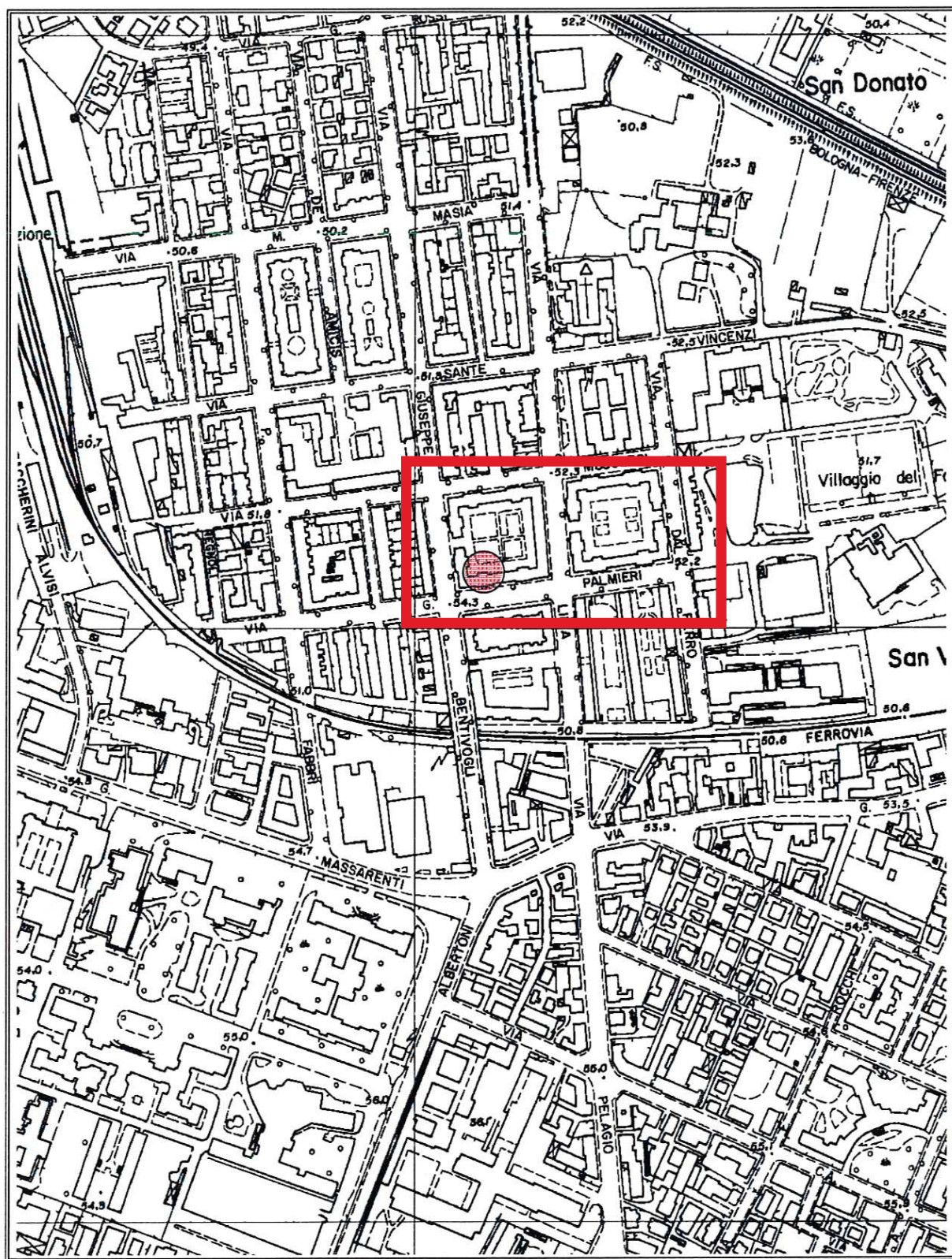
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Azienda Territoriale per la Casa della Provincia di Bologna si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo

Il fabbricato in esame si ubica in via Bentivogli n. 33, 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.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Area in esame

Scala 1:5.000

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).
- 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.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 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 52,00 m s.l.m. in una zona fortemente antropizzata, dove la morfologia originale risulta parzialmente modificata.

Da un punto di vista geo-litologico, secondo quanto riportato nella Carta Geologica del territorio della Regione Emilia – Romagna (TAV. 2 di seguito riportata), l'area oggetto di intervento ricade all'interno dei terreni classificati come appartenenti ai depositi quaternari (AES8a), costituiti da sedimenti alluvionali fini (argille limose e/o argille sabbiose) e grossolani (ghiaie e sabbie) che si evidenziano a profondità mediamente superiori ai 10,00 m; 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.

L'idrologia principale dell'area è rappresentata dall'asse Navile Battiferro, che in fase di tracimazione e di sedimentazione ha depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato.

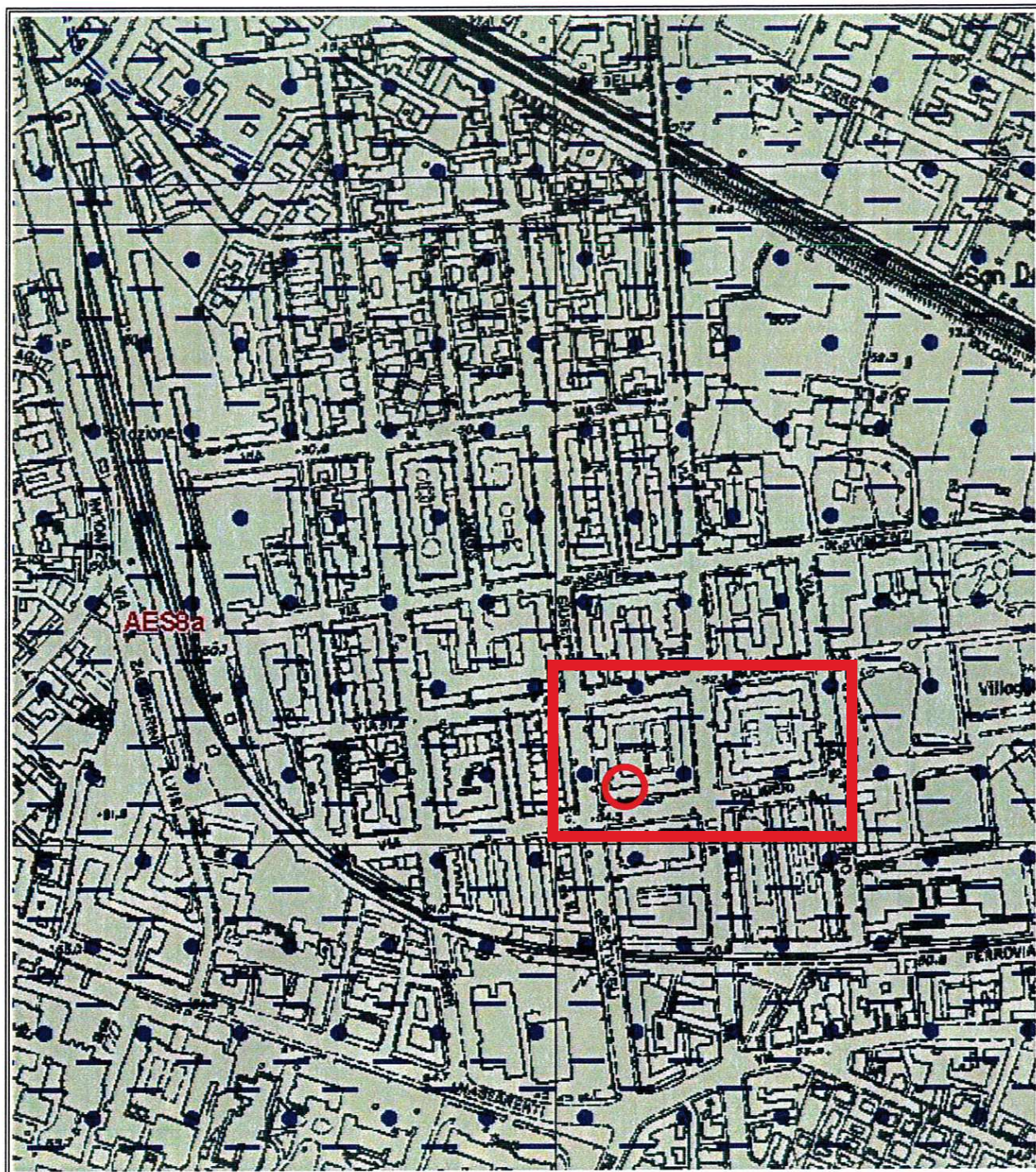
La naturale idrografia ed idrologia superficiale si è venuta completamente a modificare per la disposizione dei terreni circostanti adibiti ad uso residenziale e di viabilità.

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 vede 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.

TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1: 5.000



AES8a - Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m.

(Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).)

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 e classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 1 penetrometria statica con punta elettrica (CPTE) che, rispetto al p.c. attuale, ha raggiunto la profondità di 10,60 m e di n. 1 sondaggio con il metodo del carotaggio continuo della lunghezza di 12,00 m.

I punti di indagine, compatibilmente alla accessibilità dei luoghi e della presenza di utenze interrato, sono stati posizionati in prossimità del fabbricato in esame; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica è stato utilizzato un penetrometro statico, montato su mezzo cingolato Pagani con cella di carico da 100 kN, che 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.

I risultati della penetrometria statica con punta elettrica vengono rappresentati in forma diagrammatica nella apposita tavola allegata, dove viene riportato il valore qc (resistenza alla punta) il valore fs (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto Rf (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, la velocità di avanzamento (feed) e l'angolazione della strumentazione (tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm.

Per l'esecuzione dei carotaggio continuo è stata utilizzata una sonda CMV 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 pistoni 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. 8 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. 14 x 1500 x 127
 - n. 2 x 750 x 127
- Scandaglio a filo graduato da 50 m
- Freatimetro 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) della lunghezza 12,00 m protetto da botola carrabile, al fine di determinare la presenza e soggiacenza di una eventuale falda freatica di superficie.

La stratigrafia ottenuta, con indicato lo schema del piezometro e la documentazione fotografica delle cassette catalogatrici, viene riportata in allegato.

4.2. Indagine sismica

Allo scopo di definire la frequenza di risonanza dei terreni e la velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , è stata eseguita un'indagine sismica locale mediante metodologia di sismica passiva con misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori).

Lo strumento utilizzato è il tromografo digitale Tromino prodotto dalla Micromed S.p.A.; si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri) che permettono la registrazione del microtremore nel campo di frequenze compreso tra 0 e 256 Hz.

Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSR).

Il segnale di microtremore, dopo essere stato acquisito dai tre velocimetri, ad una frequenza di campionamento di 128Hz per un intervallo di tempo di 20', amplificato e digitalizzato a 24 bit equivalenti, viene suddiviso in intervalli di pochi secondi e mediante il software Grilla per ogni intervallo viene eseguita un'analisi spettrale nelle tre componenti e il calcolo dei rapporti spettrali H/V.

Il valore di tale rapporto è direttamente correlato alla frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza mentre la frequenza di risonanza è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio V_s dalla relazione:

$$f_i = V_{si}/4h_i$$

dove:

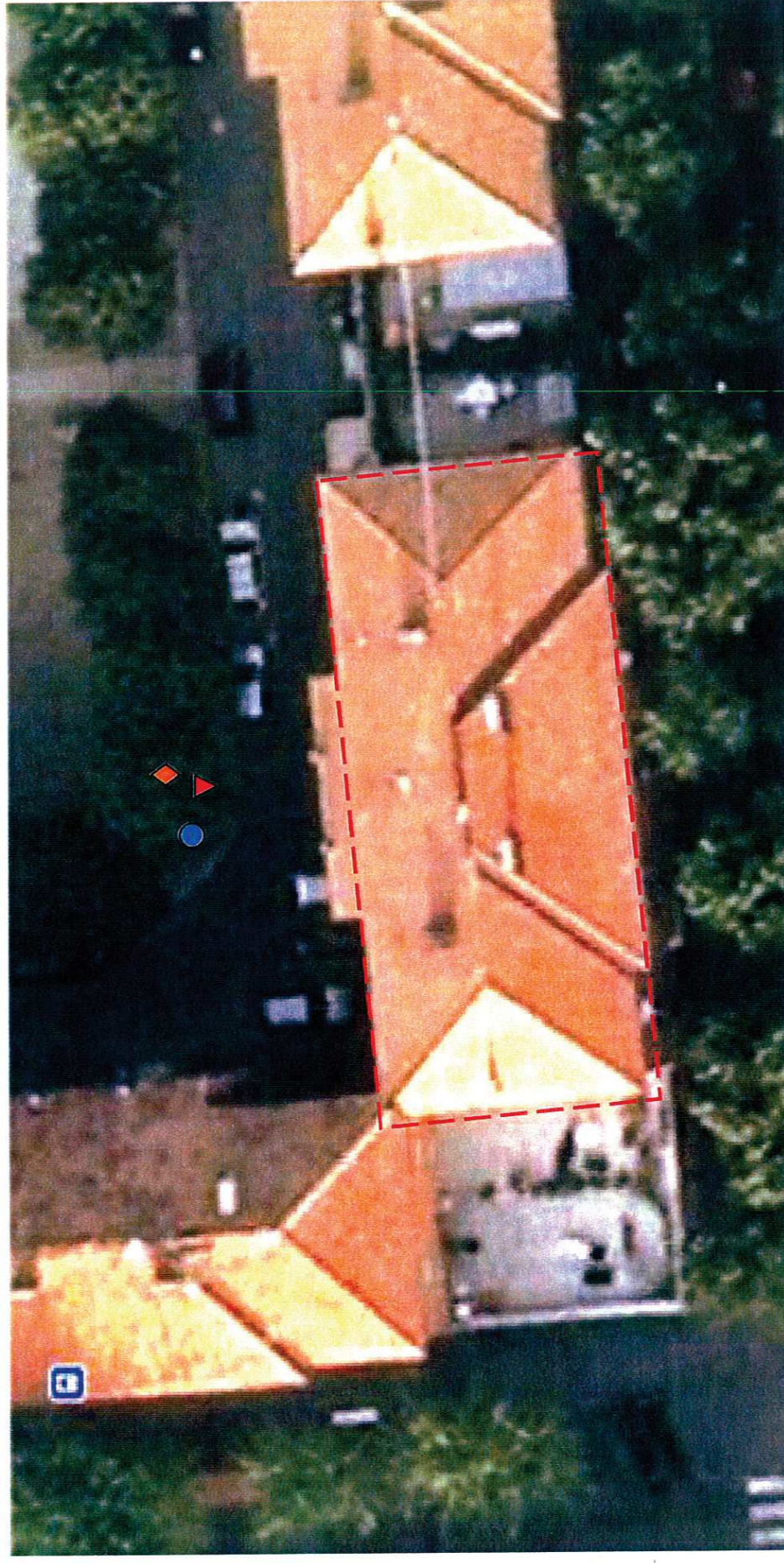
f_i = frequenza dello strato i -esimo;

V_{si} = velocità delle onde S dello strato i -esimo;

h_i = spessore dello strato i -esimo.

I risultati dell'indagine sismica vengono restituiti in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove vengono riportate gli spettri delle singole componenti del moto, le curve relative al rapporto spettrale orizzontale su verticale H/V e il grafico V_s /profondità.

TAV. 3 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometria statica con punta elettrica
- Sondaggio a carotaggio continuo
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:250

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto costituito da limi sabbiosi con frammenti di laterizi e ciottoli, dello spessore medio di $1,50 \div 1,70$ m, sono inizialmente presenti dei limi sabbiosi debolmente argillosi di colore bruno scuro marrone, di consistenza variabile da plastica a plastico dura ($q_c = 1,5 \div 2,9$ MPa; $R_f = 1,8 \div 6,4$ %) ed umidità scarsa che, da una profondità media di 2,70 m, vengono sostituiti da limi con sabbia e/o viceversa di addensamento da medio ($q_c = 2,3 \div 4,9$ MPa; $R_f = 0,9 \div 2,0$ %) ad elevato ($q_c = 5,0 \div 9,7$ MPa; $R_f = 1,2 \div 2,0$ %).

Da una profondità media di 3,80 m, e per circa 5,00 m, si alternano delle argille limose e/o debolmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura - dura ($q_c = 2,8 \div 4,9$ MPa; $R_f = 2,2 \div 4,9$ %) a molto dura ($q_c = 5,0 \div 8,0$ MPa; $R_f = 2,7 \div 4,9$ %) e dei limi sabbiosi e/o viceversa debolmente argillosi con rari ciottoli di colore bruno oscuro nocciola di consistenza elevata ($q_c = 6,8 \div 13,3$ MPa; $R_f = 3,2 \div 4,8$ %), ed umidità scarsa.

Sotto, e sino alla profondità indagata, sono presenti delle sabbie variabilmente limose di colore da grigio nerastro a nocciola, di addensamento da medio ($q_c = 5,0 \div 8,9$ MPa; $R_f = 1,6 \div 2,2$ %) ad elevato ($q_c = 10,2 \div 16,9$ MPa; $R_f = 0,5 \div 1,7$ %) con sottili intercalazioni ghiaiose ed umidità scarsa.

Al termine dell'indagine, alla data di esecuzione della stessa, all'interno dei suddetti terreni, e successivamente nel tubo piezometrico posto in opera nel foro di carotaggio, non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche o di circolazioni idriche localizzate.

Indagini limitrofe hanno evidenziato la presenza di una prima falda freatica di superficie a partire da una profondità media di $15,50 \div 16,00$ m dal p.c. attuale.

6. STATO DI FATTO

Si tratta della verifica sismica di un fabbricato il cui sviluppo verticale è dato da un piano interrato, un piano rialzato, tre piani fuori terra e il sottotetto.

Il rilievo fornito dalla Committente ha evidenziato come il piano di calpestio del piano interrato, rispetto al marciapiede, si attesti ad una quota di -1,45 m, mentre pozzetti esplorativi hanno evidenziato come il sistema fondale è rappresentato da un modesto allargamento della muratura portante di circa 0,30÷0,40 m rispetto allo piano di calpestio del seminterrato.

L'indagine geognostica, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,50÷1,70 m, ha evidenziato la presenza di limi sabbiosi e/o argillosi compatti sopportati, da una profondità media di 8,70 m, da sabbie limose di addensamento da medio ad elevato.

Al termine dell'indagine, alla data di esecuzione della stessa, all'interno dei suddetti terreni, e successivamente nel tubo piezometrico posto in opera nel foro di carotaggio, non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche o di circolazioni idriche localizzate.

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, con riferimento l'attuale p.c., 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	1,50÷1,70	R	-	-	-	-	-
A	1,50÷1,70	2,70	LSA	1,5÷2,9	19,1÷19,3	75÷130	0	0
B	2,70	3,80	LS/SL	2,3÷9,7	18,5÷18,6	0	33÷39	57÷68
C	3,80	8,70	ALS	2,8÷13,3	19,3÷20,0	127÷>400	0	0
D	8,70	fine indag.	S/SLG	5,0÷16,9	18,5÷19,0	0	34÷39	45÷85

P = terreno pedogenizzato;

LSA = limi sabbiosi debolmente argillosi;

LS/SL = limi sabbiosi e/o viceversa;

ALS = argille limose e/o sabbiose;

S/SLG = sabbie localmente limose e/o con ghiaietto.

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 terreno di riporto e si evidenzia sino ad una profondità media di 1,50÷1,70 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da limi sabbiosi debolmente argillosi di consistenza plastico dura ed umidità scarsa.

L'unità A si evidenzia da una profondità media di 1,50÷1,70 m sino a circa 2,70 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	2,2	19,2	107	0

Unità geotecnica B

È costituita da limi sabbiosi e/o viceversa di addensamento da medio ad elevato ed umidità scarsa.

L'unità B si evidenzia da 2,70 m sino a una profondità media di circa 3,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	5,5	18,5	0	36

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose e/o debolmente sabbiose di consistenza da dura a molto dura ed umidità scarsa.

L'unità C si evidenzia da circa 3,80 m sino ad una profondità media di 8,70 m dal p.c. attuale ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	6,8	19,7	270	0

Unità geotecnica D

È costituita da sabbie variabilmente limose localmente con ghiaietto di addensamento medio ad elevato, ed umidità scarsa.

L'unità D si evidenzia da circa 8,70 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	11,1	8,5	0	37

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nel sito di indagine è stata effettuata una misura di microtremore della durata di 20', allo scopo di definire le frequenze di risonanza fondamentali dei terreni del sottosuolo e, tramite inversione, di ricostruire il modello di sottosuolo in termini di profondità e velocità delle onde di taglio.

L'indagine sismica è stata condotta su terreno naturale duro e asciutto in condizioni meteo buone, in presenza di vento di debole entità tale da non creare disturbo durante la registrazione.

Gli spettri delle singole componenti del moto non mostrano particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico; anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dato che le tre curve presentano un andamento concordante, pertanto i picchi evidenziati nel diagramma HVSR sono da considerarsi naturali.

Il diagramma HVSR mostra a 7,0 Hz, un picco generato dal contrasto di impedenza dovuto all'aumento progressivo di consistenza evidenziato a partire da una profondità di circa 5,20 m.

Tale picco è stato utilizzato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando una curva H/V teorica che consente di stimare l'andamento della velocità sismica lungo la verticale indagata.

La buona sovrapposizione della curva sintetica H/V alla curva misurata, confermano la correttezza del modello di sottosuolo ottenuto con l'inversione.

La definizione dei sismostrati in termini di velocità delle onde di taglio permettono di calcolare il parametro Vs30 richiesto dall'attuale normativa, secondo l'equazione:

$$V_{S30} = 30 / \sum (h_i / V_{Si})$$

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo;

V_{Si} = velocità dello strato i -esimo.

Nel caso in esame per i valori considerati la Vs30 alla profondità di 2,00 m dal p.c. attuale risulta pari a 230 m/s.

La frequenza caratteristica di risonanza del sito, ricavabile dal diagramma HVSR rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di doppia risonanza.

10. 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. 4 – 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 $MCS = 8$.

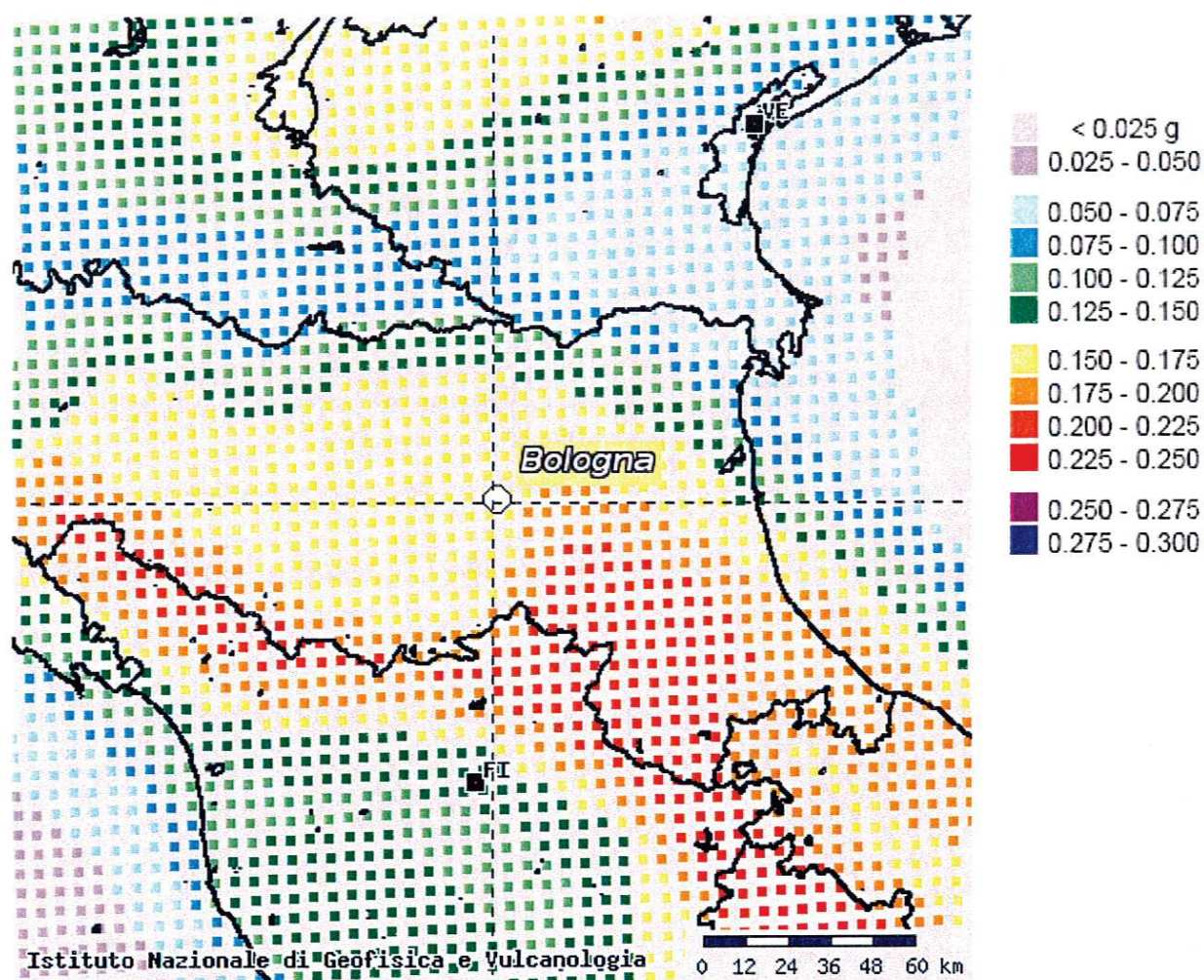
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

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

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. 4 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



11. MODELLAZIONE SISMICA

11.1. 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.

11.2. 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:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	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.
Classe III	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.
Classe IV	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 ricadono nella Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$.

11.3. 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 $V_R = 50$ anni.

11.4. 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 PVR, nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, 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 (VR) di 50 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	30	0,054	2,477	0,258
	SLD	63	50	0,067	2,476	0,272
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,167	2,396	0,310
	SLC	5	975	0,213	2,429	0,315

11.5. 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 Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primo 30 m di profondità, riferita per fondazioni superficiali al piano di imposta delle stesse, 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>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{cPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ 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 $70 < c_{v,30} < 250$ 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 $c_{v,30} < 70$ 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 evidenziato in precedenza, i terreni del primo sottosuolo alla profondità di 2,00 m dal p.c., presentano una V_{s30} pari a 230 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”)*.

11.6. 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 pressoché pianeggiante, 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_o 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	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,500	1,642
SLD	1,500	1,614
SLV	1,459	1,546
SLC	1,390	1,537

11.8 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 $2,390 \text{ m/sec}^2$

11.9 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 0,058.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,029$$

12. 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 $a_{\max} > 0,10 \text{ g}$ e di durata prolungata ($> 15 \text{ sec}$) 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 limoso - argillosa e falda al piano campagna.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da limi e argille variabilmente sabbiose di elevata consistenza e da sabbie ben addensate non interessate da falde freatiche di superficie.

13. 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);

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

Secondo quanto fornito dalla Committente, il sistema fondale del fabbricato in esame si attesta ad una profondità media di 1,70÷1,90 m dal p.c. attuale pertanto i terreni interessati sono rappresentati dai limi sabbiosi debolmente argillosi di consistenza plastico dura appartenenti all'unità geotecnica A.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene eseguita prendendo in esame l'unità geotecnica suddetta.

Trovandoci 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 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 $1 + 0,2 \cdot (B/L)$; per fondazioni quadrate (plinti), vale 1,2;

$q = (\gamma \cdot D)$ = 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 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

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:

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

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di kh pari a 0,058, si ottiene un valore di z_c pari a 0,981.

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:

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

$$c_{uk} = 100 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 71,4 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 7,7 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$R_d = (71,4 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,0 + 7,7) \cdot 1,0/1,8 = 204,3 \text{ kN/m}^2$$

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

$$c_{uk} = 100 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 100,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 7,7 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (100,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,0 + 7,7) \cdot 1,0/2,3 = 222,6 \text{ kN/m}^2$$

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.

14. CONSIDERAZIONI FINALI

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 52,00 m s.l.m. in una zona fortemente antropizzata, dove la morfologia originale risulta parzialmente modificata.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto costituito da limi sabbiosi con frammenti di laterizi e ciottoli dello spessore medio di 1,50÷1,70 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di limi sabbiosi debolmente argillosi di colore bruno scuro marrone, di consistenza variabile da plastica a plastico dura ed umidità scarsa che, da una profondità media di 2,70 m, vengono sostituiti da limi con sabbia e/o viceversa di addensamento da medio ad elevato.

Da una profondità media di 3,80 m, e per circa 5,00 m, si alternano delle argille limose e/o debolmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura - dura a molto dura e dei limi sabbiosi e/o viceversa debolmente argillosi con rari ciottoli di colore bruno oscuro nocciola di consistenza elevata, di umidità scarsa.

Sotto, e sino alla profondità indagata, sono presenti delle sabbie variabilmente limose di colore da grigio nerastro a nocciola, di addensamento da medio ad elevato, con sottili intercalazioni ghiaiose ed umidità scarsa.

Al termine dell'indagine, alla data di esecuzione della stessa, all'interno dei suddetti terreni, e successivamente nel tubo piezometrico posto in opera nel foro di carotaggio, non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche o di circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato la presenza di una prima falda freatica di superficie a partire da una profondità media di 15,50÷16,00 m dal p.c. attuale.

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	1,50÷1,70	R	-	-	-	-	-
A	1,50÷1,70	2,70	LSA	1,5÷2,9	19,1÷19,3	75÷130	0	0
B	2,70	3,80	LS/SL	2,3÷9,7	18,5÷18,6	0	33÷39	57÷68
C	3,80	8,70	ALS	2,8÷13,3	19,3÷20,0	127÷>400	0	0
D	8,70	fine indag.	S/SLG	5,0÷16,9	18,5÷19,0	0	34÷39	45÷85

I terreni del primo sottosuolo alla profondità di 2,00 m dal p.c., presentano una V_{s30} pari a 230 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”)*.

Nell'area in esame 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”.

I terreni limo sabbiosi e/o debolmente argillosi presenti alla profondità di 1,70÷1,90 m dal p.c. attuale, piano di posa delle fondazioni, nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 204,3 kN/m² nel caso di verifica mediante “Approccio 1 Combinazione 2” e dell'ordine di 222,6 kN/m² nel caso di “Approccio 2”.

ALLEGATI

Indagine geognostica

GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimaraosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

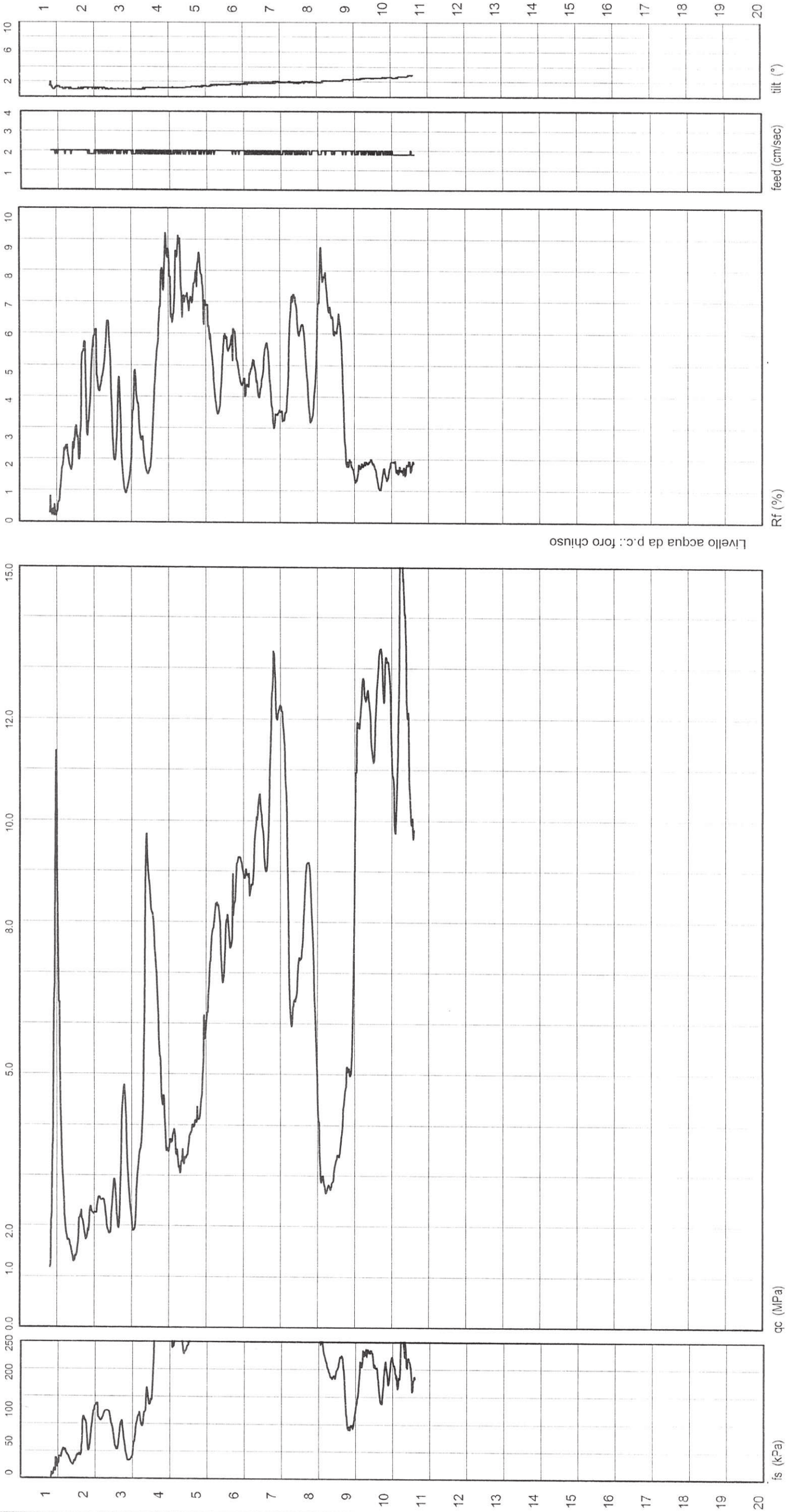
C P T E (electric cone penetration test) N. 1 **Rapporto di Prova N. 13.0331/RSP**

Committente : Azienda Territoriale per la Casa della Provincia di Torino Quota : ---

Località : Bologna Cantiere: via Bentivogli 33 Preforo : 80.00 cm

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 100 kN Data Prova : 07/06/2013

Note: -- Codice Lavoro : 2013.084



GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimmosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Località: Bologna Cantiere: via Benivogli 33 Perforazione: Carotaggio Continuo diam. 101 Attrezzatura: Sonda CMV		Committente: Azienda Territoriale per la Casa della Provincia di To	
Quota: --- Profondità: 12.00 m		SONDAGGIO			
1		FOGLIO 1/1			

Scala 1:50	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0.40
	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Manovre																					
Lunghezza carotiere																					
Rivestimento																					
Profondità [m]									12.00	11.40							3.60	2.80	1.70		
Stratigrafia																					
Descrizione stratigrafica									Limo sabbioso debolmente argilloso di colore bruno scuro nocciola, frammenti di laterizi e ciottoli; terreno ad umidità medio scarsa.								Limo con sabbia di colore bruno scuro nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.				
Percentuale																					
Campioni																					
Prof. SPT																					
N° colpi SPT																					
Tipo di punta																					
Scala 1:50																					
P. P. [kg/cmq]																					
V. T. [kg/cmq]																					
Falda																					
Piezometro Norton																					
Note																					

10/06/10 11:00	1	13:30	12:00	1	assente	1
Rilevamento acqua nel foro di sondaggio						
DATA: 10/06/10 ORE 11:00 R.F. QUOTA H2O1						
10/06/10 11:00						
posto in opera pozzetto di cemento carabile						

Documentazione fotografica

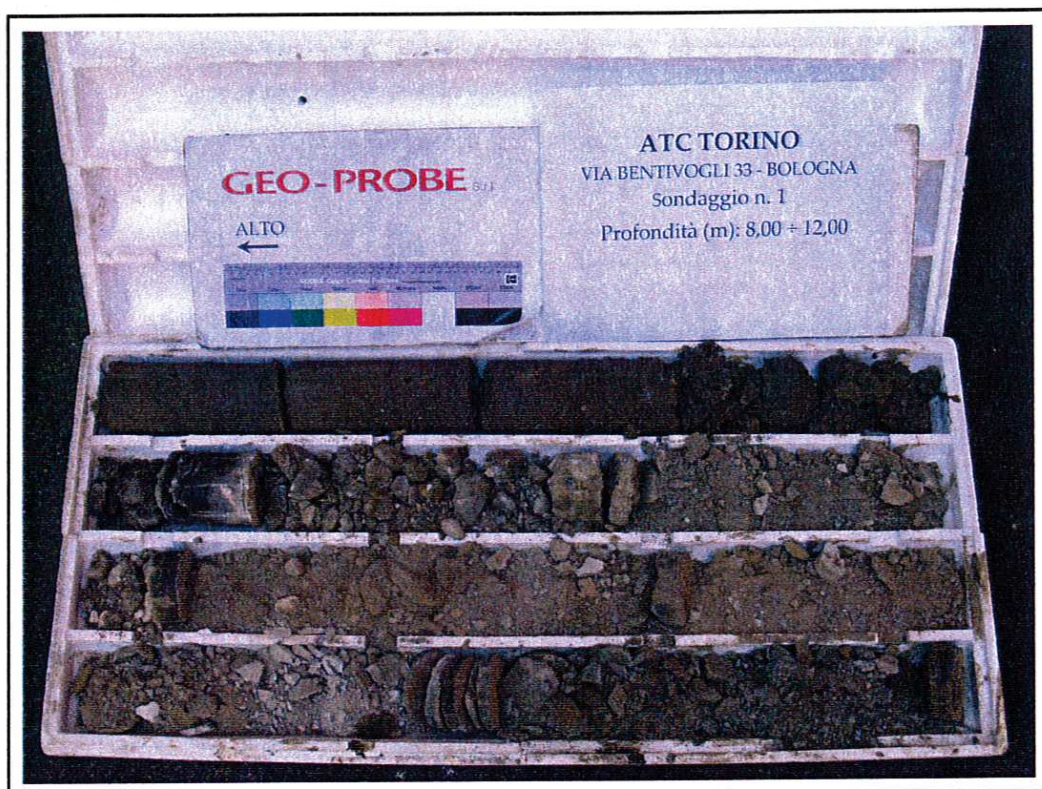
Carotaggio 1 – Cassetta 1 (da 0,00 a 4,00 m)



Carotaggio 1 – Cassetta 2 (da 4,00 a 8,00 m)



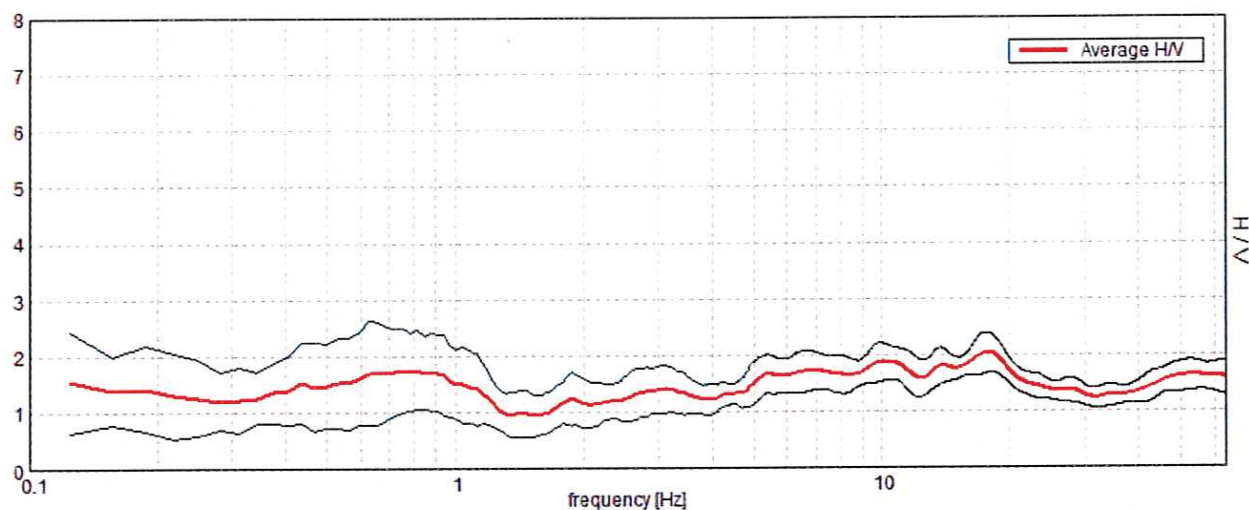
Carotaggio 1 – Cassetta 3 (da 8,00 a 12,00 m)



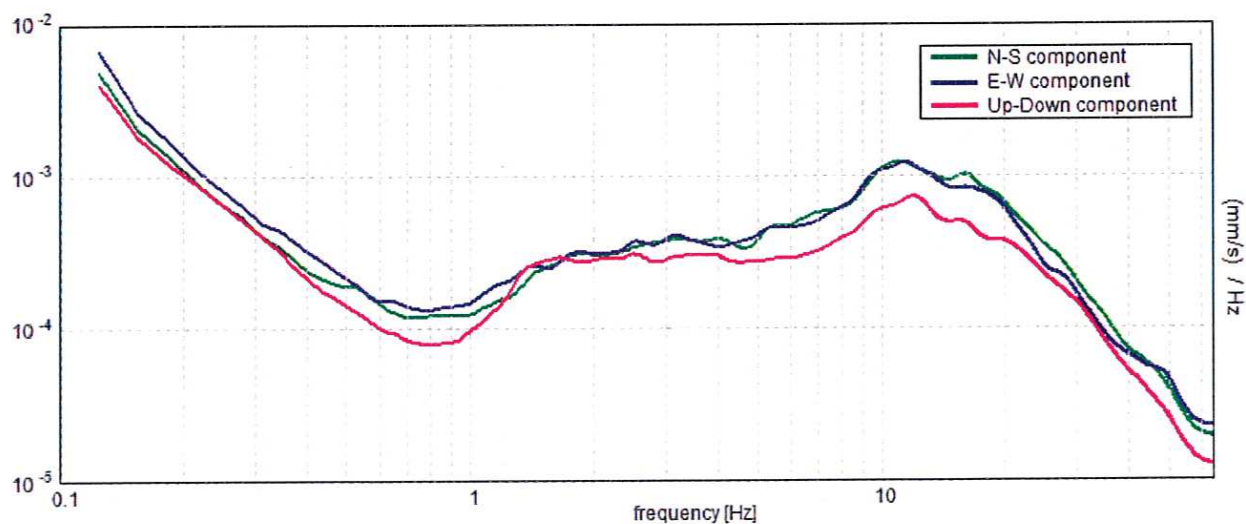
Indagine sismica

ACQUISIZIONE DATI	
Strumento	TRZ-0184/01-12
Durata registrazione	20'00"
Frequenza campionamento	128 Hz
Lunghezza finestre	20 s
Tipo di lisciamento	Finestra triangolare
Lisciamento	10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

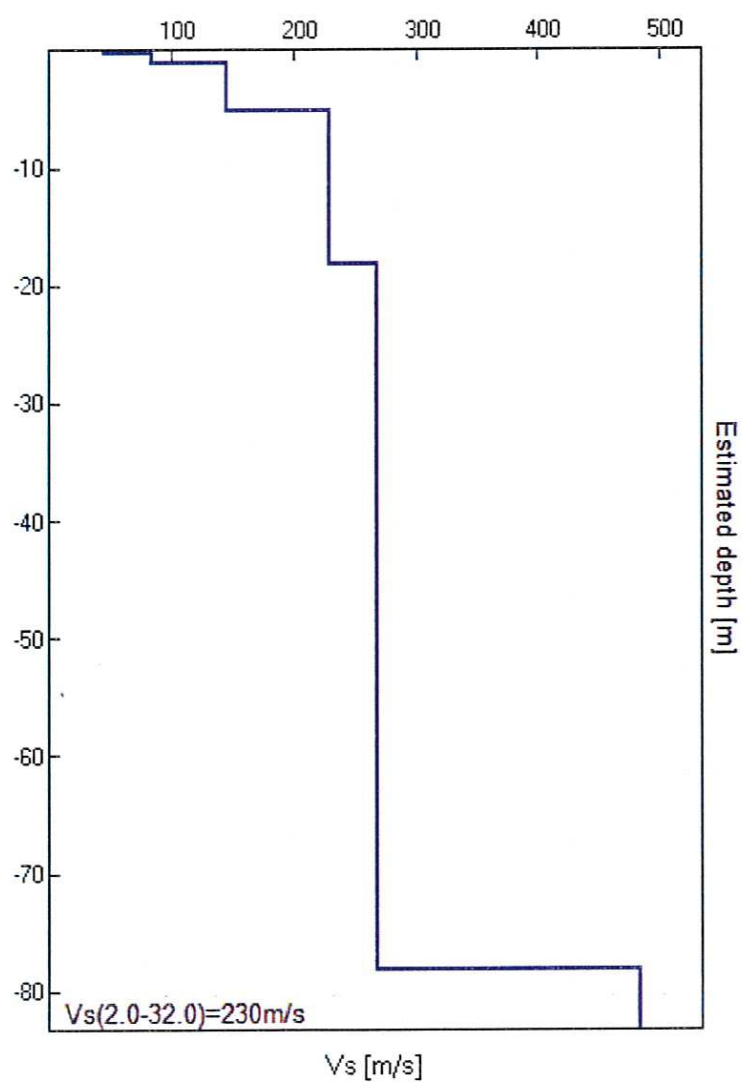


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.20	0.20	45
1.20	1.00	84
5.20	4.00	145
18.20	13.00	229
78.20	60.00	268
inf.	inf.	483

$V_s(2.0-32.0) = 230 \text{ m/s}$



PROVINCIA DI BOLOGNA
COMUNE DI BOLOGNA
Via Bentivogli, 33

INTEGRAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



Envia Studio di Geologia e Geofisica

di Durante Dal Forno e Rispoli
via G.P. da Palestrina 1/4

40141 Bologna - www.envia.it

Sommario

1. PREMESSA	2
2. INDAGINI GEOLOGICHE	2
2.1 Prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe).....	2
3. MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	3
3.1 Interpretazione stratigrafica e litotecnica delle indagini eseguite.....	3
4. CONCLUSIONI.....	6
5. BIBLIOGRAFIA	7

Allegati

APPENDICE A – STIMA DEI CEDIMENTI

ALLEGATO 1 – PROVE PENETROMETRICHE: TABELLE E GRAFICI

ALLEGATO 2- CERTIFICATO ANALITICO DI LABORATORIO

TAVOLA 1 - UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE- SEZIONI GEOLOGICO-TECNICHE

RELAZIONE GEOLOGICA

DM 14/01/2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

1. Premessa

L'Azienda Territoriale per la casa della Provincia di Bologna ha dato incarico alla scrivente Envia Studio Associato di Geologia e Geofisica di Durante, Dal Forno e Rispoli di effettuare una integrazione di indagine in merito ai terreni di fondazione del fabbricato ubicato in via Bentivogli 33.

La prima indagine era stata eseguita nel mese di giugno del 2013 dal dott. Geol. Graziano Grimandi di Geoprobe s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), oggetto di apposita relazione geologica cui si farà riferimento nel presente report. Si rimanda alla medesima relazione per l'inquadramento geologico-geomorfologico e idrogeologico del sito.

In estrema sintesi si tratta di terreni di natura prevalentemente limoso-sabbiosi/limoso-argillosi in superficie che passano a ghiaie e sabbie addensate tra i 10 e 12 m da p.c. in cui non è stata rilevata la presenza di falda idrica sotterranea. Da un punto di vista sismico l'area è stata caratterizzata mediante approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. In particolare, in sede di relazione geologica l'area era stata classificata con categoria C ($V_{s30} = 230$ m/s). L'assenza di falda idrica sotterranea esclude il rischio liquefazione in caso di sisma.

2. Indagini geologiche

La campagna di indagini pianificata a seguito dello studio bibliografico e del sopralluogo in situ ha previsto:

- realizzazione di n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica spinta alla profondità massima di 12.52 m da p.c. ;
- prelievo di n.1 campione rimaneggiato da trincea realizzata a livello del piano di fondazione. Prove di laboratorio sul campione: classificazione standard, limiti di Atterberg, granulometria.

L'ubicazione delle indagini è riportata in **Tavola 1**;

2.1 Prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTE)

Le prove penetrometriche statiche con punta elettrica sono state realizzate mediante un penetrometro Pagani dotato di un dispositivo idraulico di spinta da 20 tonnellate montato su autocarro MERCEDES UNIMOG.

La punta meccanica è di tipo telescopico con manicotto - "punta Begemann" con diametro di base pari a 37.5 mm e angolo di apertura del cono pari a 60°, come da raccomandazioni AGI 1977 e indicazioni internazionali standardizzate. La batteria di aste è composta da una serie di spezzoni di aste cave di lunghezza pari a 1 m e con diametro esterno di 36 mm al cui interno è posta la batteria di astine che permette l'avanzamento della punta. La penetrazione avviene ad una velocità costante pari a 2 cm/sec (con tolleranza ± 0.5 cm/sec), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno. All'interno delle aste cave è inoltre presente un cavo elettrico che tramite un trasduttore posizionato in corrispondenza della punta consente di registrare su pc i valori di Q_c ed F_s registrati nel corso dell'avanzamento della prova. Il dispositivo di spinta è solidale al terreno, quando possibile, mediante due ancoraggi laterali in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'immissione. L'acquisizione dei dati avviene in maniera automatica per ogni centimetro di avanzamento.

I valori di Q_c , F_s registrati nel corso della prova realizzata vengono allegati alla presente relazione su supporto informatico. Un'indicazione della stratigrafia dei terreni indagati è fornita dal rapporto tra la resistenza all'infissione statica della punta (R_p) e la resistenza per attrito laterale locale (R_l) che il materiale sviluppa sul manicotto della punta. Nell'interpretazione quantitativa dei risultati, che consente di determinare le grandezze di alcuni parametri geotecnici dei terreni attraversati mediante formule empiriche, si è tenuto in considerazione che le prove sono assimilabili a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito; pertanto, in terreni coesivi, si ottiene una stima della coesione non drenata c_u . Nei terreni sabbiosi è possibile valutare il grado di addensamento e una stima del valore di angolo di attrito. In **Allegato 1** sono riportati i grafici relativi alle prova CPTe eseguite.

3. Modellazione geologica

3.1 Interpretazione stratigrafica e litotecnica delle indagini eseguite

Il primo e fondamentale dato che si ottiene mediante l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche è un'indicazione della litologia dei terreni attraversati, in prima approssimazione, valori di q_c elevati corrispondono a terreni di natura incoerente, mentre valori di q_c più contenuti sono tendenzialmente correlabili a terreni coesivi. Esistono in ogni caso numerose classificazioni che, sulla base dei valori di resistenza di punta e laterale forniscono la litologia dei terreni attraversati. Nell'ambito della presente indagine si è utilizzata la classificazione di Robertson & Campanella, 1983.

Dall'esame delle prove penetrometriche realizzate si evidenzia la presenza di livelli di terreno con caratteristiche miste incoerenti/coesive nei primi 10-12 m e livelli di terreno con caratteristiche principalmente incoerenti al disotto di essi.

Le verticali realizzate non sono omogenee ma si registrano significative disomogeneità laterali come si evince dal diagramma che mette a confronto le q_c delle tre prove realizzate.

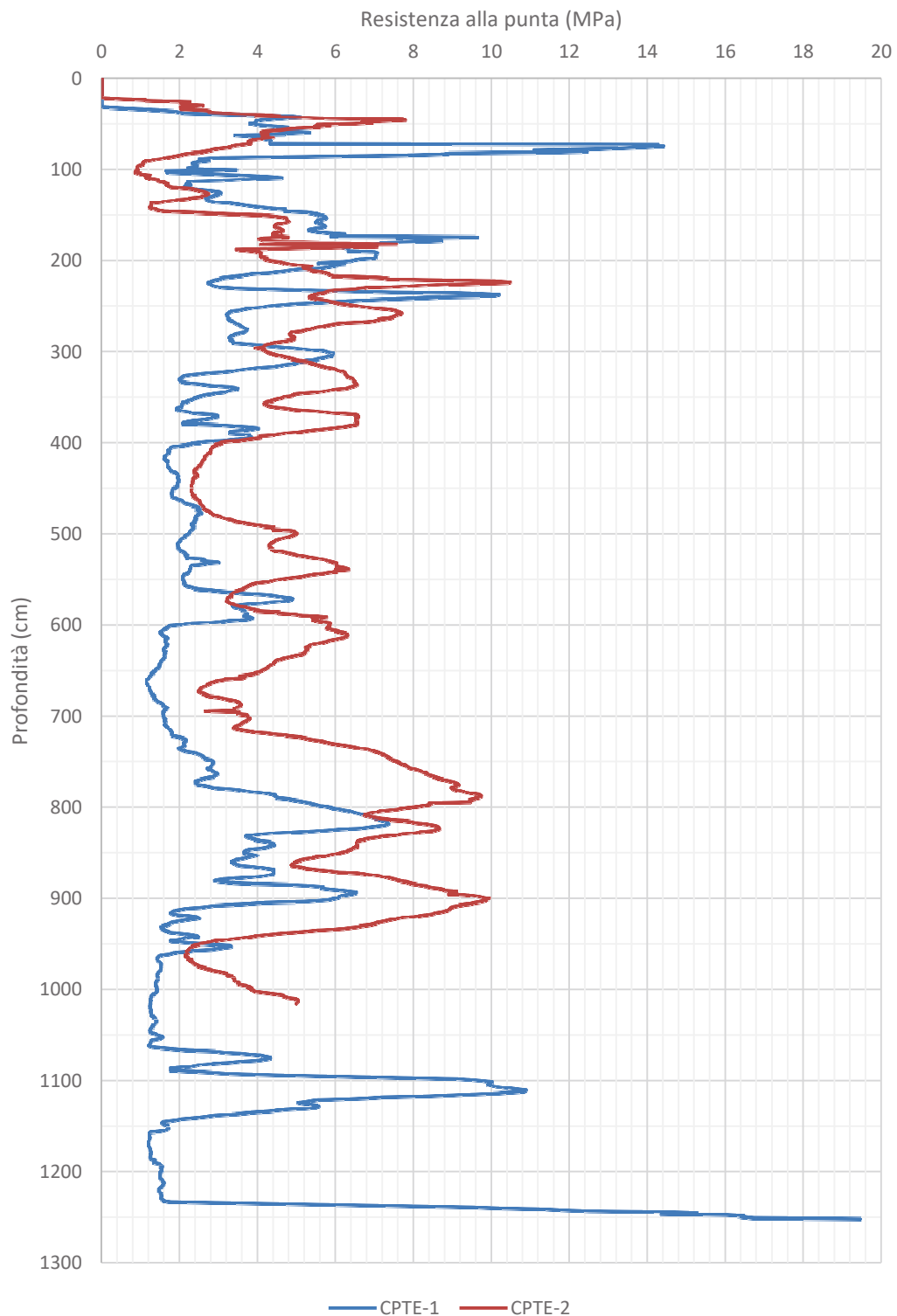


Fig. 1 – Grafico comparativo delle prove CPTE

Le prove sono state analizzate ed interpretate e su ciascuna verticale sono state individuate delle unità litotecniche il più possibile omogenee:

CPTe-1								
UL	prof. tetto	q_c (MPa)	f_s (MPa)	c_u (kPa)	M (Mpa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)
A	4.0	4.33	0.11	144.3	10.8	20.6	21.4	37.3
B	7.7	2.13	0.08	71	5.3	19.4	20.2	-
C	9.7	3.91	0.11	130.3	9.8	20.4	21.2	31.2
D	10.68	1.38	0.04	46	6.9	18.5	19.3	-
D1	11.6	4.89	0.10	-	9.8	17.7	20.6	31.4
D	12.32	1.41	0.05	47	7.1	18.5	19.3	28.7
F	12.52	10.45	0.08	-	15.7	18.6	21.6	34.9

CPTe-2								
UL	prof. tetto	q_c (MPa)	f_s (MPa)	c_u (kPa)	M (Mpa)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)
A	4	4.54	0.12	151.3	11.4	19.4	20.2	-
C	7	3.9	0.23	130	9.8	18.6	21.6	34.4
E	10.16	6.25	0.25	208.3	19.3	18.6	21.6	37.2

Di seguito la descrizione delle unità litotecniche

Unità litotecnica A: limi sabbiosi e sabbie limose ad elevato grado di consistenza e addensamento

Unità litotecnica B: Limi argillosi a medio grado di consistenza _

Unità litotecnica C: Limi argillosi ad elevato grado di consistenza

Unità litotecnica D: Limi argillosi a basso grado di consistenza _

Unità litotecnica D1: Sabbie limose a medio grado di addensamento

Unità litotecnica E: limi sabbiosi ad elevato grado di consistenza e addensamento

Unità litotecnica F: Sabbia e ghiaia addensata

Le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici sono le seguenti:

Coesione non drenata (c_u): *Marsland (1974)* e *Marsland & Powell (1979)*

Angolo di attrito efficace (ϕ): *Schmertmann (1982)*

Modulo confinato drenato (M): *Meyerhof (1975)*

La classificazione di Robertson & Campanella, 1983 prevede per le Unità Litotecniche D1 e F un comportamento di tipo incoerente, per B,C e D un comportamento francamente coesivo, e per A e E un comportamento di tipo misto. Il modello litostratigrafico proposto è riassunto nella Sezione Geologico-tecnica riportata in **Tavola 1**. E' evidente una variabilità laterale significativa.

4. Conclusioni

L'indagine geognostica eseguita ha evidenziato la presenza di terreni significativamente disomogenei, a comportamento prevalentemente misto incoerente-coesivo, sovraconsolidati in particolare nella porzione sud est del fabbricato. Non è stata rilevata la presenza di falda idrica sotterranea.

Le disomogeneità stratigrafiche riscontrate risultano non trascurabili rispetto all'interazione terreno-struttura, tanto più che le strutture di fondazione del fabbricato sono realizzate in muratura. E' inoltre necessario considerare la possibilità, in un contesto così eterogeneo, di locali discontinuità che possano aver ulteriormente esacerbato il comportamento del sistema di fondazione con un decorso temporale difficilmente quantificabile.

Vista l'età della struttura, **i cedimenti di consolidazione legati al carico dovrebbero essere completamente maturati**; possibili ulteriori evoluzioni del cedimento potrebbero essere innescate da attività antropiche non propriamente gestite (scavi in adiacenza, danneggiamento di sottoservizi ad uso acquedottistico e fognario, ecc...) o maturare, in misura comunque limitata, per il progredire dei fenomeni di creep o altri fenomeni legati alla variazione stagionale del contenuto d'acqua a carico dei terreni di fondazione.

Si ritiene infine che l'assetto stratigrafico rilevato nel sottosuolo possa condurre a questo tipo di considerazioni evolutive indipendentemente dagli aspetti sismici, ritenuti di scarsa rilevanza rispetto alla presente analisi (considerando anche la bassissima probabilità di innesco di fenomeni di mobilitazione ciclica/liquefazione data l'assenza di una vera e propria falda idrica superficiale).

A supporto di queste conclusioni è stata condotta una stima dei cedimenti rispetto ad una sezione rappresentativa (v. Appendice A). Tale stima, condotta ponendo il *tempo zero* all'epoca della costruzione dei fabbricati, non fa che confermare quanto sopra riportato, ovvero che l'attuale quadro del dissesto può essere imputato in misura rilevante al comportamento sotto carico statico dei terreni di fondazione e che, in prospettiva futura, non si attendono significativi incrementi di cedimento se non in caso di eventi gravosi o di natura antropica.

In merito ai possibili interventi, se reputati necessari e finalizzati alla mitigazione della eventuale evoluzione del fenomeno deformativo, si suggerisce la predilezione di interventi profondi (es. micropali).

5. Bibliografia

6. MARSLAND A. (1974) – Comparison of the results from static penetration tests and large in-situ plate tests in London clay. Proc. European Symp. Penetration Testing, Stockholm.
7. MITCHELL AND GARDNER, 1975- “In situ measurement of soil propertier” - American Society of Civil Engineers.
8. ROBERTSON P.K & CAMPANELLA R.G, 1983- interpretation of Cone Penetration Tests- Canadian Geotechnical Journal vol. 20- n.4

APPENDICE A: STIMA DEI CEDIMENTI

Il calcolo del cedimento viene espletato attraverso la procedura analitica semplificata (basata sulla teoria classica della consolidazione) messa a punto da Skempton e Bjerrum (1957). Tale procedura è valida per orizzonti di natura coesiva. Gli orizzonti di natura incoerente, data la scarsa rilevanza in termini di cedimento assoluto, vengono considerati come indeformabili.

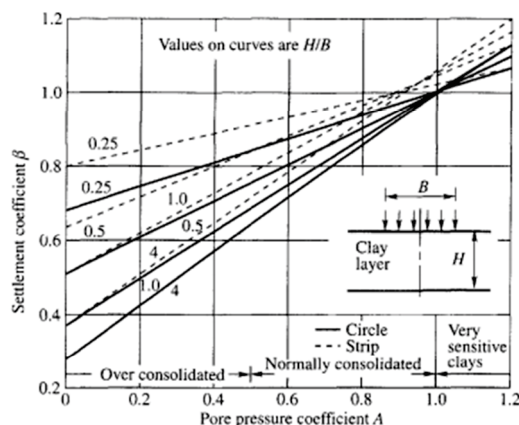


Figure 13.12 Settlement coefficient versus pore-pressure coefficient for circular and strip footings (After Skempton and Bjerrum, 1957)

Table 13.5 Values of settlement coefficient β

Type of clay	β
Very sensitive clays (soft alluvial and marine clays)	1.0 to 1.2
Normally consolidated clays	0.7 to 1.0
Overconsolidated clays	0.5 to 0.7
Heavily overconsolidated clays	0.2 to 0.5

Abaco di Skempton-Bjerrum per la stima del cedimento di consolidazione (1957)

La procedura prevede il calcolo di tre contributi al cedimento complessivo:

- Un contributo a breve termine (w_0)
- Un contributo dovuto alla consolidazione (w_c)
- Un contributo dovuto al creep (w_α)

Il calcolo dei tre contributi al cedimento può essere operato sfruttando i parametri correlabili con le prove CPTe (v. relazione) per gli orizzonti coesivi e fornisce, per le due verticali di riferimento della sez. A (CPTe 1 e CPTe 2) le seguenti stime:

	w_0 (cm)	w_c (cm) <i>consolidazione 95% (c.a. 10 anni)</i>	w_α (cm) <i>creep a 50 anni</i>
CPTe 1	1.9	5.3	2.8
CPTe 2	1.9	3.5	3.0

Il calcolo è stato effettuato ponendo il *tempo zero* all'epoca della costruzione dei fabbricati, ipotizzando una fondazione nastriforme con comportamento flessionale intermedio tra l'infinitamente rigido e l'infinitamente flessibile (agendo sul parametro β di Skempton) e utilizzando i seguenti assunti:

carico unitario in fondazione (q): 150 kPa

dimensione caratteristica della fondazione (B): 0.7 m

Nel calcolo è stato considerato l'effetto non trascurabile dell'approfondimento del piano di posa delle fondazioni.

In termini differenziali, assumendo la prova CPTE 1 come riferimento per la mezzeria della fondazione e la prova CPTE 2 come riferimento allo spigolo, si ottengono i seguenti valori di distorsione

Termine teorico della consolidazione ($t > 10$ anni): $d = 0.0008$

Includendo i fenomeni di creep (a 50 anni): $d = 0.0007$

Il cedimento massimo assoluto al termine teorico della consolidazione è stimato in 7.2 cm (CPTE 1), mentre il cedimento massimo assoluto includendo i fenomeni di creep è stimato in 10.0 cm (CPTE 1).

Tali valori possono essere confrontati con valori di riferimento per lo stato limite di esercizio, ad esempio utilizzando i limiti teorici proposti da Holtz (1991):

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità		15 ÷ 30 30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i> <i>Strutture intelaiate</i> <i>Ciminiere, silos</i>	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
Inclinazione δ/L	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i> <i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.003 0.0002 0.003
	Murature portanti multipiano Murature portanti ad un piano Lesione intonaci Telai in c. a. Pareti di strutture a telaio in c.a. Telai in acciaio Strutture semplici di acciaio		0.0005 ÷ 0.001 0.001 ÷ 0.02 0.001 0.0025 ÷ 0.004 0.003 0.002 0.005
Rotazione relativa β			

Limiti teorici per cedimenti assoluti e relativi secondo Holtz (1991)

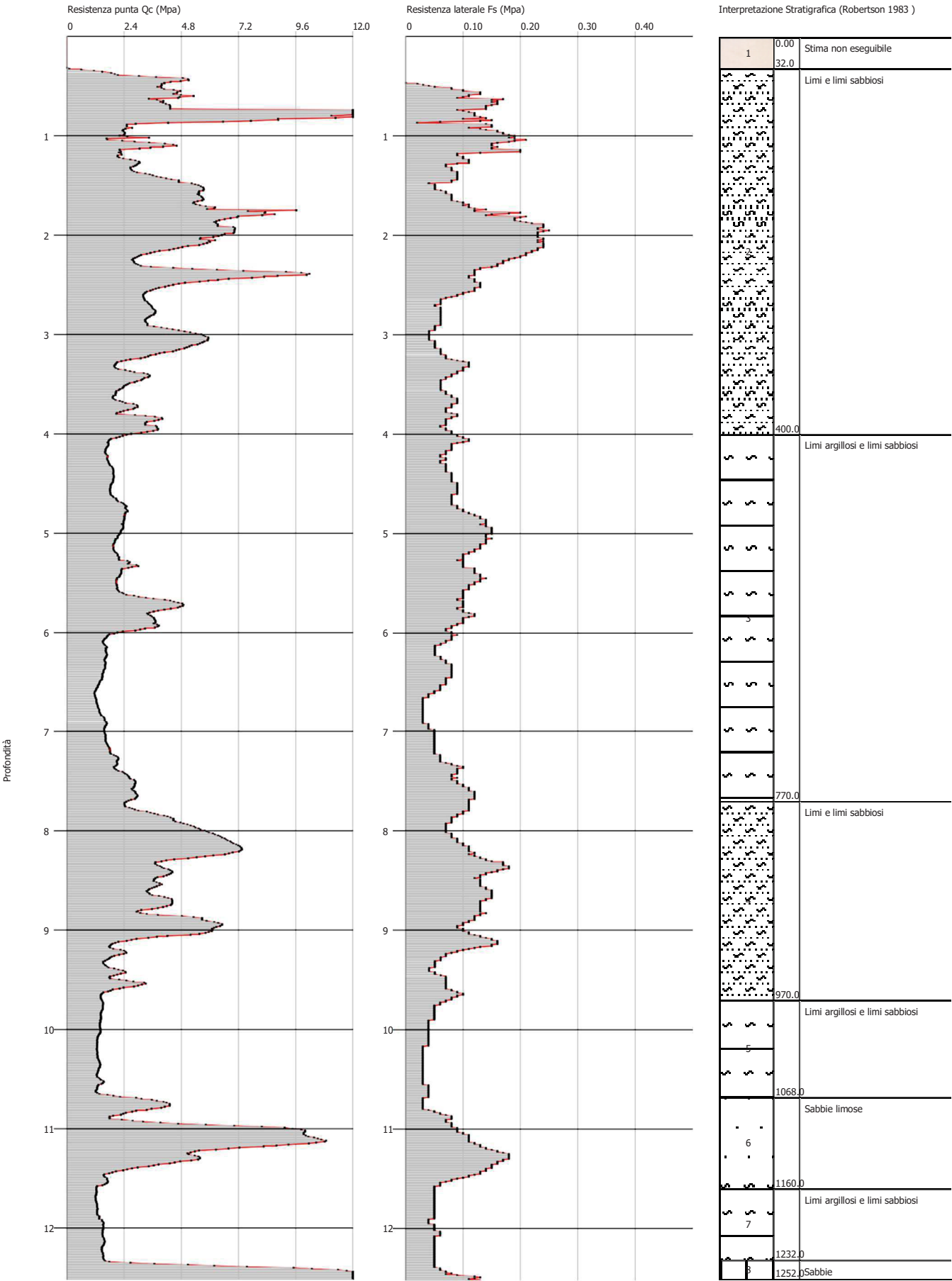
Dalla disamina delle stime sopraesposte si evince il superamento dei limiti di esercizio in riferimento al cedimento assoluto, con probabilità di cedimenti differenziali, ed il rispetto dei limiti di distorsione. Potrebbe pertanto essere ragionevole supporre che l'attuale quadro fessurativo contempli anche la componente legata ai detti cedimenti occorsi nel tempo. Si può inoltre affermare che l'aliquota di cedimento maggiormente rilevante (cedimento di consolidazione) sia, ad oggi, completamente maturata e che le possibili ulteriori evoluzioni del cedimento sotto carico (dovute essenzialmente a fenomeni di creep) siano di entità contenuta e di scarsa rilevanza.

Probe CPTU - Piezocone CPTU-1
Strumento utilizzato... PAGANI 200 kN (CPTU)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : ATC Servizi s.r.l.
Cantiere : via Bentivogli- Via Palmieri
Località : Bologna

Data :24/11/2016

Scala 1:54

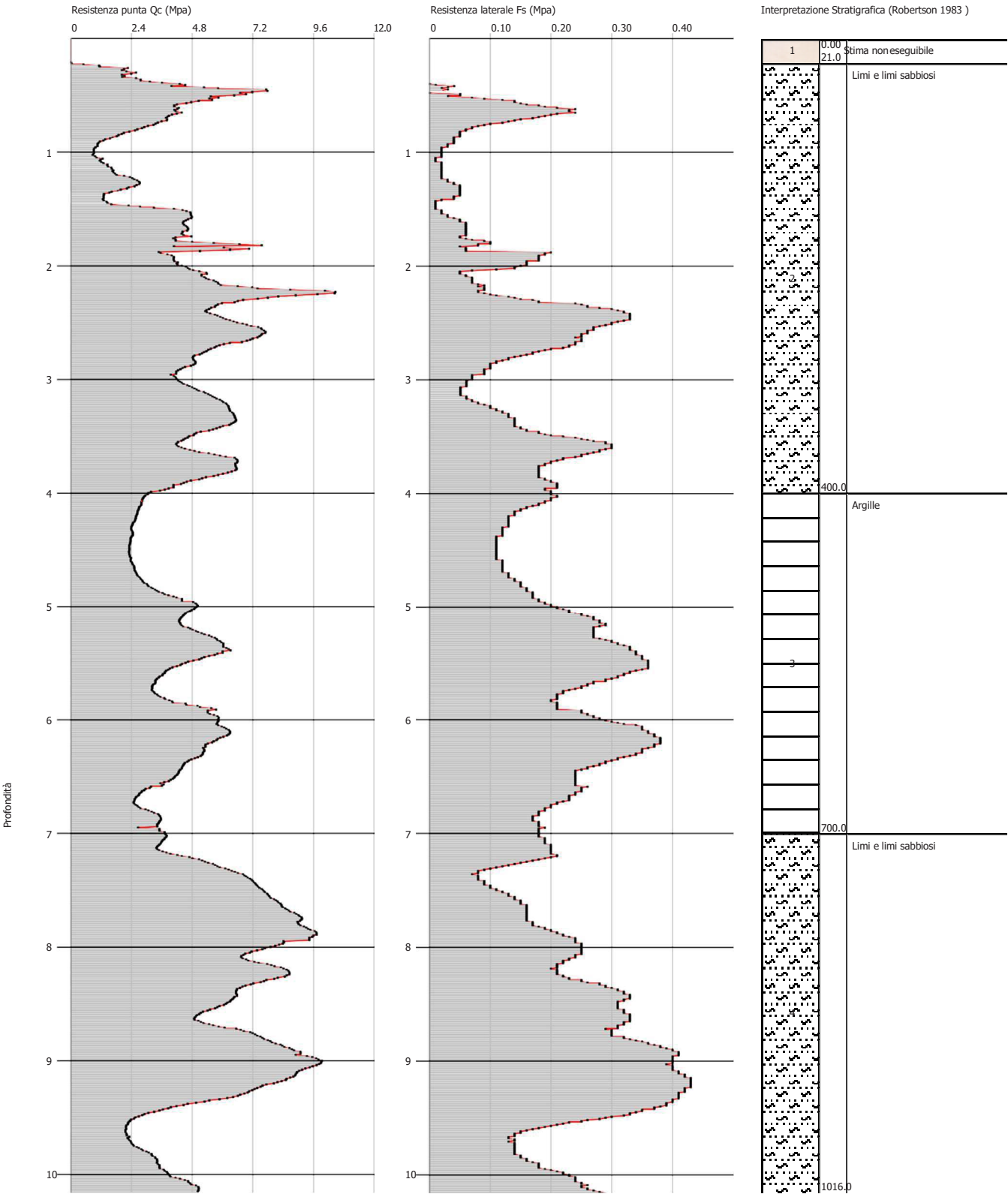


Probe CPTU - Piezocone CPTe-2
Strumento utilizzato... PAGANI 200 kN (CPTU)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : ATC Servizi s.r.l.
Cantiere : via Bentivogli- Via Palmieri
Località : Bologna

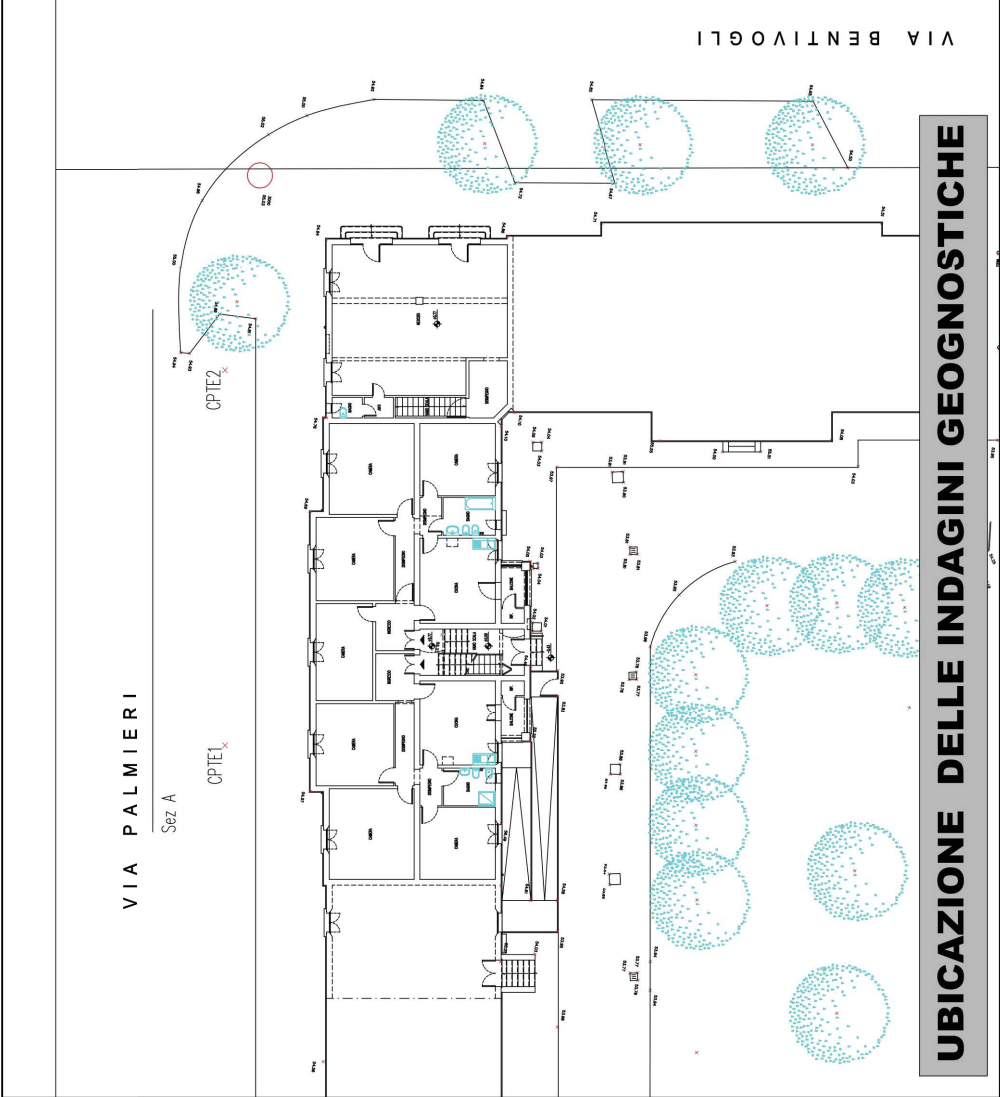
Data :24/11/2016

Scala 1:50

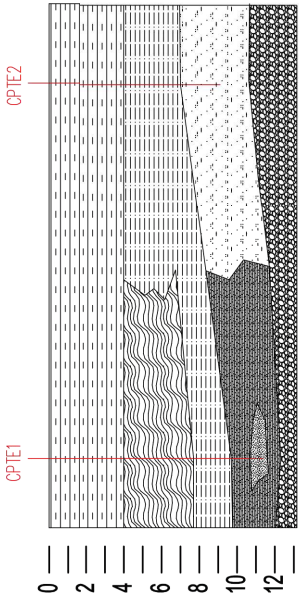


CPTE-1								
UL	prof. Tetto	Qc (MPa)	Fs (MPa)	Cu (kPa)	Mo (Mpa)	PUV kN/m3	PUVS kN/m3	Fi
A	4	4.33	0.11	144.3	10.8	20.6	21.4	37.3
B	7.7	2.13	0.08	71	5.3	19.4	20.2	-
C	9.7	3.91	0.11	130.3	9.8	20.4	21.2	31.2
D	10.68	1.38	0.04	46	6.9	18.5	19.3	-
D1	11.6	4.89	0.1	-	9.8	17.7	20.6	31.4
D	12.32	1.41	0.05	47	7.1	18.5	19.3	28.7
F	12.52	10.45	0.08	-	15.7	18.6	21.6	34.9

CPTE-2								
UL	prof. Tetto	Qc (MPa)	Fs (MPa)	Cu (kPa)	Mo (Mpa)	PUV kN/m3	PUVS kN/m3	Fi
A	4	4.54	0.12	151.3	11.4	19.4	20.2	-
C	7	3.9	0.23	130	9.8	18.6	21.6	34.4
E	10.16	6.25	0.25	208.3	19.3	18.6	21.6	37.2



UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE



Legenda

× Prove penetrometriche statiche con punta ellittica (CPT)- campagna 2016

	A- limi sabbiosi e sabbie limose ad elevato grado di consistenza e addensamento
	B- limi argillosi a medio elevato grado di consistenza
	C- limi argillosi ad elevato grado di consistenza
	D- limi argillosi a medio basso grado di consistenza
	DI- sabbie limose a medio grado di addensamento
	E- limi sabbiosi a elevato grado di consistenza e addensamento
	F- sabbia e ghiaia addensate

SEZIONE GEOLOGICO-TECNICA

PROVINCIA DI BOLOGNA
COMUNE DI BOLOGNA
Via Bentivogli, 33

INTEGRAZIONE INDAGINE
GEOGNOSTICA

tavola:
UBICAZIONE DELLE
INDAGINI GEOGNOSTICHE,
E SEZIONI GEOLOGICO-TECNICHE

A conferma di quanto indicato nelle relazioni geologiche, a firma dello Studio GEO-PROBE e di ENVIA Studio di Geologia e Geofisica, si riporta quanto indicato nel POC del Comune di Bologna:

[...] “Lo studio geologico e sismico è elaborato in coerenza con i contenuti della DAL 112/2007 – ordinanza RER n. 14/2014 che impone studi di microzonazione sismica elaborati per le fasi di pianificazione territoriale” [...].

Gli studi effettuati, unitamente ai dati ottenuti dagli approfondimenti in seguito al sisma del 2012, hanno permesso di definire le seguenti caratteristiche per la zona di interesse.

INTERVENTO	FA PGA	FA SI (0,1s – 0,5s)	FA SI (0,5s – 1,0s)	Microambito (DAL 112/2007)
I-19 Via Libia, 69-71	1,5	1,7	2,3	Pianura 2 ($V_{s30} = 300$ m/s)

A seguire si riporta uno stralcio del POC – Relazione Geologica e Sismica.





I-19 VIA LIBIA, 69÷71
Quartiere: San Vitale

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO:

Dati progettuali intervento	Ex deposito provinciale Atc in disuso, la rigenerazione dell'area si attua attraverso la totale demolizione di capannone, palazzina e tettoia esistenti e ricostruzione per la definizione di un nuovo complesso a principale matrice residenziale, corredato da usi commerciali, attività economiche e amministrative di piccole dimensioni.
------------------------------------	---

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA PRELIMINARE:

Prove geognostiche e geofisiche di riferimento	221090E239, 221050P486 → CPTe, sondaggio B/D RER CPTU1 → prova penetrometrica statica elettrica con piezocono CPT1; CPT2; CPT3 → prove penetrometriche statiche meccaniche TR19 → registrazione HVSR
Inquadramento geologico generale	Ambito → Conoidi e terrazzi alluvionali Facies → Depositi di conoide e di terrazzo del Savena
Classificazione presunta USCS (sedimenti 0-5m)	ML → limi; sabbie fini limoso argillose; limi argillosi di bassa plasticità
Interferenza con falda (Soggiacenze <5 m)	Assente (intervallo insaturo)
Classificazione geotecnica dei sedimenti (0-5 m e 5-10 m)	DS → Zone caratterizzate da terreni dotati di qualità meccaniche da normali (1.000 <qc <1.500 kPa) a discrete (>1.500 kPa) nel primo intervallo (fino a -5 m dal p.c.), e da qualità scadente (qc <1.000 kPa) nel secondo strato
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	Sono aree edificabili con normali tecniche costruttive (es. fondazioni superficiali a nastriformi), per insediamenti di normale impegno (edifici residenziali fino a due piani, con pressioni fino a 120 kPa). In questa zona di edificabilità, possono presentarsi limitazioni legate all'interazione sedimenti-struttura, cioè ai cedimenti assoluti o differenziali ed all'entità delle pressioni di esercizio. Gli eventuali scavi e il riutilizzo dei materiali escavati sono subordinati al rispetto delle normative vigenti comunali e nazionali (DM 161/2012)

CARATTERIZZAZIONE SISMICA (DAL REGIONALE 112/2007):

Pericolosità sismica preliminare PTCp	A – Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche; sono sufficienti approfondimenti di livello 2
Pericolosità sismica preliminare PSC	Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti
Microzonazione livello 2	<u>Amplificazione:</u> $ag(ref) = 0,166$; $Pga = 0,249g$; $FA(Pga) = 1,5$; $FASI(0,1s-0,5s) = 1,7$; $FASI(0,5s-1,0s) = 2,3$ (Pianura2; $Vs30 = 300$ m/s) <u>Principali frequenze di vibrazione terreni:</u> $f_0 = 0,90$ Hz; $f_1 = 2,4$ Hz; $f_2 = 5,5$ Hz
Approfondimenti livello 3	<u>Liquefacibilità:</u> Le indagini geognostiche effettuate rilevano sedimenti insaturi fino alla max profondità investigata (-14 m p.c.)
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	Nessun elemento escludente o limitativo per gli interventi previsti.

Il progettista

