

andrea trebbi architetto

40135 bologna, via saragozza, 219

tel +390516142081 fax +390516143893 architetture@andreatrebbi.it
www.andreatrebbi.it

comune: bologna
quartiere: saragozza

POC

**perequazione urbanistica
dell'area ex vivaio gabrielli
in via della certosa e
nuova costruzione di un
edificio residenziale in via
sacco e vanzetti angolo
via delle tofane**

edilbo s.a.s.

comune di bologna

9.2

relazione geologico-tecnica-sismica

marzo 2018

urbanistica-architettura-paesaggio e coordinamento
arch. andrea trebbi

geologia
geo-probe s.r.l. dott. graziano grimandi

ingegneria
ing. rita trentini

dimensionamento energetico-meccanico
p.i. lorenzo vecchi

dimensionamento energetico-elettrico
ing. luca nanni

acustica e valsat
ing. marila balboni



COMUNE DI BOLOGNA

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI
TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI
UN'AREA SITA IN VIA SACCO E VANZETTI
ANGOLO VIA DELLE TOFANE, PER LA
QUALE SI RICHIEDE LA VARIANTE AL
POC.

Committente:

– EDILBO s.r.l.



Codice Lavoro: 2018.006/RG

Revisione 1.0 Febbraio 2019

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: geoprobe@geo-probe.com

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. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	11
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	15
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	16
10. MODELLAZIONE SISMICA	18
10.1. Vita nominale	18
10.2. Classi d'uso.....	18
10.3. Periodo di riferimento.....	19
10.4. Azione sismica	19
10.5. Categoria di sottosuolo	20
10.6. Condizioni topografiche	21
10.7. Amplificazione stratigrafica	22
10.8. Accelerazione massima al sito	22
10.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	22
11. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA	24
11.1 Parametri del sito.....	24
11.2 Dati generali	24
11.3 Elaborazione.....	26
12. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	33
13. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA	35
14. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE	36
15. CONSIDERAZIONI FINALI	40

ALLEGATI:

- diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica;
- stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo;
- indagine sismica;
- documentazione fotografica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Robertson, 1990);
- procedure di calcolo RSL.

* * *

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla EdilBo S.r.l. si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area per la quale si richiede una variante al POC.

L'area in esame si ubica in via Sacco e Vanzetti angolo via delle Tofane, in Comune di Bologna (TAV. 1 - estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220121 - Madonna di San Luca).

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) analisi della risposta sismica locale;
- g) valutazione della resistenza di progetto dei
terreni di fondazione in condizioni statiche.

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



Area in esame

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.
- "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.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.

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 50,00 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 (AES8), raccordabili alle zone terrazzate di età quaternaria.

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'idrografia primaria superficiale, in gran parte occultata dagli interventi edificatori e di urbanizzazione, è rappresentata dal Canale Reno che scorre immediatamente a Sud dell'area, mentre quella secondaria è pressoché assente.

La prima falda, come evidenziato da indagini limitrofe, si evidenzia a profondità mediamente superiori a 20,00 m dal p.c. attuale.

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.

TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1: 5.000

AES	<i>Sintema Emiliano Romagnolo Superiore;</i>
AES8	<i>Subsintema di Ravenna;</i>
FAA	<i>Formazione delle Argille Azzurre;</i>
IMO1	<i>Sabbie di Imola Membro di Monte Castellaccio;</i>
IMO3	<i>Sabbie di Imola (Membro di Castel San Pietro).</i>

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, si è provveduto ad eseguire un'indagine geognostica in sito e analisi di laboratorio su di un campione prelevato nel corso della stessa, 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, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nella esecuzione di n. 5 penetrometrie statiche con punta elettrica (CPTE) che, rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto profondità comprese tra 9,87 m e 11,05 m e n. 2 sondaggi a carotaggio continuo della lunghezza di 5,00 m.

I punti di indagine sono stati posizionati in corrispondenza dell'area oggetto di intervento; 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 Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 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 delle penetrometrie statiche con punta elettrica vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta) il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto R_f (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 (F) 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 carotaggi continui 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 pistoni 150 bar
- Argano a fune d'acciaio 1500 Kg
- Aste di perforazione con nipples
 - a filetto conico n. 4 x 1500 mm x 60 mm
- Carotieri semplici n. 2 x 1500 mm x 101 mm
- Campionatore Schelby per prelievo campioni indisturbati
- 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)

Nel corso del sondaggio a carotaggio continuo n. 1, mediante campionario a pareti sottili tipo Shelby, alla profondità di 2,00÷2,50 m è stato prelevato un campione indisturbato da sottoporre ad analisi di laboratorio.

4.2. Indagine sismica

Allo scopo di definire la frequenza di risonanza dei terreni e la velocità media delle onde sismiche di taglio Vs, 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 Vs dalla relazione:

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

dove:

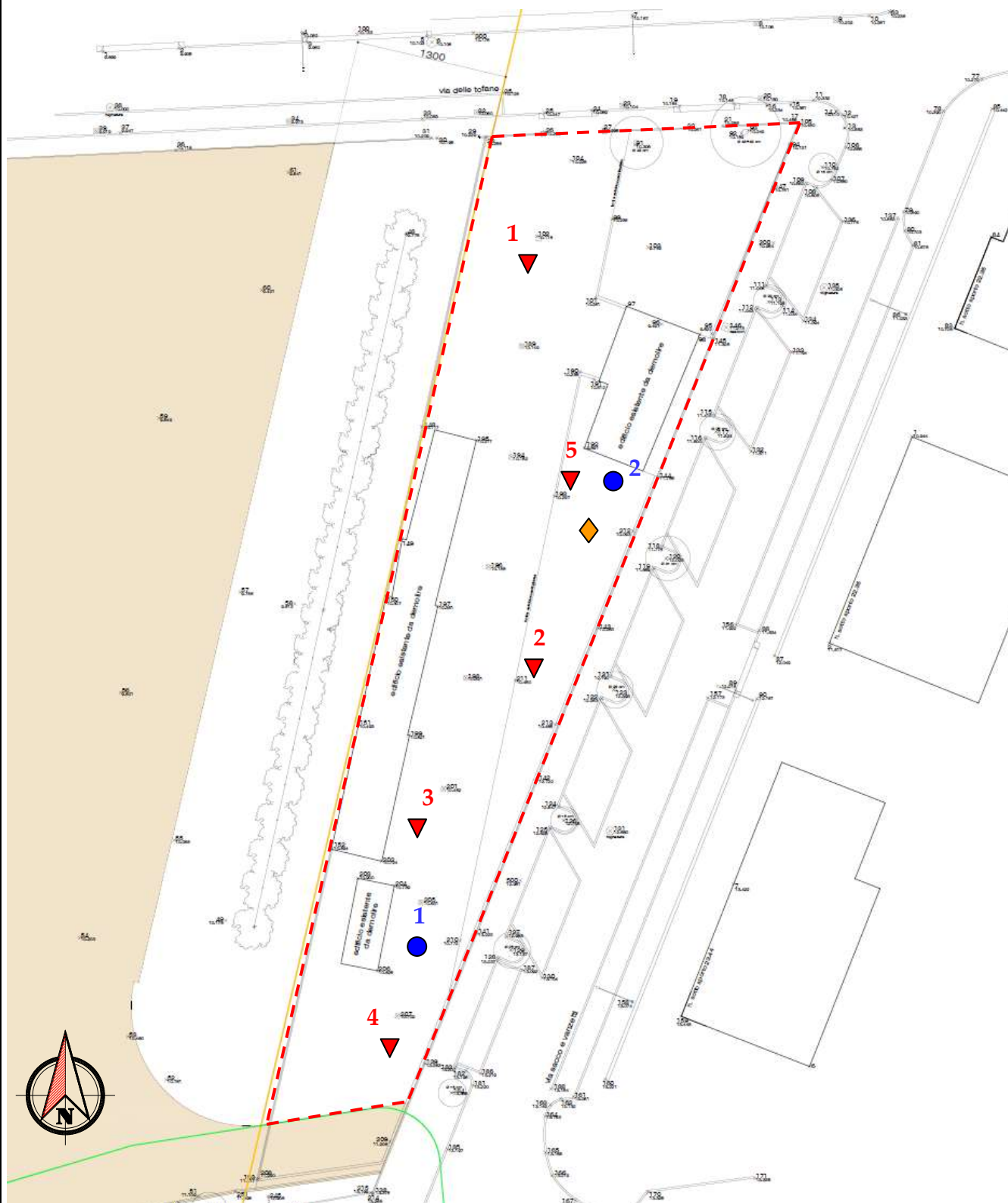
f_i = frequenza dello strato i -esimo;

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



- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica
- Sondaggi a carotaggio continuo
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:500

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, con riferimento al p.c. attuale, possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto costituito da detriti, laterizi e frammenti di cemento in matrice sabbiosa, dello spessore medio di $0,70 \div 1,20$ m, sono inizialmente presenti delle argille limose di colore da bruno grigiastro scuro a nocciola, di consistenza plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ MPa; $R_f = 2,9 \div 8,5$ %) ed umidità medio scarsa, che ad una profondità media di $1,90 \div 2,10$ m inglobano delle argille con limo variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza plastica dura ($q_c = 2,0 \div 3,6$ MPa; $R_f = 3,9 \div 6,5$ %) ed umidità medio scarsa.

Da una profondità media di $3,80 \div 4,50$ m, e per circa $3,40 \div 4,40$ m, prevalgono dei limi argillosi di consistenza da plastica, plastico dura a dura ($q_c = 1,8 \div 5,1$ MPa; $R_f = 3,2 \div 6,5$ %), che al letto dell'intervallo inglobano sottili lenti sabbiose con ghiaietto di addensamento medio ($q_c = 3,8 \div 15,9$ MPa; $R_f = 0,8 \div 2,0$ %).

Sotto sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura ($q_c = 1,3 \div 3,6$ MPa; $R_f = 3,9 \div 6,5$ %).

Suddetti terreni sono sopportati da ghiaie in matrice sabbiosa di addensamento elevato ($q_c = 5,0 \div 38,7$ MPa; $R_f = 0,5 \div 0,9$ %) il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità variabile da 9,70 m a 10,90 m dal p.c. attuale e su cui si sono arrestate penetrometrie.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio, non è stata rilevata la presenza di circolazioni idriche e/o falde freatiche di superficie; indagini limitrofe hanno evidenziato la presenza di acqua a partire da profondità superiori a 20,00 m dal p.c. attuale.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre la stratigrafia dei sondaggi a carotaggio continuo, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria di Robertson (1990).

6. 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	0,70÷1,20	R	-	-	-	-	-
A	0,70÷1,20	3,80÷4,50	AL	1,0÷1,9	19,1÷19,2	50÷95	-	-
A1	1,90÷2,10	2,90÷3,70	ALS	2,0÷3,6	19,3÷19,4	100÷150	-	-
B	3,80÷4,50	7,80÷8,30	LA	1,8÷5,1	19,2÷19,5	90÷250	-	-
B1	7,80÷8,30	8,30÷10,20	SG	3,8÷15,9	18,5÷18,6	-	33÷41	28÷59
C	7,80÷9,20	9,70÷10,90	AL/LA	1,3÷3,6	19,1÷19,4	65÷150	-	-
D	9,70÷10,90	fine indag.	GS	5,0÷38,7	18,5	-	34÷45	29÷90

R = terreno di riporto;

AL = argille limose;

ALS = argille limose e sabbiose;

LA = limi argillosi;

SG = sabbie con ghiaietto;

AL/LA = argille limose e/o viceversa;

GS = ghiaie e sabbie.

7. 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 variabile da 0,70 m a 1,20 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da argille limose di consistenza plastica con intercalazioni plastico tenere, ed umidità medio scarsa.

L'unità A si evidenzia da 0,70÷1,20 m sino ad una profondità di 3,80÷4,50 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	1,8	19,2	90	-
CPTE 2	1,7	19,2	85	-
CPTE 3	1,8	19,2	90	-
CPTE 4	1,5	19,1	75	-
CPTE 5	1,5	19,2	75	-

Unità geotecnica A1

È costituita da argille limose e sabbiose di consistenza plastico dura, ed umidità medio scarsa.

L'unità A1 si evidenzia da 1,90÷2,10 m sino ad una profondità variabile da 2,90 m a 3,70 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	2,8	19,4	127	-
CPTE 2	2,5	19,4	118	-
CPTE 3	2,4	19,3	114	-
CPTE 4	2,3	19,3	111	-
CPTE 5	2,0	19,3	100	-

Unità geotecnica B

È costituita da limi argillosi di consistenza plastico dura, ed umidità presumibilmente scarsa.

L'unità B si evidenzia da circa 3,80÷4,50 m sino ad una profondità di 7,80÷8,30 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	3,6	19,5	150	-
CPTE 2	3,0	19,4	133	-
CPTE 3	3,2	19,4	139	-
CPTE 4	3,0	19,4	133	-
CPTE 5	3,4	19,5	145	-

Unità geotecnica B1

È costituita da lenti sabbiose con ghiaietto di medio addensamento ed umidità presumibilmente scarsa.

L'unità B1 si evidenzia da 7,80÷8,30 m dal p.c. attuale sino alla profondità di circa 8,30÷10,20 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	9,9	18,5	0	38
CPTE 2	6,6	18,5	0	36
CPTE 3	4,7	18,5	0	34
CPTE 4	5,4	18,5	0	34
CPTE 5	10,2	18,5	0	38

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza plastico dura ed umidità presumibilmente scarsa.

L'unità C si evidenzia da 7,80÷9,20 m dal p.c. attuale sino alla profondità di 9,70÷10,90 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTE 1	2,1	19,3	104	-
CPTE 2	2,0	19,3	100	-
CPTE 3	2,1	19,3	104	-
CPTE 4	2,2	19,3	107	-
CPTE 5	2,1	19,3	104	-

Unità geotecnica D

È costituita da ghiaie in matrice sabbiosa di addensamento elevato ed umidità presumibilmente scarsa.

L'unità D si evidenzia da 9,70÷10,90 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	14,0	18,5	0	39
CPTE 2	15,4	18,5	0	39
CPTE 3	25,5	18,5	0	41
CPTE 4	11,6	18,5	0	37
CPTE 5	19,3	18,5	0	41

8. 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 un picco a 6,0 Hz generato dal passaggio tra le argille limose e /o viceversa e le ghiaie, evidenziato nel corso dell'indagine in sito, ad una profondità media di 9,70÷10,90 m dal p.c. attuale.

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 al p.c. per i valori considerati la Vs30 al p.c. risulta pari a 331 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.

9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

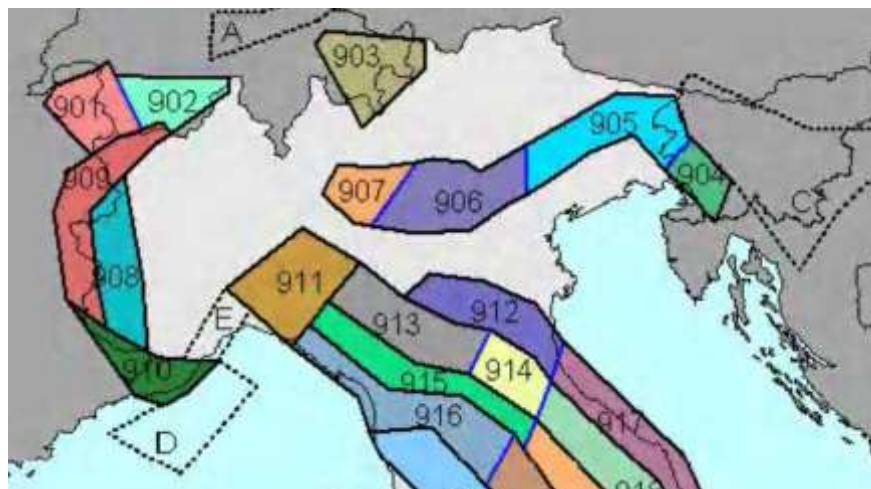
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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. 4 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

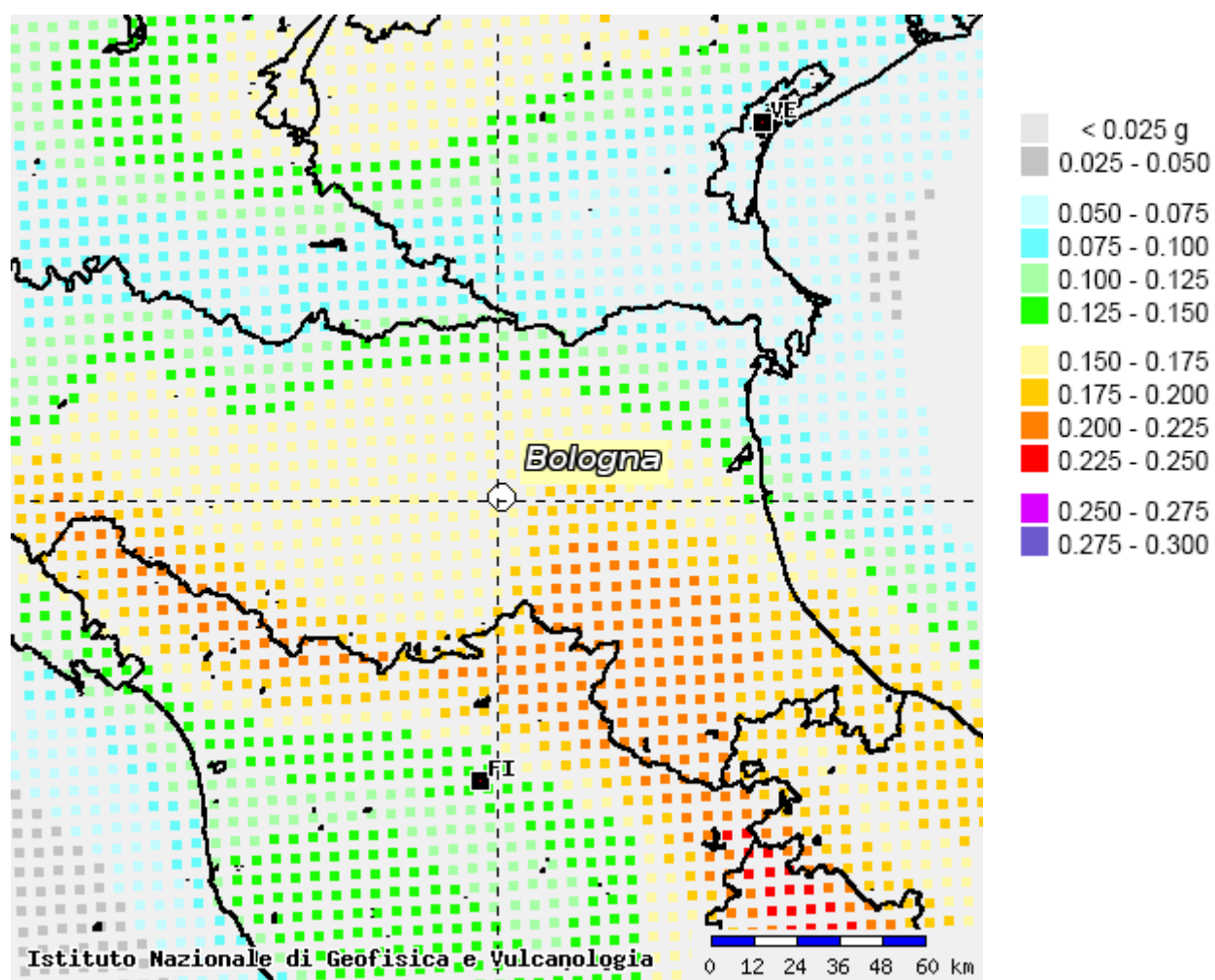
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



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



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 II, pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$

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 $V_R = 50$ 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 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 (individuato dalle coordinate Lat. 44.49666010; Long. 11.31261812), 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	2,481	0,258
	SLD	63	50	0,067	2,485	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,165	2,400	0,310
	SLC	5	975	0,210	2,427	0,315

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 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 $N_{SPT,30} > 50$ 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ 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 $N_{SPT,30} < 15$ 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</i> , posti sul substrato di riferimento (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 riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo con riferimento al p.c., presentano una V_{s30} media pari a 331 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 corrispondenza di un'area di bassissima acclività, 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	1,642
SLD	1,500	1,615
SLV	1,463	1,546
SLC	1,394	1,537

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 2,368 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 0,058.

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

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

11. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA

11.1 Parametri sismici del sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 NTC08).

L'analisi numerica della Risposta Sismica Locale (RSL) viene eseguita mediante il codice di calcolo RSL III di Geostru S.r.l.

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato.

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione

Le procedure di calcolo utilizzate dal software della Geostru sono riportate in allegato.

11.2 Dati generali

La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite, mentre per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

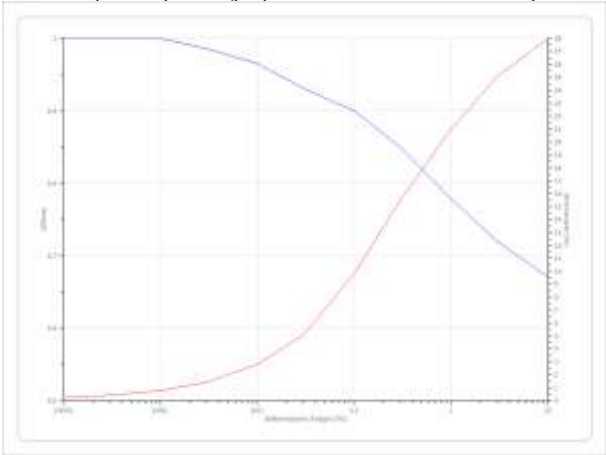
Stratigrafia

n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	γ . [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	0.6	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	37.96	19.0	140.0	5.7
2	0.6	2.1	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	82.68	19.3	205.0	31.7
3	2.7	7.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	123.95	19.3	251.0	119.5
4	9.7	55.0	Seed et al. (1986) Gravel	365.10	18.5	440.0	695.8
5	64.7	110.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	513.98	21.0	490.0	2359.5
6	oo	--	Idriss (1990) Rock	1435.27	22.0	800.0	3514.5

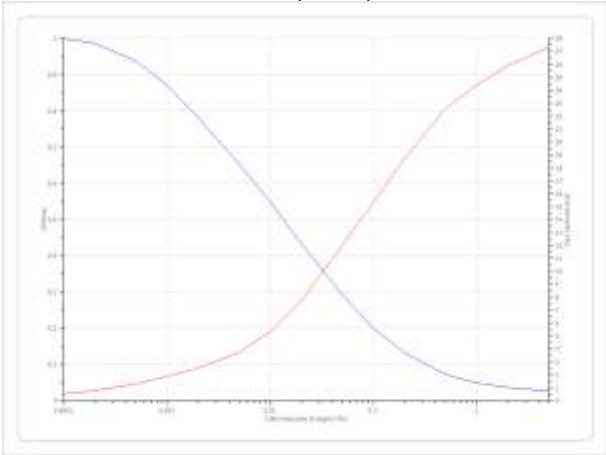
Strato con falda: -
Strato rilevamento accelerogramma: 6 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

Ai singoli strati sono state applicate le curve di smorzamento riprodotte di seguito

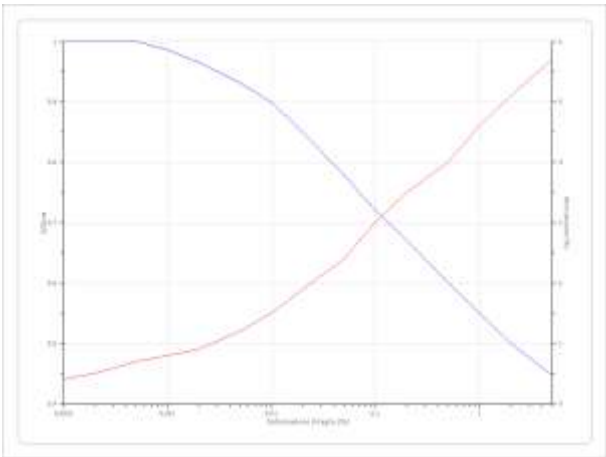
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Seed et al. (1986) Gravel

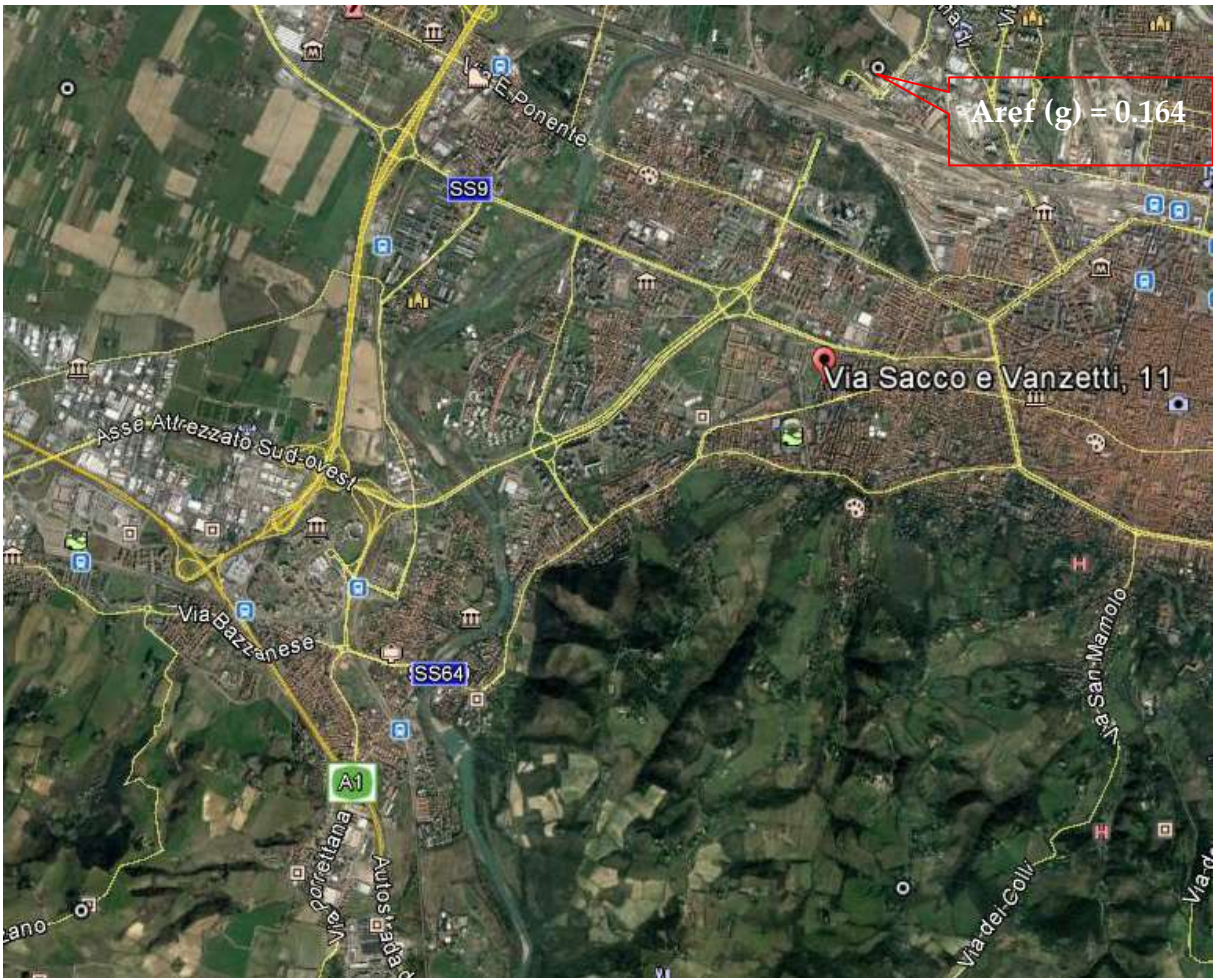


Idriss (1990) Rock



11.3 Elaborazione

Per produrre una simulazione di terremoto si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire dai tre segnali di riferimento relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna e identificati dalle sigle 046, 126 e 354; il moto sismico per un periodo di ritorno di 475 anni in termini di accelerogrammi relativi al sito analizzato è ottenuto moltiplicando le accelerazioni normalizzate dei segnali di riferimento per il valore di arefg ottenuto da una griglia elaborata da INGV e fornita dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna; per il sito in esame è stato utilizzato il valore del punto della griglia più prossimo all’area in esame per il quale arefg = 0,164g.



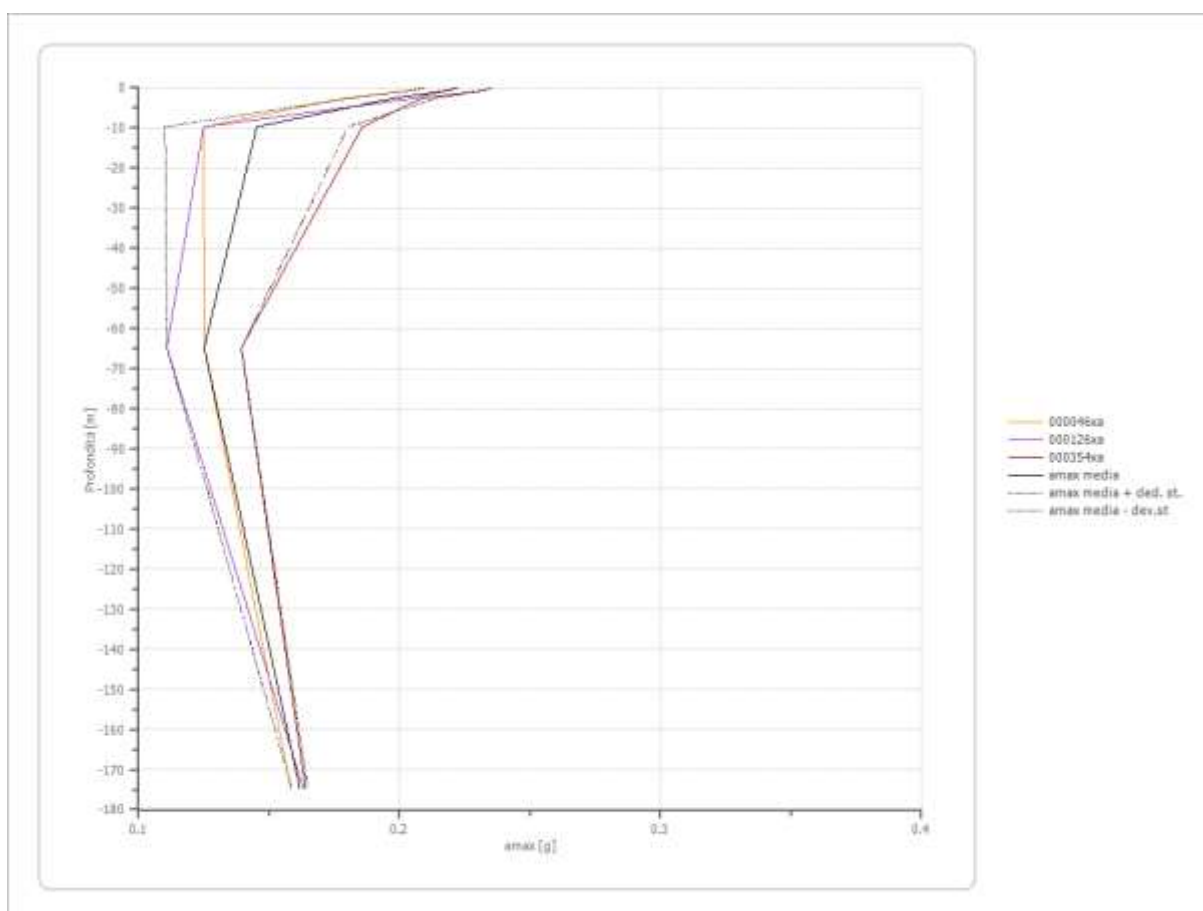
Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

Numero di iterazioni	8
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima: [(M-1)/10]	0.5
Tipo di modulo elastico	Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza	6.71 x 10 ⁻³

Determinazione del rapporto P_{ga}/P_{ga0} allo SLV

Dall'analisi si sono ottenuti i valori riassunti in tabella.

Profondità	0.0 [m]	0.6 [m]	2.7 [m]	9.7 [m]	64.7 [m]	174.7 [m]	--
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	--
Accelerogramma	P_{ga}					P_{ga0}	P_{ga}/P_{ga0}
046 [g]	0.209	0.205	0.178	0.125	0.125	0.158	1.28
0126 [g]	0.221	0.219	0.205	0.125	0.111	0.163	1.35
0354 [g]	0.235	0.233	0.208	0.186	0.139	0.164	1.44
Valore medio	0.222	0.219	0.197	0.145	0.125	0.162	1.36



SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2008

Tai	0.080	[s]
Tvi	0.290	[s]
Tao	0.120	[s]
Tvo	0.290	[s]
Sami	4.520	[m/s ²]
Svmi	0.100	[m/s]
Samo	4.937	[m/s ²]
Svmo	0.151	[m/s]
Fa	1.092	[-]
Fv	1.505	[-]
TB	0.064	[s]
TC	0.192	[s]
TD	2.256	[s]
SA(0)	0.177	[g]
SA(TB)	0.503	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.407
0.500	1.000	1.497
0.500	1.500	1.489
0.100	2.500	1.486

Spettro di accelerazione medio SLV

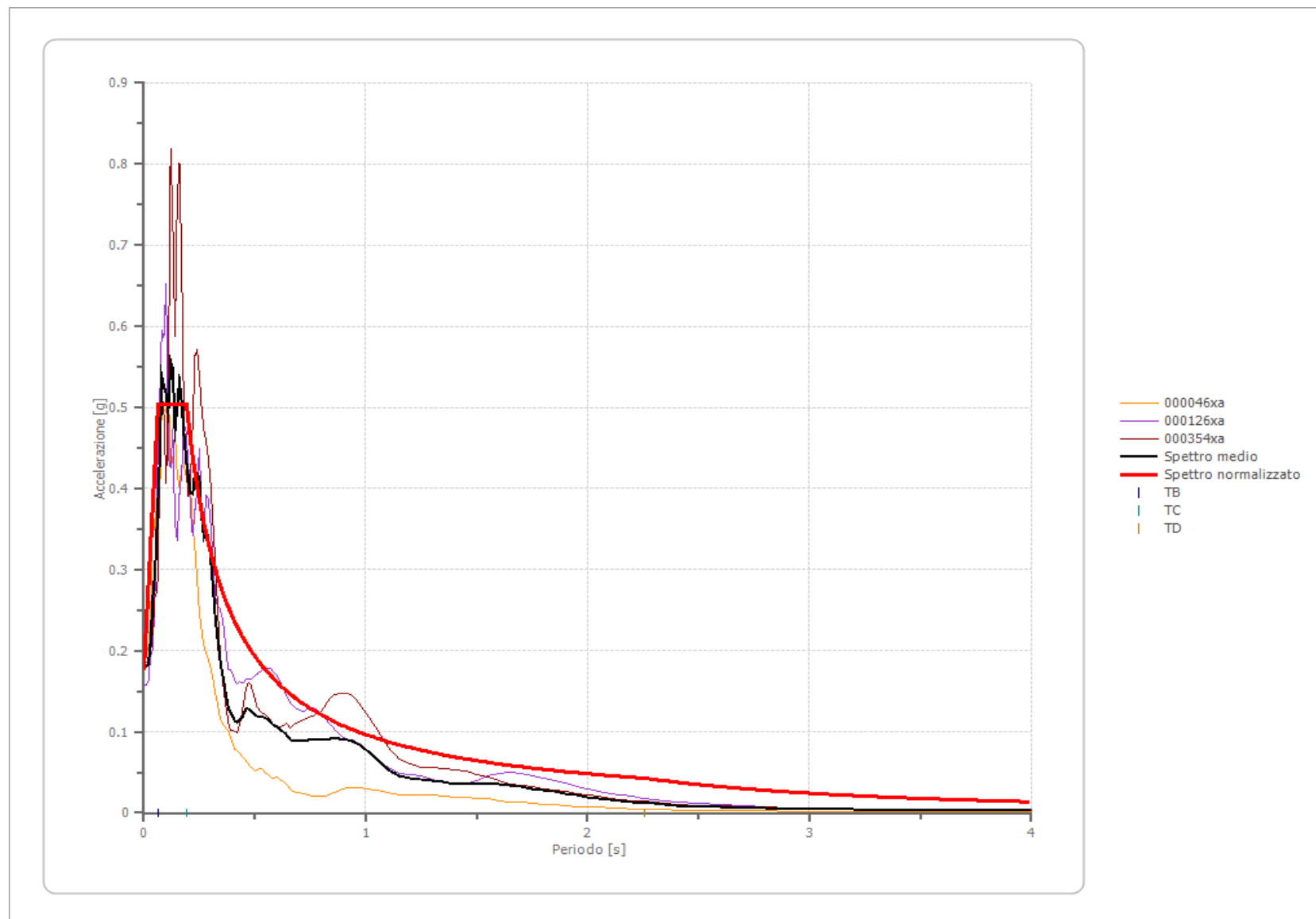
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1794	0.26	0.3646	0.52	0.1181	0.98	0.0818	2.25	0.0123
0.01	0.1794	0.27	0.3401	0.53	0.1178	1.00	0.0774	2.30	0.0112
0.02	0.1843	0.28	0.3491	0.54	0.1171	1.05	0.0656	2.35	0.0103
0.03	0.2100	0.29	0.3390	0.55	0.1161	1.10	0.0536	2.40	0.0093
0.04	0.2661	0.30	0.3151	0.56	0.1147	1.15	0.0455	2.50	0.0080
0.05	0.2979	0.31	0.2826	0.57	0.1123	1.20	0.0429	2.60	0.0071
0.06	0.3630	0.32	0.2460	0.58	0.1096	1.25	0.0414	2.70	0.0062
0.07	0.4285	0.33	0.2190	0.60	0.1059	1.30	0.0398	2.80	0.0055
0.08	0.5385	0.34	0.1950	0.62	0.1016	1.35	0.0380	2.90	0.0049
0.09	0.5263	0.35	0.1772	0.64	0.0968	1.40	0.0360	3.00	0.0044
0.10	0.5176	0.36	0.1627	0.66	0.0902	1.45	0.0351	3.10	0.0040
0.11	0.4955	0.37	0.1449	0.68	0.0882	1.50	0.0351	3.20	0.0038
0.12	0.5571	0.38	0.1294	0.70	0.0880	1.55	0.0354	3.30	0.0037
0.13	0.5473	0.39	0.1242	0.72	0.0882	1.60	0.0349	3.40	0.0035
0.14	0.4709	0.40	0.1195	0.74	0.0901	1.65	0.0334	3.50	0.0034
0.15	0.5030	0.41	0.1140	0.76	0.0903	1.70	0.0318	3.60	0.0032
0.16	0.5323	0.42	0.1113	0.78	0.0899	1.75	0.0297	3.70	0.0031
0.17	0.5069	0.43	0.1147	0.80	0.0892	1.80	0.0279	3.80	0.0030
0.18	0.4671	0.44	0.1169	0.82	0.0901	1.85	0.0260	3.90	0.0029
0.19	0.4362	0.45	0.1221	0.84	0.0913	1.90	0.0239	4.00	0.0027
0.20	0.4136	0.46	0.1277	0.86	0.0917	1.95	0.0217		
0.21	0.3947	0.47	0.1286	0.88	0.0911	2.00	0.0198		
0.22	0.3929	0.48	0.1269	0.90	0.0901	2.05	0.0179		
0.23	0.4204	0.49	0.1237	0.92	0.0894	2.10	0.0161		
0.24	0.4183	0.50	0.1201	0.94	0.0883	2.15	0.0147		
0.25	0.4122	0.51	0.1186	0.96	0.0857	2.20	0.0134		

Spettro normalizzato SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1767	0.26	0.3713	0.52	0.1856	0.98	0.0985	2.25	0.0429
0.01	0.2278	0.27	0.3575	0.53	0.1821	1.00	0.0965	2.30	0.0420
0.02	0.2788	0.28	0.3447	0.54	0.1788	1.05	0.0919	2.35	0.0411
0.03	0.3299	0.29	0.3329	0.55	0.1755	1.10	0.0878	2.40	0.0402
0.04	0.3810	0.30	0.3218	0.56	0.1724	1.15	0.0839	2.50	0.0386
0.05	0.4321	0.31	0.3114	0.57	0.1693	1.20	0.0804	2.60	0.0371
0.06	0.4831	0.32	0.3017	0.58	0.1664	1.25	0.0772	2.70	0.0358
0.07	0.5032	0.33	0.2925	0.60	0.1609	1.30	0.0743	2.80	0.0345
0.08	0.5032	0.34	0.2839	0.62	0.1557	1.35	0.0715	2.90	0.0333
0.09	0.5032	0.35	0.2758	0.64	0.1508	1.40	0.0689	3.00	0.0322
0.10	0.5032	0.36	0.2681	0.66	0.1463	1.45	0.0666	3.10	0.0311
0.11	0.5032	0.37	0.2609	0.68	0.1420	1.50	0.0644	3.20	0.0302
0.12	0.5032	0.38	0.2540	0.70	0.1379	1.55	0.0623	3.30	0.0293
0.13	0.5032	0.39	0.2475	0.72	0.1341	1.60	0.0603	3.40	0.0284
0.14	0.5032	0.40	0.2413	0.74	0.1304	1.65	0.0585	3.50	0.0276
0.15	0.5032	0.41	0.2354	0.76	0.1270	1.70	0.0568	3.60	0.0268
0.16	0.5032	0.42	0.2298	0.78	0.1238	1.75	0.0552	3.70	0.0261
0.17	0.5032	0.43	0.2245	0.80	0.1207	1.80	0.0536	3.80	0.0254
0.18	0.5032	0.44	0.2194	0.82	0.1177	1.85	0.0522	3.90	0.0248
0.19	0.5032	0.45	0.2145	0.84	0.1149	1.90	0.0508	4.00	0.0241
0.20	0.4826	0.46	0.2098	0.86	0.1122	1.95	0.0495		
0.21	0.4597	0.47	0.2054	0.88	0.1097	2.00	0.0483		
0.22	0.4388	0.48	0.2011	0.90	0.1073	2.05	0.0471		
0.23	0.4197	0.49	0.1970	0.92	0.1049	2.10	0.0460		
0.24	0.4022	0.50	0.1931	0.94	0.1027	2.15	0.0449		
0.25	0.3861	0.51	0.1893	0.96	0.1006	2.20	0.0439		

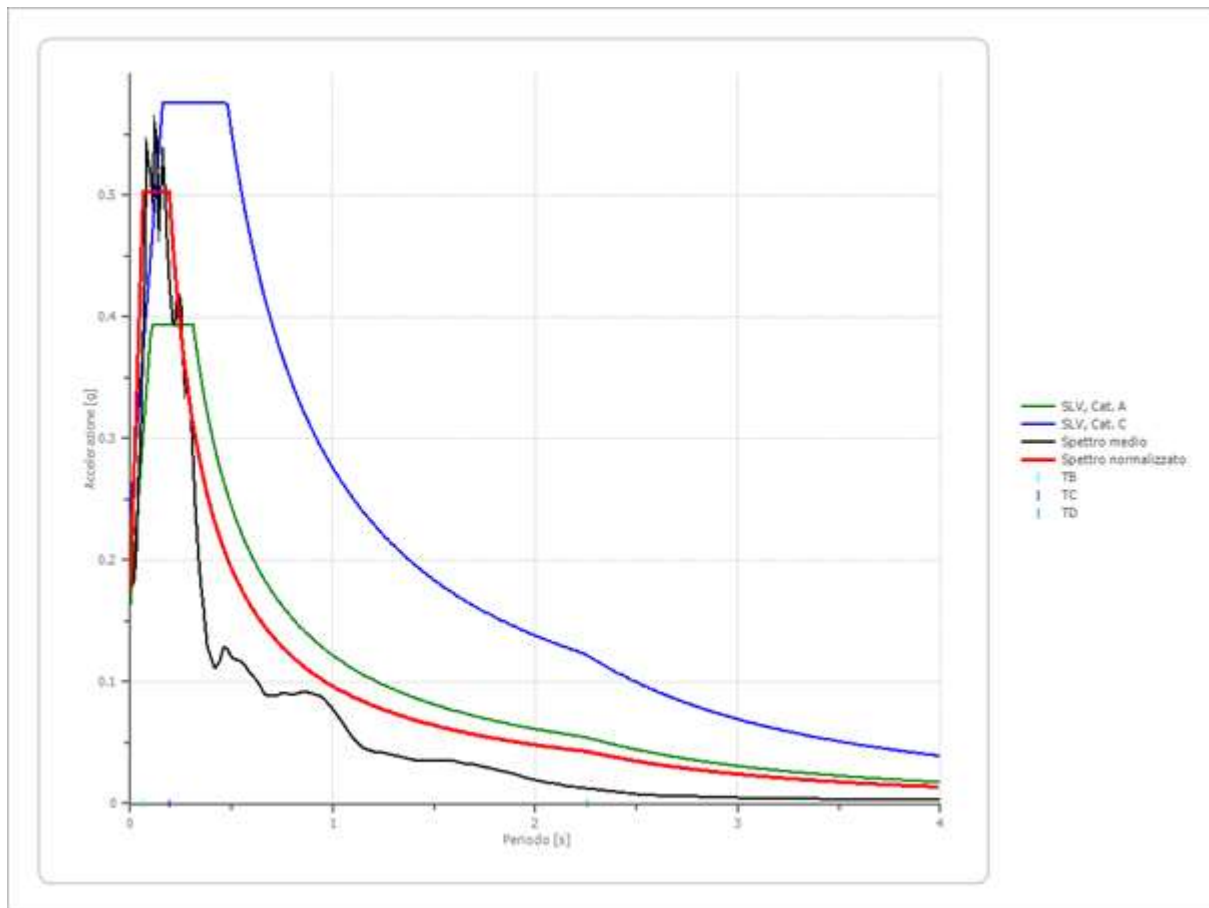
Parametri spettro normalizzato SLV

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.177	2.848	--	0.064	0.192	2.256	0.177	0.503

Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV

Confronto con gli spettri di normativa per un suolo di categoria A e B

Gli spettri normalizzati (in rosso), ricavati dall'analisi numerica, sono stati messi a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC08) per un sottosuolo di categoria A-T1 (in verde) e C-T1 (in blu).



La scelta definitiva in merito agli spettri da utilizzarsi nella progettazione rimane comunque di competenza esclusiva del Progettista.

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.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

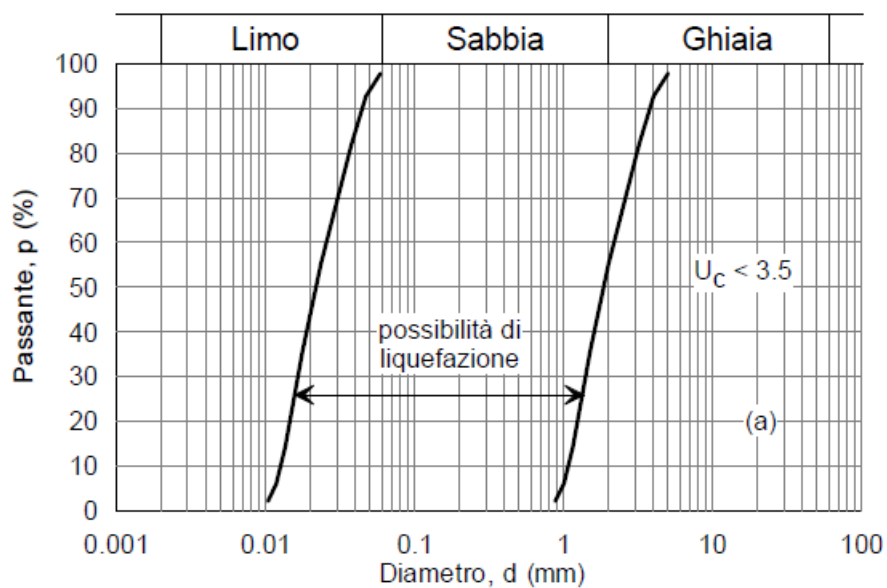
1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (*non soddisfatta*).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso $a_{maxs} = F.A. \cdot a_g = 0,177g$ (*non soddisfatta*).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

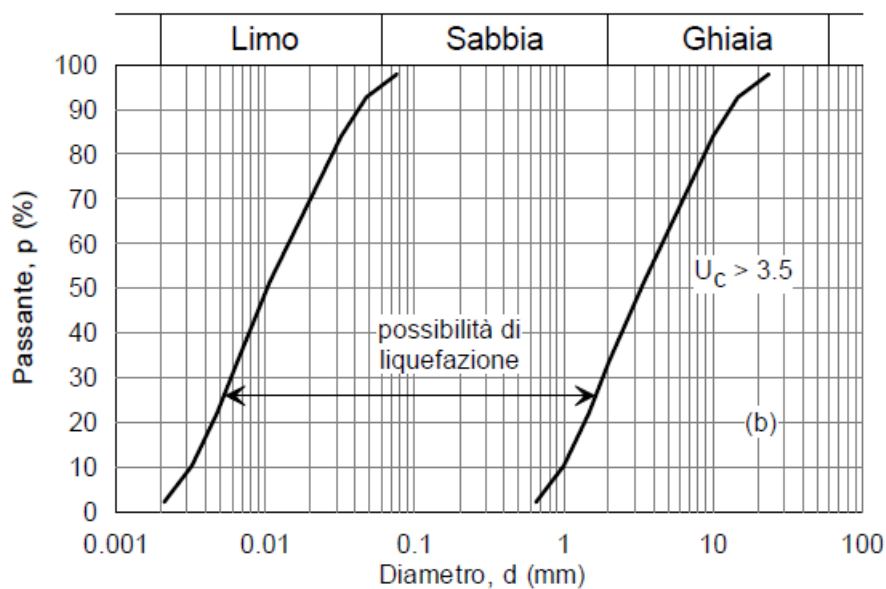
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso nel corso dell'indagine all'interno dei suddetti terreni non è stata rilevata la presenza di falde freatiche e/o circolazioni idriche localizzate (*soddisfatta*).
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $(q_{cln}) > 180$; dalle prove penetrometriche eseguite è stata evidenziata la presenza di terreni prevalentemente argillosi di buona consistenza sopportati da ghiaie di elevato addensamento non interessate da circolazioni idriche (*soddisfatta*).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

Essendo soddisfatta almeno una delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, non si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

(a)



(b)



13. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA

Secondo quanto indicato dall'Allegato 2 della Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015 si è proceduto alla stima dei cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica

L'indagine geognostica non ha evidenziato la presenza di terreni granulari saturi e insaturi né di terreni coesivi soffici ($C_u < 70$ kPa; $V_s < 180$ m/sec) e plastici ($IP > 30\%$) per cui, non essendo presenti le suddette condizioni, non si è proceduto con la stima dei cedimenti post sismici.

14. 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:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

R_d : 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;

$z\gamma$; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

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

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

Per quanto in progetto si prevede l'adozione di un sistema fondale a platea generale attestato, rispetto al p.c. attuale, ad una profondità media di 1,20÷1,40 m, pertanto i terreni interessati dall'intervento sono rappresentati dall'intero volume indagato.

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 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:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

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;

r_g = 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} ; nel nostro caso, in considerazione dell'elevato grado di sovraconsolidazione che caratterizza i terreni di superficie, viene prudentemente utilizzato un valore di c_{uk} pari a 100 kN/m².

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 ed i coefficienti di forma della stessa, otteniamo:

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

$$c_{uk} = 70 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 50,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 23,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$R_d = (50,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,0 + 23,0) \cdot 1,0/1,8 = 152,8 \text{ kN/m}^2$$

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

$$c_{uk} = 70 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 70,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 23,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (70,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,0 + 23,0) \cdot 1,0/2,3 = 163,5 \text{ kN/m}^2$$

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.

15. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica ad una quota media di 50,00 m s.l.m., in una fascia pressoché pianeggiante in una zona fortemente antropizzata posta ai piedi delle prime propaggini appenniniche, dove la morfologia originaria è occultata dall'intensa urbanizzazione.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto costituito da detriti, laterizi e frammenti di cemento in matrice sabbiosa, dello spessore medio di 0,70÷1,20 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di argille limose di colore da bruno grigiastro scuro a nocciola, di consistenza plastica ($q_c = 1,0\div1,9$ MPa; $R_f = 2,9\div8,5$ %) ed umidità medio scarsa, che ad una profondità media di 1,90÷2,10 m inglobano delle argille con limo variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0\div3,6$ MPa; $R_f = 3,9\div6,5$ %) ed umidità medio scarsa.

Da una profondità media di 3,80÷4,50 m, e per circa 3,40÷4,40 m, prevalgono dei limi argillosi di consistenza da plastica, plastico dura a dura ($q_c = 1,8\div5,1$ MPa; $R_f = 3,2\div6,5$ %), che al letto dell'intervallo inglobano sottili lenti sabbiose con ghiaietto di addensamento medio ($q_c = 3,8\div15,9$ MPa; $R_f = 0,8\div2,0$ %).

Sotto sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura ($q_c = 1,3\div3,6$ MPa; $R_f = 3,9\div6,5$ %).

Suddetti terreni sono sopportati da ghiaie in matrice sabbiosa di addensamento elevato ($q_c = 5,0\div38,7$ MPa; $R_f = 0,5\div0,9$ %) il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità variabile da 9,70 m a 10,90 m dal p.c. attuale e su cui si sono arrestate penetrometrie.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio, non è stata rilevata la presenza di circolazioni idriche e/o falde freatiche di superficie; indagini limitrofe hanno evidenziato la presenza di acqua a partire da profondità superiori a 20,00 m dal p.c. attuale.

I terreni del primo sottosuolo con riferimento al p.c., presentano una V_{s30} media pari a 331 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)”*.

La modellazione della risposta sismica locale (III Livello) ha consentito di determinare i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) e di intensità spettrale (IS).

I fattori di amplificazione in superficie F.A. in termini di velocità spettrale sono riassunti nella seguente tabella

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.407
0.500	1.000	1.497
0.500	1.500	1.489
0.100	2.500	1.486

Lo spettro normalizzato determinato sulla base dell'involuppo dei valori medi dei 3 accelerogrammi forniti dalla Regione Emilia Romagna è caratterizzato dai parametri seguenti

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.177	2.848	--	0.064	0.192	2.256	0.177	0.503

Il fattore di amplificazione in superficie F.A. in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA₀) è pari a 1.1.

Nell'area in esame i sedimenti potenzialmente liquefacibili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da terreni argillosi di buona consistenza sopportati da ghiaie di elevato addensamento non interessate da circolazioni idriche.

I terreni presente alla profondità di 1,20÷1,40 m, ipotizzato piano di posa dei fabbricati in progetto, nel caso di un sistema fondale diretto a platea generale, non considerando la superficie efficace dello stessi, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 152,8 kN/m² nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 163,5 kN/m² nel caso di "Approccio 2".

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che, seguendo le prescrizioni riportate in precedenza, da un punto di vista geologico non vi è nulla che impedisca la realizzazione di quanto in progetto.

Casalecchio di Reno, 26 Febbraio 2019



ALLEGATI

Indagine geognostica

C P T E (electric cone penetration test) N. 1

Rapporto di Prova N. 18.0105/RSP

Committente : Edilbo

Località : Bologna

Cantiere: via Sacco e Vanzetti

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN

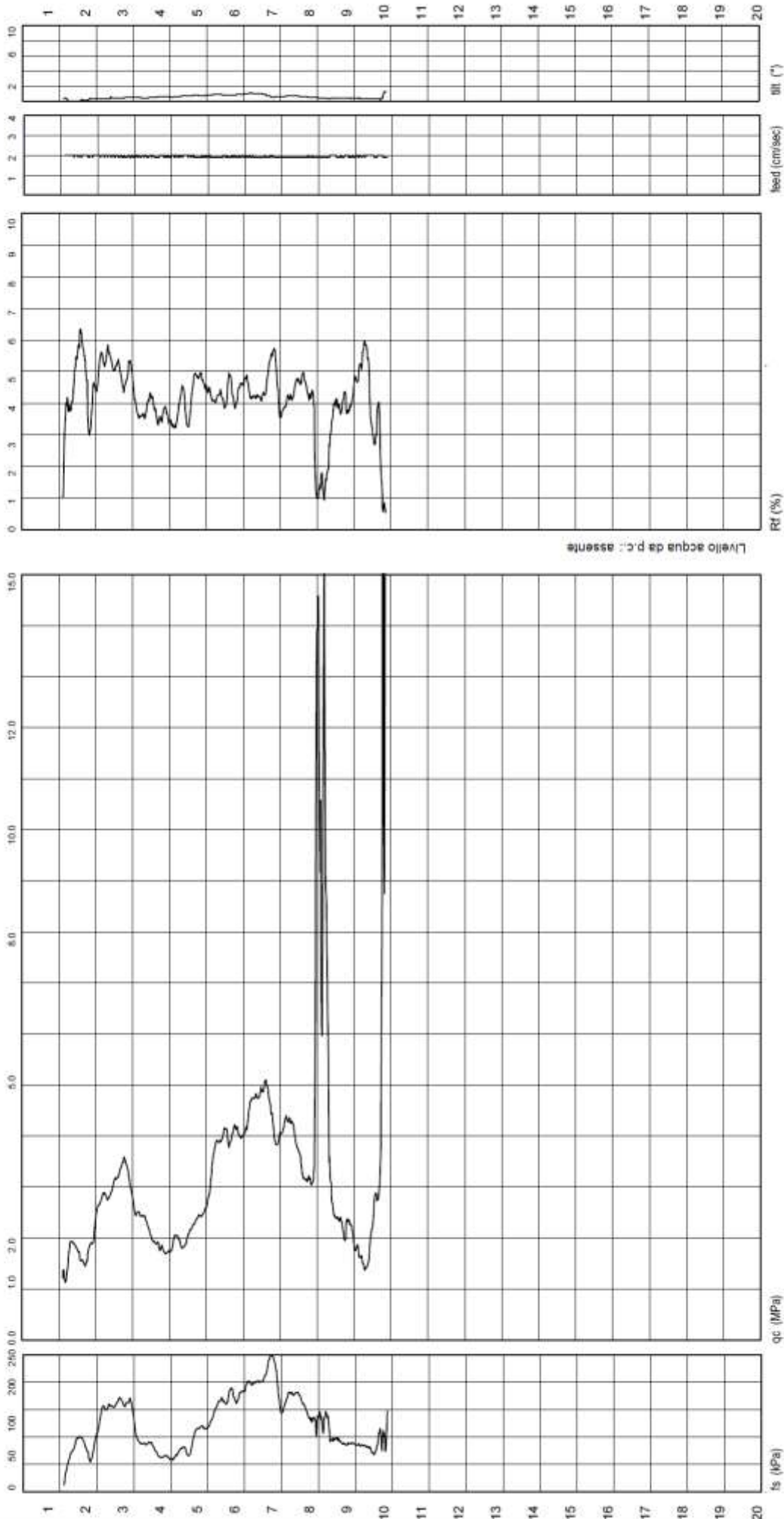
Quota : ---

Preforo : 110.00 cm

Data Prova : 09/03/2018

Codice Lavoro : 2018.014

Note: ---



Livello acqua da p.c.: assente

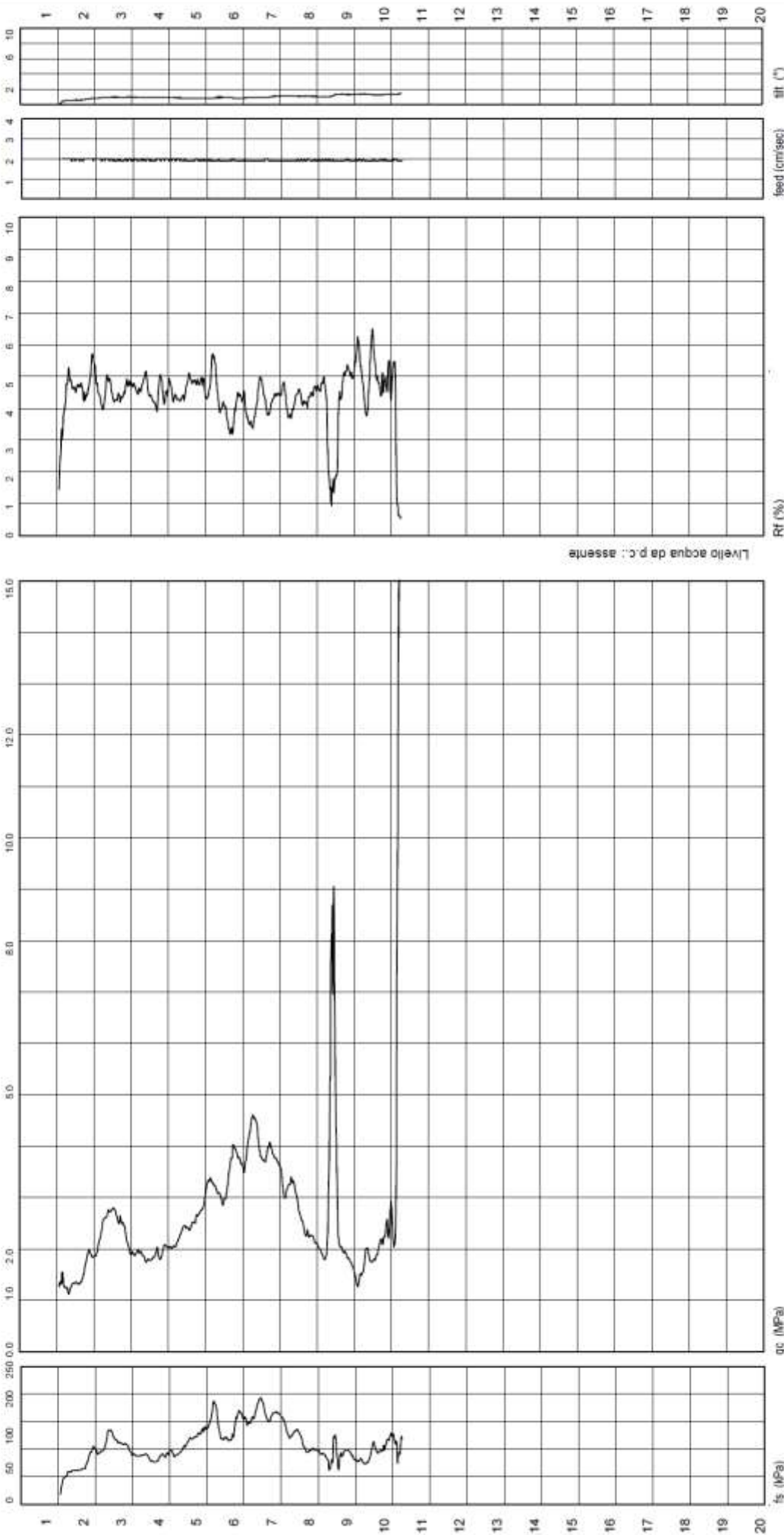
Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 3441-05	18.0105/RSP	0	09/03/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

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. 2

Rapporto di Prova N. 18.0106/RSP

Committente : Edilbo
Località : Bologna
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---
Cantiere: via Sacco e Vanzetti
Quota : ---
Preforo : 105.00 cm
Data Prova : 09/03/2018
Codice Lavoro : 2018.014



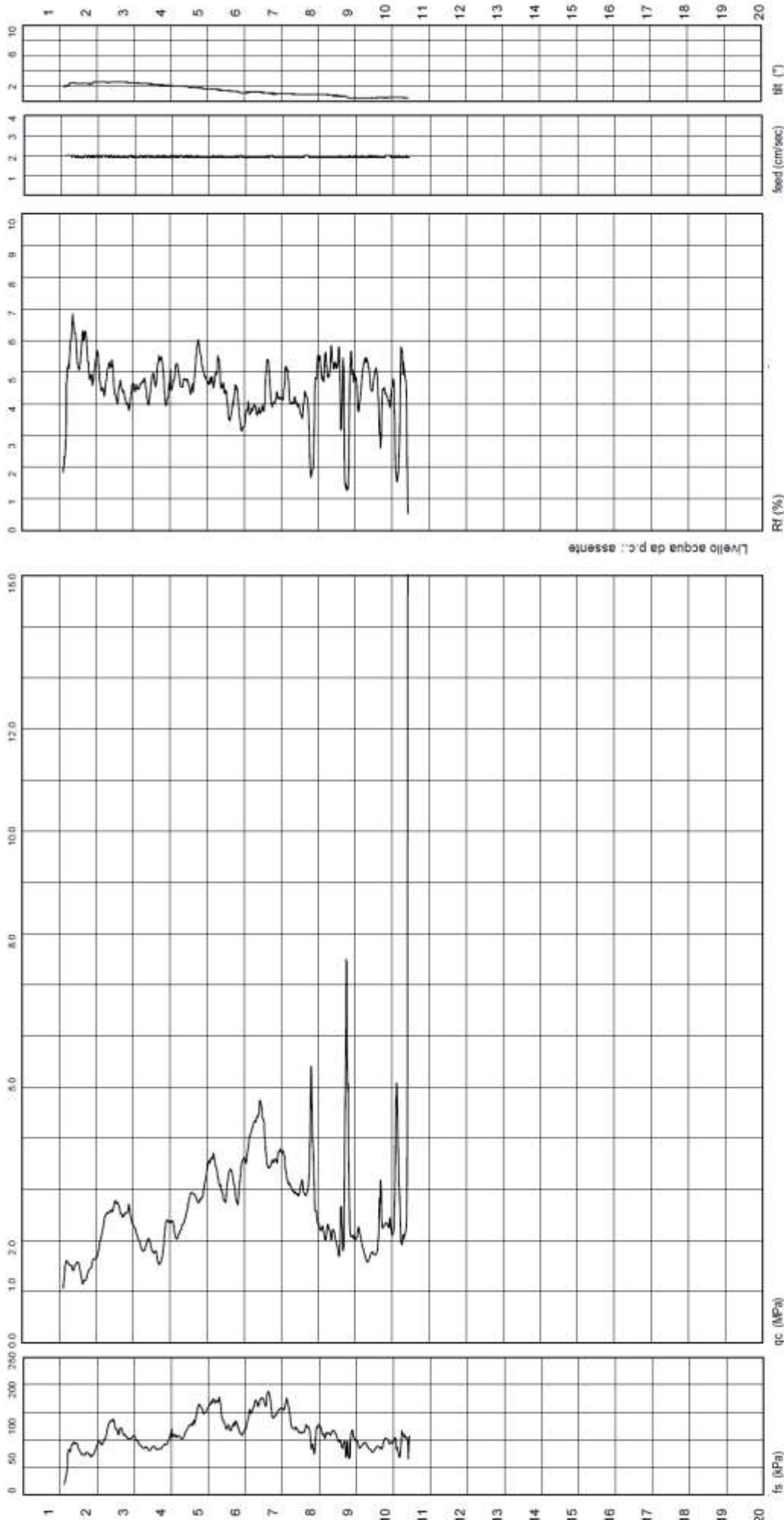
Livello acqua da p.c.: assente

Procedura di Prova	IO_004	Normativa di riferimento	ASTM D 3441-05	Rapporto di Prova N°	18.0106/RSP	Rev.	0	Data emissione	09/03/2018	Sperimentatore	Dr. Conti	Il Direttore di Laboratorio	Dr. Luca Conti
--------------------	--------	--------------------------	----------------	----------------------	-------------	------	---	----------------	------------	----------------	-----------	-----------------------------	----------------

C P T E (electric cone penetration test) N. 3

Rapporto di Prova N. 18.0107/RSP

Committente : Edilbo
Località : Bologna
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---
Cantiere: via Sacco e Vanzetti
Quota : ---
Preforo : 110.00 cm
Data Prova : 09/03/2018
Codice Lavoro : 2018.014



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Spesimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 3441-05	18.0107/RSP	0	09/03/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

C P T E (electric cone penetration test) N. 4

Rapporto di Prova N. **18.0108/RSP**

Committente : Edilbo

Località : Bologna

Attrezzatura:

Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN

Note: ---

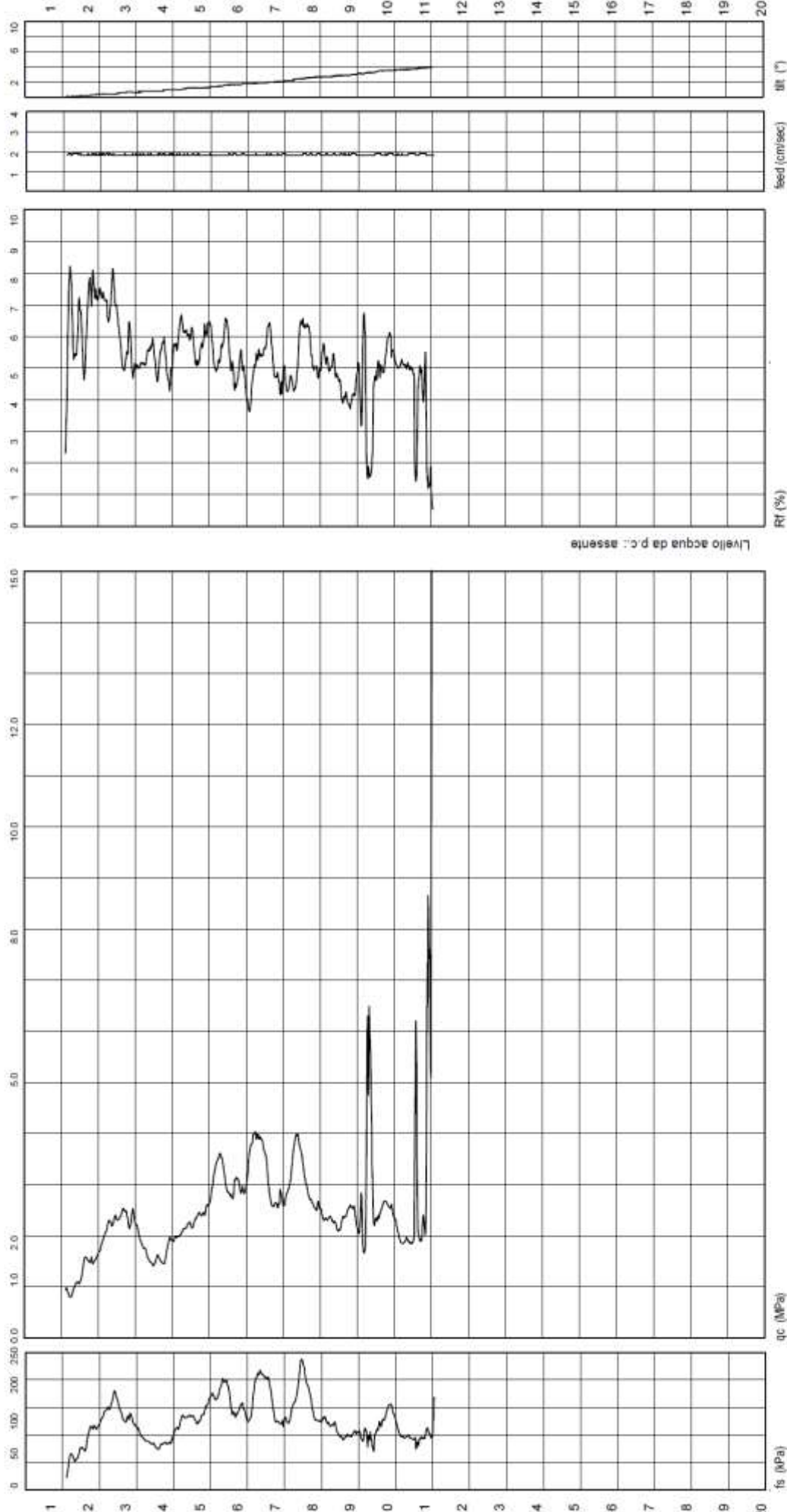
Cantiere: via Sacco e Vanzetti

Quota : ---

Preforo : 110.00 cm

Data Prova : 09/03/2018

Codice Lavoro : 2018.014



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 3441-05	18.0108/RSP	0	09/03/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

Indagini Geognostiche

40093 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimmarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T E (electric cone penetration test) N. 5

Rapporto di Prova N. 18.0109/RSP

Committente : Edilbo

Località : Bologna

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN

Note: ---

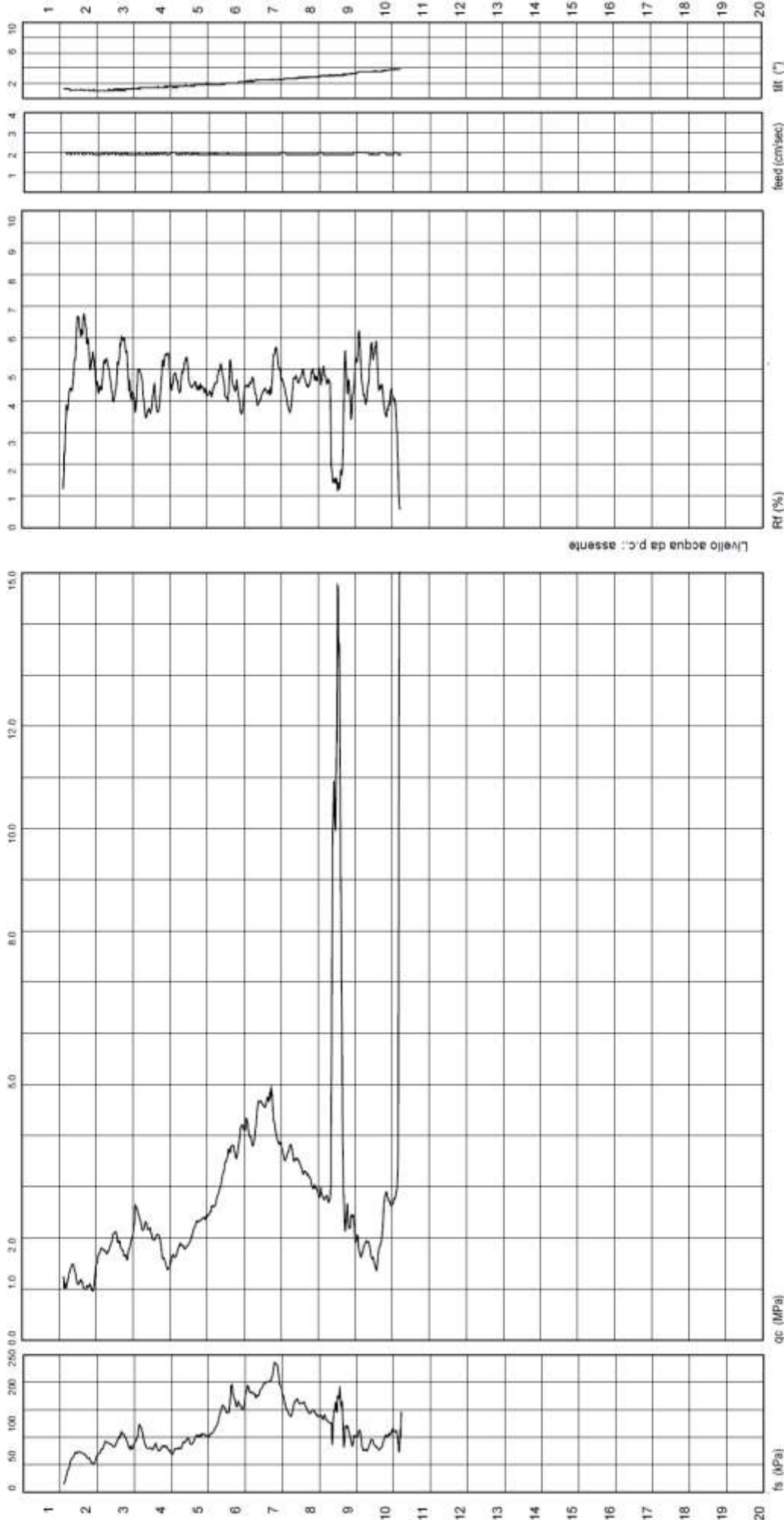
Cantiere: via Sacco e Vanzetti

Quota : ---

Preforo : 110.00 cm

Data Prova : 09/03/2018

Codice Lavoro : 2018.014



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Spesimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 3441-05	18.0109/RSP	0	09/03/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: <u>Edilbo</u>		Quota: <u>---</u>		Rap. Pr. N°18.0110/RSP	
		Località: <u>Bologna</u>		Profondità: <u>5.00 m</u>		Codice Lavoro <u>2018.014</u>	
		Cantiere: <u>via Sacco e Vanzetti</u>		Data Inizio: <u>08/03/2018</u>		SONDAGGIO	
		Perforazione: <u>Carotaggio Continuo diam. 101</u>		Data Fine: <u>08/03/2018</u>		FOGLIO	
Attrezzatura: <u>Sonda CMV</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>				1 1/1	
Procedura di Prova IO_001	Rapporto di Prova N° 18.0110/RSP	Rev. 0	Data di emissione 08/03/2018	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza carotiere	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
	0.50	1.50		0.20		Blocchi di cemento, ghiaietto di sottofondo. Detrito e laterizi in matrice sabbiosa, livelli di cemento.	20 40 60 80									
1	1.20	1.50		0.80		Argilla limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.						1	0.9	0.6		
													2.8	1.4		
													2.6	1.4		
2	0.30	1.50										2	3.3	1.6		
	0.50	1.50		2.50		Argilla limosa a tratti debolmente sabbiosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.		2.00								
								C.I.								
								2.50								
3	1.20	1.50		3.30		Argilla limosa di colore bruno; terreno ad umidità medio scarsa.						3	2.7	1.3		
													1.1	0.6		
													1.2	0.6		
4	1.30	1.50										4	3.1	1.5		
													3.8	1.9		
													4.1	2.0		
5				5.00								5	4.2	>2.0		
6												6				
7												7				
8												8				
9												9				
10												10				

Rilevamento acqua nel foro di sondaggio

DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O	ORA F.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O
08/03/18	08:20			09:20	5.00 m	assente

GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: <u>Edilbo</u>		Quota: <u>---</u>		Rap. Pr. N°18.0111/RSP	
		Località: <u>Bologna</u>		Profondità: <u>5.00 m</u>		Codice Lavoro <u>2018.014</u>	
		Cantiere: <u>via Sacco e Vanzetti</u>		Data Inizio: <u>08/03/2018</u>		SONDAGGIO	
		Perforazione: <u>Carotaggio Continuo diam. 101</u>		Data Fine: <u>08/03/2018</u>		FOGLIO	
Altrezzaatura: <u>Sonda CMV</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>				2 1/1	
Procedura di Prova IO_001	Rapporto di Prova N° 18.0111/RSP	Rev. 0	Data di emissione 08/03/2018	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza carotiere	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [kg/cm²]	V. T. [kg/cm²]	Falda	Piezometro Norton
	0.50	1.50				Detrito ghiaioso con rari laterizi e frammenti di cemento in matrice sabbiosa; terreno ad umidità medio scarsa.	20 40 60 80									
1	0.50	1.50		-0.70		Argilla limosa di colore da bruno grigiastro scuro a nocciola, concrezioni calcaree da 1.70 m; terreno ad umidità medio scarsa.						1	2.7	1.3		
	0.80	1.50											2.1	1.2		
2	1.20	1.50										2	1.7	0.9		
													1.8	0.9		
3	1.00	1.50		-2.90		Argilla con limo debolmente sabbiosa di colore nocciola chiaro.						3	3.6	1.8		
													4.0	2.0		
4	1.00	1.50		-3.90		Argilla limosa di colore da nocciola a bruno scuro, concrezioni calcaree.						4	3.5	1.8		
													1.0	0.6		
5	1.00	1.50		-5.00								5	1.0	0.5		
													2.0	1.1		
6												6	3.5	1.8		
													4.2	>2.0		
7												7	4.4	>2.0		
8												8				
9												9				
10												10				

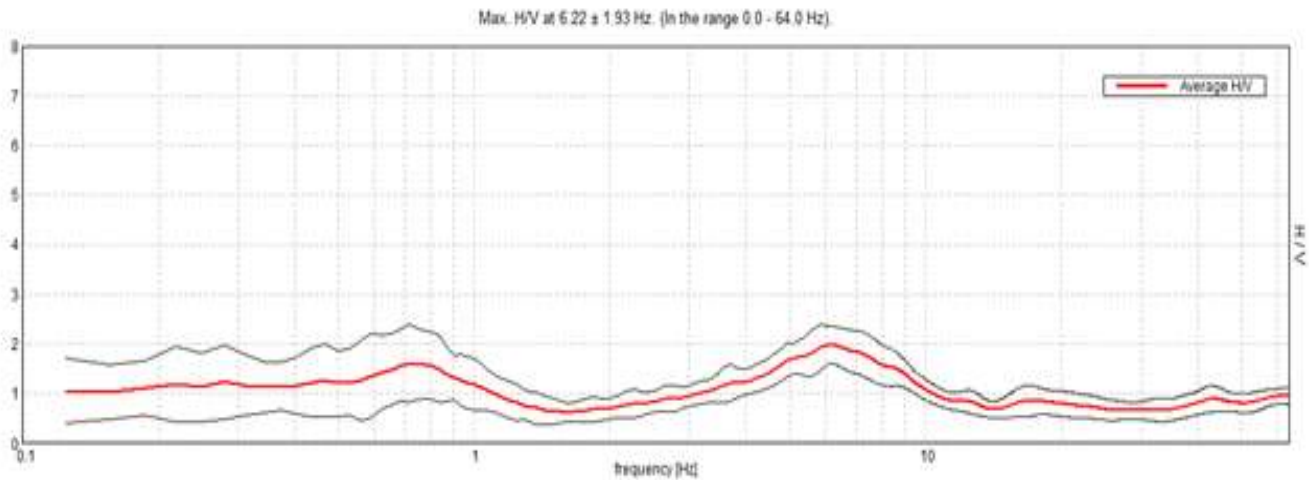
Rilevamento acqua nel foro di sondaggio

DATA	ORA IN.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O	ORA P.	QUOTA F.F.	QUOTA H2O
08/03/18	09:25			10:15	5.00 m	assente

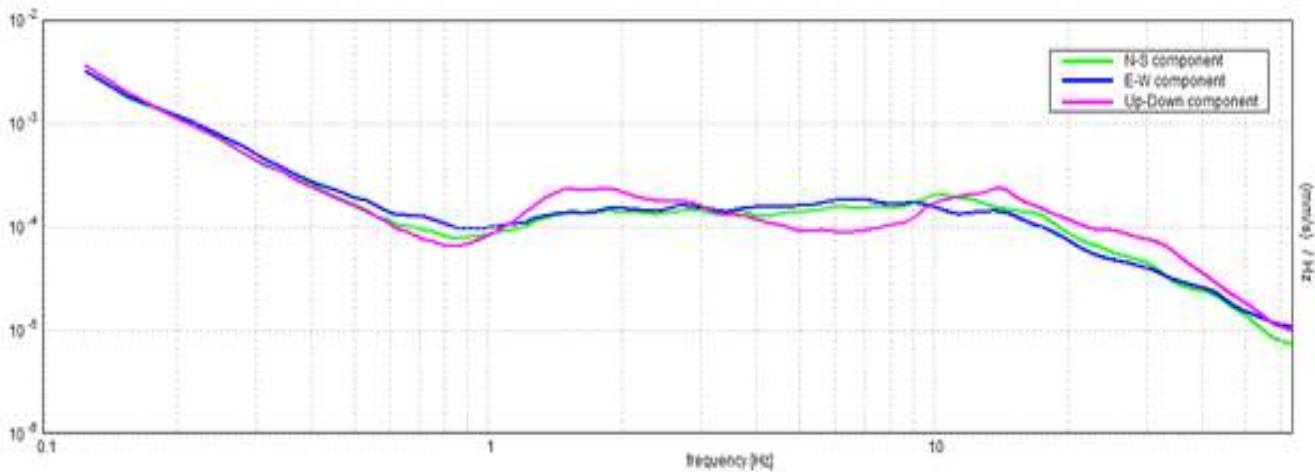
Indagine sismica

Committente:	Edilbo	Data prova:	09/03/2018
Località:	Bologna	Ora inizio registrazione:	14:13:22
Cantiere:	via Sacco e Vanzetti	Ora fine registrazione:	14:33:22
Strumento:	TRZ-0184/01-12	Procedura di Prova:	
Note:	-	Frequenza di campionamento:	128 Hz

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

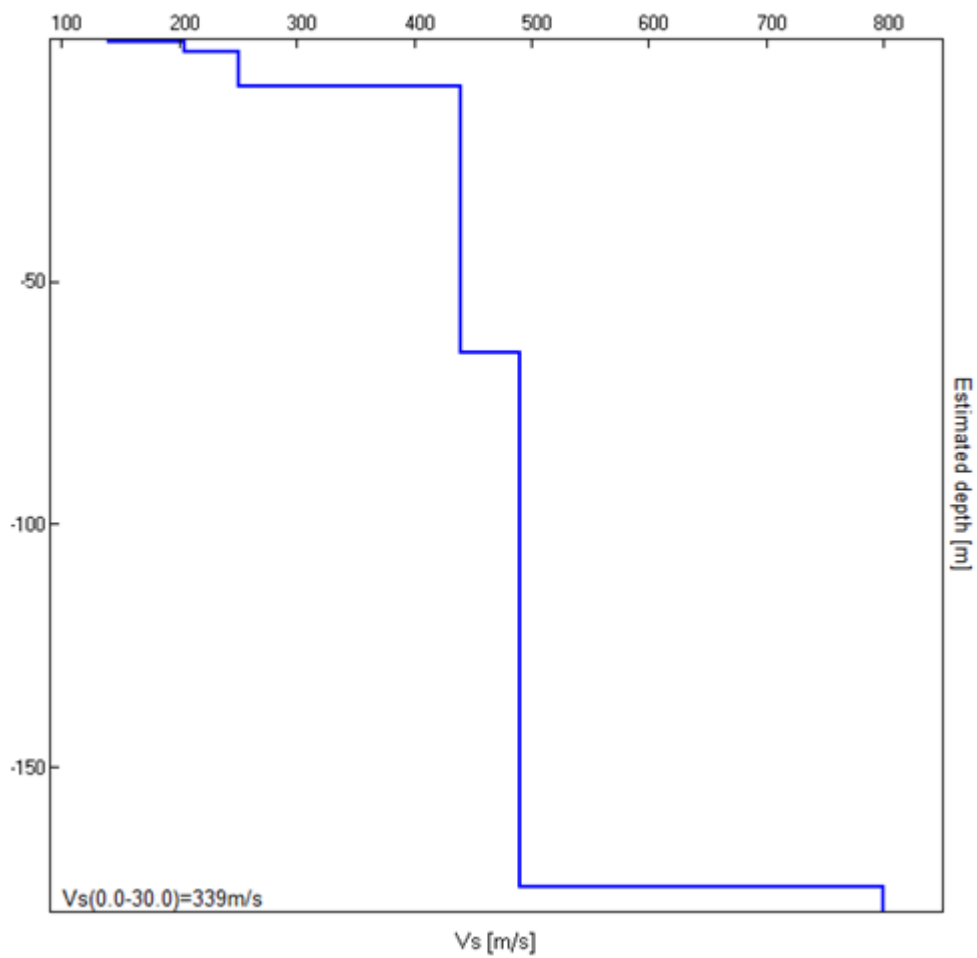


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.60	0.60	140
2.70	2.10	205
9.70	7.00	251
64.70	55.00	440
174.70	110.00	490
inf.	inf.	800

$V_s(0.0-30.0) = 339 \text{ m/s}$



Documentazione fotografica

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



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



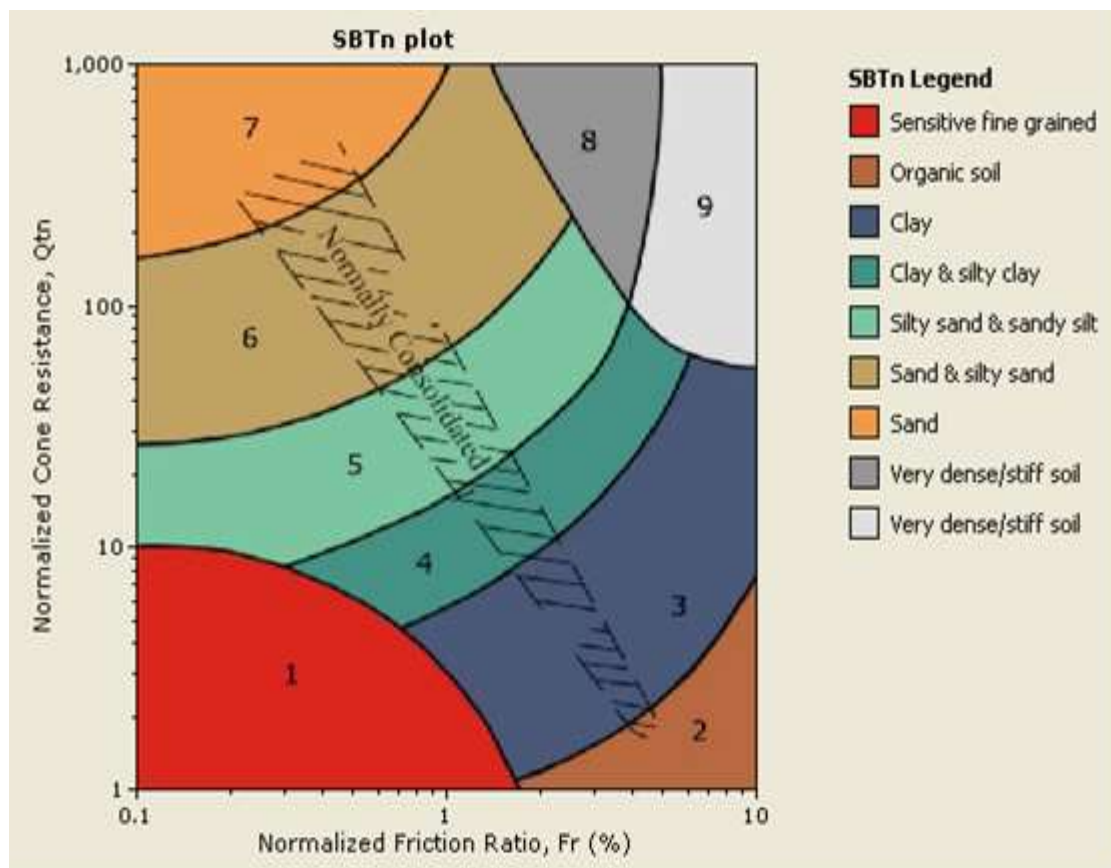
Carotaggio 2 – Cassetta 1 (da 0,00 a 4,00 m)**Carotaggio 2 – Cassetta 2 (da 4,00 a 8,00 m)**

Classificazione orientativa dei terreni

(Robertson, 1990)

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI Q_{tn} e R_f

(Robertson, 1990)



2018.006-1/RG



Project: Edilbo

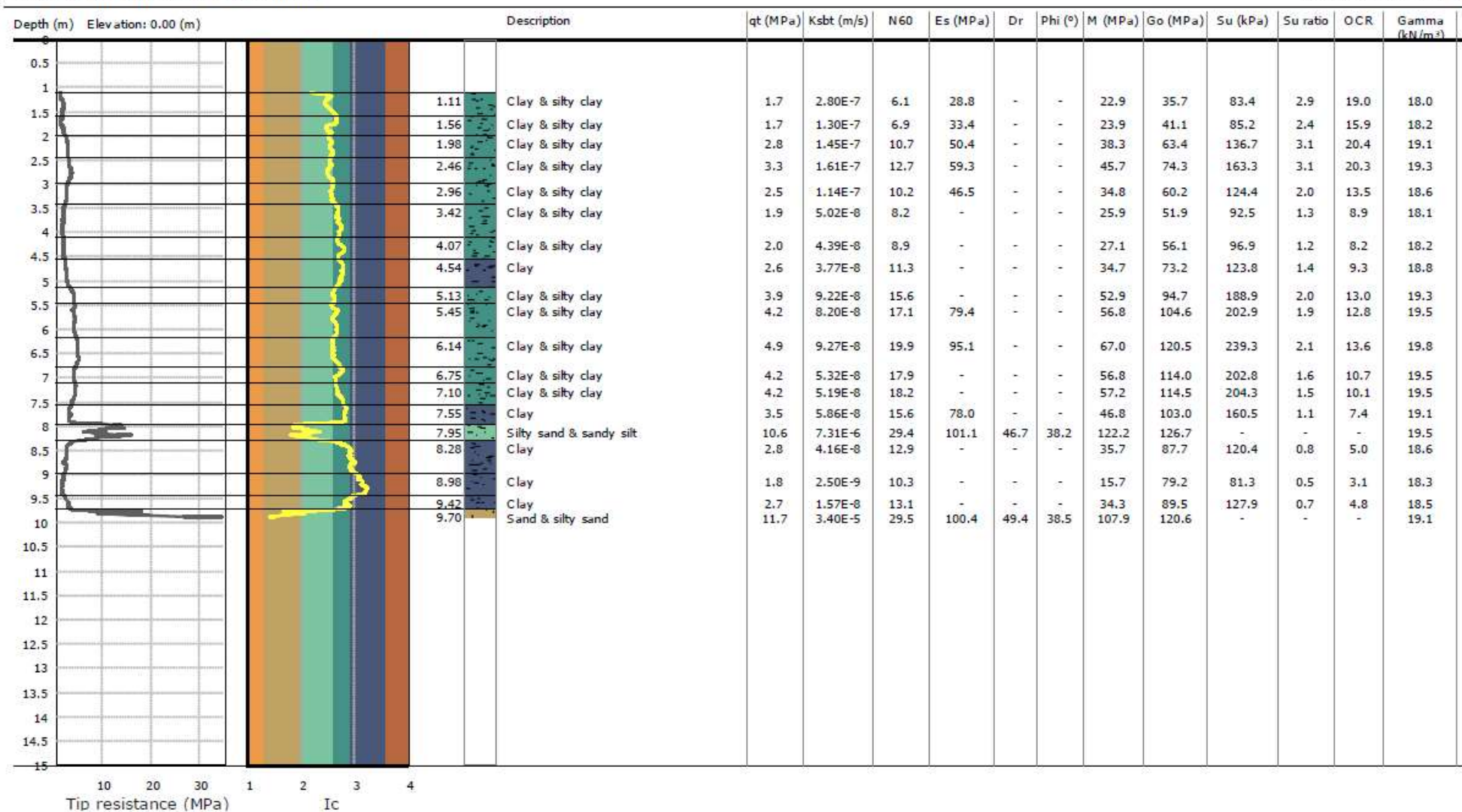
Location: Bologna - via Sacco e Vanzetti

CPT: 18.0105/RSP

Total depth: 9.87 m, Date: 09/03/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti



2018.006-1/RG



Project: Edilbo

Location: Bologna - via Sacco e Vanzetti

CPT: 18.0106/RSP

Total depth: 10.25 m, Date: 09/03/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5														
1		1.06 Clay & silty clay	1.3	1.61E-7	5.3	23.1	-	-	18.4	31.6	65.6	2.2	14.7	17.7
1.5		1.75 Clay & silty clay	1.9	1.09E-7	7.9	37.0	-	-	26.8	46.9	95.8	2.4	16.1	18.4
2		2.19 Clay & silty clay	2.6	1.47E-7	10.3	47.8	-	-	36.2	59.9	129.3	2.6	17.2	18.8
2.5		2.87 Clay & silty clay	2.0	5.15E-8	8.5	-	-	-	27.3	54.3	97.4	1.7	11.2	18.5
3		3.31 Clay	1.9	3.65E-8	8.3	-	-	-	25.7	54.6	91.7	1.4	9.2	18.3
3.5		3.85 Clay	2.1	3.74E-8	9.2	-	-	-	28.8	60.8	102.8	1.4	9.2	18.5
4		4.29 Clay	2.5	3.99E-8	10.8	-	-	-	33.4	69.7	119.2	1.5	9.7	18.7
4.5		4.64 Clay	2.8	3.90E-8	12.0	-	-	-	37.4	78.3	133.6	1.5	10.1	19.0
5		4.98 Clay	3.3	5.10E-8	14.4	-	-	-	45.4	91.0	162.1	1.7	11.5	19.3
5.5		5.30 Clay & silty clay	3.1	5.91E-8	13.3	-	-	-	42.7	83.1	152.5	1.5	10.2	19.0
6		5.62 Clay & silty clay	3.9	8.71E-8	15.7	71.7	-	-	52.6	96.0	187.7	1.8	11.7	19.2
6.5		6.13 Clay & silty clay	4.1	7.18E-8	17.1	83.4	-	-	55.8	106.3	199.3	1.7	11.1	19.4
7		7.05 Clay	3.3	3.05E-8	14.9	-	-	-	44.3	97.4	158.1	1.2	7.8	19.1
7.5		7.50 Clay	2.5	1.21E-8	12.4	-	-	-	33.1	85.8	118.2	0.8	5.5	18.7
8		7.96 Clay	2.1	6.49E-9	11.0	-	-	-	25.6	80.0	98.0	0.7	4.3	18.4
8.5		8.28 Silty sand & sandy silt	5.4	9.66E-7	18.4	87.0	37.9	36.2	71.9	96.4	-	-	-	18.7
9		8.59 Clay	2.1	4.37E-9	11.1	-	-	-	22.5	83.3	95.0	0.6	3.9	18.5
9.5		8.94 Clay	1.7	1.96E-9	9.7	-	-	-	13.3	75.7	74.6	0.4	2.9	18.2
10		9.27 Clay	2.0	3.58E-9	11.1	-	-	-	19.9	85.4	93.0	0.5	3.5	18.5
10.5		9.66 Clay	2.6	3.21E-8	13.4	-	-	-	31.2	97.8	117.4	0.6	4.2	18.8
11		10.14 Sand & silty sand	14.2	3.47E-5	34.3	103.3	50.8	38.9	128.4	129.4	-	-	-	19.3
11.5														
12														
12.5														
13														
13.5														
14														
14.5														
15														

2018.006-1/RG

**CPT: 18.0107/RSP**

Total depth: 10.45 m, Date: 09/03/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Edilbo**Location:** Bologna - via Sacco e Vanzetti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5														
1														
1.11		Clay & silty clay	1.5	1.69E-7	5.7	28.9	-	-	20.7	35.6	75.5	2.7	17.8	18.0
1.55		Clay	1.5	6.44E-8	6.4	39.0	-	-	21.1	40.4	75.3	2.1	13.8	18.2
2														
2.15		Clay & silty clay	2.6	1.39E-7	10.1	47.0	-	-	35.6	59.5	127.2	2.7	17.6	18.8
2.66		Clay & silty clay	2.5	1.14E-7	9.9	47.5	-	-	34.3	59.4	122.6	2.2	14.6	18.7
3														
3.07		Clay & silty clay	2.0	4.98E-8	8.5	-	-	-	27.1	54.4	96.7	1.6	10.5	18.4
3.50		Clay	1.8	2.41E-8	8.1	-	-	-	23.7	54.3	84.5	1.3	8.4	18.3
3.83		Clay	2.3	4.18E-8	10.2	-	-	-	31.6	65.7	112.8	1.5	9.9	18.7
4.5														
4.43		Clay	2.9	4.42E-8	12.8	-	-	-	39.6	81.6	141.4	1.7	10.9	19.1
5														
4.95		Clay & silty clay	3.6	6.17E-8	15.0	-	-	-	48.7	93.9	173.8	1.9	12.3	19.4
5.28		Clay & silty clay	3.3	6.39E-8	14.2	-	-	-	45.3	87.7	161.9	1.6	10.3	19.0
6														
6.18		Clay & silty clay	4.5	1.02E-7	17.9	87.5	-	-	61.0	107.4	218.0	1.9	12.5	19.4
6.57		Clay & silty clay	3.7	4.18E-8	16.4	-	-	-	50.2	104.3	179.4	1.4	9.5	19.3
7														
7.13		Clay	3.2	2.66E-8	14.3	-	-	-	42.2	95.1	150.8	1.1	7.3	19.0
7.5														
7.75		Silty sand & sandy silt	4.5	2.87E-7	16.7	74.9	32.0	34.7	60.8	91.0	-	-	-	18.7
7.87		Clay	2.4	1.03E-8	12.1	67.7	-	-	29.9	88.2	110.7	0.7	4.8	18.7
8														
8.25		Silty sand & sandy silt	5.0	5.96E-7	17.4	77.1	32.9	34.9	67.2	93.3	-	-	-	18.6
8.64		Clay	2.3	6.20E-8	12.0	-	-	-	26.7	87.6	105.7	0.6	4.2	18.6
9														
9.19		Clay	1.9	2.88E-8	10.8	-	-	-	17.3	81.7	86.6	0.5	3.3	18.6
9.63		Clay	2.6	1.26E-8	13.2	80.4	-	-	31.3	93.0	121.8	0.7	4.4	18.6
10														
10.08		Silty sand & sandy silt	4.8	2.13E-7	18.1	80.7	28.4	33.5	64.1	99.5	-	-	-	18.6
10.40		Sand & silty sand	24.6	7.98E-8	33.2	136.3	64.4	41.3	200.6	226.0	120.6	0.6	4.2	18.6
11														
11.5														
12														
12.5														
13														
13.5														
14														
14.5														
15														

2018.006-1/RG

**CPT: 18.0108/RSP**

Total depth: 11.05 m, Date: 09/03/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Edilbo

Location: Bologna - via Sacco e Vanzetti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5														
1		1.11 Clay	1.0	4.97E-8	4.4	16.8	-	-	13.7	28.8	49.1	1.9	12.5	17.7
1.5		1.58 Clay	1.6	4.34E-8	7.0	-	-	-	21.8	45.5	77.7	2.2	14.8	18.5
2		2.10 Clay	2.2	4.50E-8	9.4	-	-	-	29.8	60.9	106.3	2.5	16.4	19.1
2.5		2.42 Clay	2.4	6.65E-8	10.0	-	-	-	33.4	63.9	119.3	2.4	15.8	19.0
3		2.81 Clay	2.3	5.90E-8	9.9	-	-	-	31.6	61.6	112.8	2.0	13.4	18.8
3.5		3.09 Clay	1.7	2.22E-8	7.7	-	-	-	22.4	52.4	80.0	1.3	8.4	18.3
4		3.86 Clay	2.0	2.24E-8	9.4	-	-	-	27.1	63.3	96.8	1.3	8.7	18.6
4.5		4.26 Clay	2.3	1.84E-8	10.6	-	-	-	30.4	73.0	108.7	1.4	8.9	18.9
5		4.60 Clay	2.6	2.29E-8	12.0	-	-	-	35.1	81.1	125.4	1.4	9.4	19.1
5.5		5.09 Clay	3.5	4.29E-8	15.1	-	-	-	47.3	97.8	169.1	1.8	11.6	19.5
6		5.42 Clay	3.0	2.79E-8	13.7	-	-	-	40.6	91.1	145.0	1.4	9.4	19.2
6.5		5.73 Clay	3.1	3.50E-8	13.8	-	-	-	41.9	90.2	149.7	1.4	9.2	19.1
7		6.06 Clay	3.9	4.46E-8	17.2	-	-	-	53.1	109.9	189.5	1.6	10.9	19.6
7.5		6.57 Clay	2.8	1.52E-8	13.6	-	-	-	37.8	94.1	134.9	1.1	7.2	19.1
8		6.91 Clay	2.9	2.06E-8	13.7	-	-	-	39.3	92.7	140.5	1.1	7.1	19.0
8.5		7.21 Clay	3.8	2.69E-8	17.4	-	-	-	51.4	117.1	183.5	1.4	8.9	19.6
9		7.56 Clay	3.0	9.82E-9	14.9	-	-	-	39.6	106.6	141.6	1.0	6.6	19.3
9.5		7.82 Clay	2.7	1.02E-8	13.2	-	-	-	35.6	94.9	127.0	0.9	5.7	18.9
10		8.04 Clay	2.5	6.96E-9	13.0	-	-	-	32.7	93.7	116.9	0.8	5.1	18.9
10.5		8.29 Clay	2.4	7.38E-9	12.3	-	-	-	30.7	88.5	111.3	0.7	4.7	18.7
11		8.64 Clay	2.7	1.16E-8	13.0	-	-	-	34.9	91.1	124.8	0.8	5.0	18.7
11.5		8.93 Clay	2.3	6.95E-9	12.2	-	-	-	27.1	89.4	107.3	0.6	4.2	18.6
12		9.23 Silty sand & sandy silt	5.1	3.50E-7	18.7	84.3	31.7	34.6	69.0	101.6	-	-	-	18.8
12.5		9.40 Clay	2.7	7.19E-9	14.0	-	-	-	33.7	103.0	124.6	0.7	4.6	18.9
13		10.06 Clay	2.1	3.59E-9	12.1	-	-	-	19.8	90.9	97.2	0.5	3.3	18.5
13.5		10.55 Silty sand & sandy silt	5.3	3.14E-7	19.3	86.2	29.8	34.0	70.8	104.9	-	-	-	18.7
14		10.84 Silty sand & sandy silt	8.5	1.28E-8	23.8	97.5	34.5	35.4	84.2	109.9	109.9	0.6	3.6	18.6
14.5		11.00 Sand & silty sand	19.1	8.39E-5	43.0	122.2	57.6	40.1	153.1	153.1	-	-	-	19.7

Tip resistance (MPa)

Ic

2018.006-1/RG



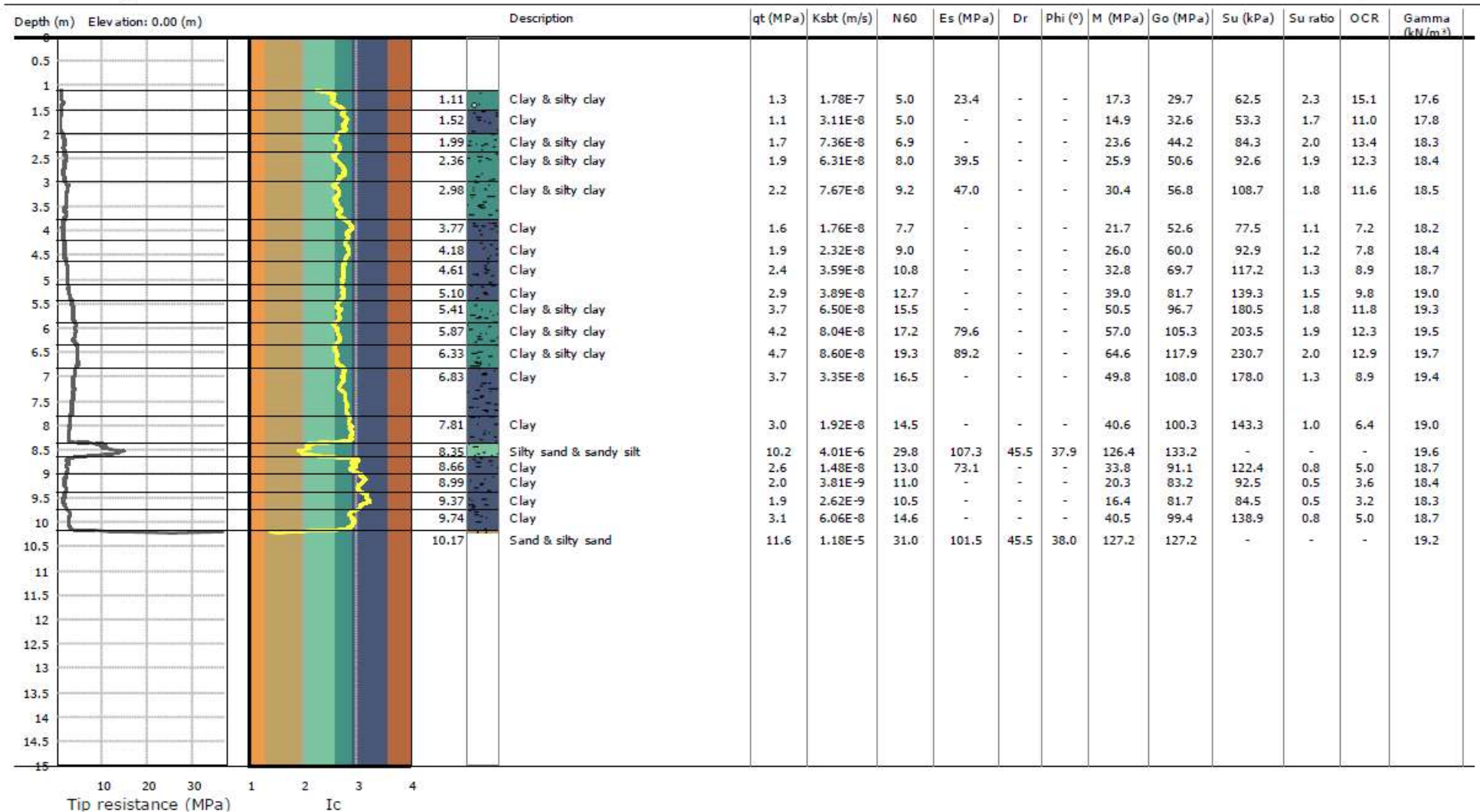
Project: Edilbo
Location: Bologna - via Sacco e Vanzetti

CPT: 18.0109/RSP

Total depth: 10.20 m, Date: 09/03/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti



This software is licensed to: Graziano Grimandi

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, Dr (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to } SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c_cutoff})$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to $SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8$)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$$\alpha = 14 \text{ for } Q_{tn} > 14$$

$$\alpha = Q_{tn} \text{ for } Q_{tn} \leq 14$$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(rem)}$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to } SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c_cutoff})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

Procedura di calcolo RSL

Funzione di trasferimento

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma;
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1 - 2.2 - 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane sotto a una soglia ritenuta accettabile.

3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro in precedenza calcolato e opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato è corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

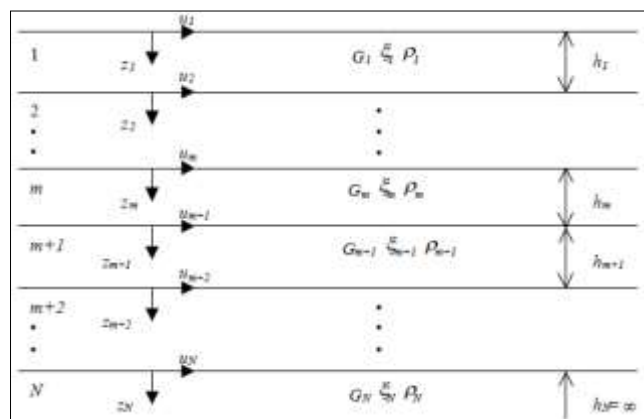
$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, si considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l' N -esimo è il letto di roccia (*bedrock*).

Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\tau = G\gamma + \mu \frac{\delta\gamma(z,t)}{\delta z \delta t}$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:



$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; μ la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\mu) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

Dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\mu$, ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\mu = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indichi la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto ($-z$) e verso il basso ($+z$), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{du}{dz} e^{i\omega t} = i k^* G^* [E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) e al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{i k_m^* h_m} + F_m e^{-i k_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{i k_m^* h_m} + F_m e^{-i k_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità e al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = i k_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = i k_m^* G_m^* [E_m e^{i k_m^* h_m} - F_m e^{-i k_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{i k_m^* h_m} - F_m e^{-i k_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{i k_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-i k_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{i k_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-i k_m^* h_m} \quad (19)$$

Dove α_m^* rappresenta il rapporto di impedenza complesso all'interfaccia tra i piani m ed $m+1$, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = i k_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

Da cui $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere poi applicate agli strati successivi da 2 ad m . La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità dei piani m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

La velocità $u'(z, t)$ e l'accelerazione $u''(z, t)$ sono legati allo spostamento dalle relazioni

$$u'(z, t) = \frac{\delta u}{\delta t} = i\omega u(z, t) \quad u''(z, t) = \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{u'_m}{u'_n} = \frac{u''_m}{u''_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale γ alla profondità z e al tempo t è definita dalla relazione:

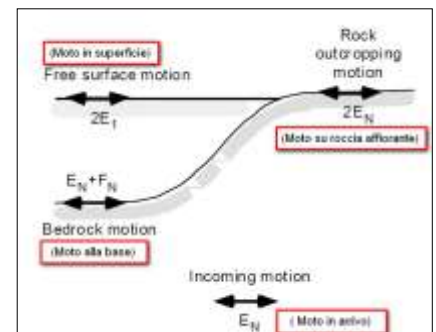
$$\gamma(z, t) = \frac{\delta u}{\delta z} = i k^* (E e^{i k^* z} - F e^{-i k^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

e la corrispondente tensione alla profondità z ed al tempo t dalla:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, è utile riprodurre la rappresentazione schematica di figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con



ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal *bedrock* al *bedrock*-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo, infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione è ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (27)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (28)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (29)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 \leq PI \leq 70 \\ 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (30)$$

Dove G_{max} è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (31)$$

Dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (31) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (32)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

Fattori di amplificazione

I fattori di amplificazione sono così determinati (procedura sec. Linee Guida Protezione Civile).

1. Si determina il periodo di massimo valore dello spettro medio di input T_{ai} e dello spettro medio di output T_{ao} ;

Si ricavano i valori medi degli spettri di input (S_{ami}) e di output (S_{amo}) nell'intorno T_{ai} e T_{ao} come:

$$S_{am} = \frac{1}{T_a} \int_{0.5T_a}^{1.5T_a} S_A(T) dT$$

dove

Sam è lo spettro medio, e può essere Sami o Samo

SA(T) è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a Sai per l'input, Sao per l'output

Ta vale Tai per l'input Tao per l'output

Si determinano i periodi propri Tvi e Tvo di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti

$$S_v(T) = SA(T) \frac{T}{2\pi}$$

dove Sv(T) corrisponde rispettivamente a Svi(T) per l'input e Svo(T) per l'output

Si calcolano i valori medi degli spettri medi di pseudovelocità (Svmi) e (Svmo) nell'intorno di Tvi e Tvo

$$S_{vm} = \frac{1}{0.4T_v} \int_{0.8T_v}^{1.2T_v} S_v(T) dT$$

dove

Svm è il valore medio dello spettro e può essere può essere Svmi o Svmo, rispettivamente per l'input e l'output
Tv può essere Tvi e Tvo, rispettivamente per l'input e l'output

L'intervallo di integrazione è ridotto rispetto a quello dell'accelerazione perché lo spettro di velocità ha,

generalmente, un andamento più regolare.

Il valore di Fa è pari a

$$F_a = \frac{S_{amo}}{S_{ami}}$$

Il valore di Fv è pari a

$$F_v = \frac{S_{vmo}}{S_{vmi}}$$

Per determinare i valori dello spettro normalizzato valgono le seguenti relazioni:

Periodo TC

$$TC = 2\pi \frac{S_{vmi} * F_v}{S_{ami} * F_a}$$

Periodo TB

$$TB = \frac{1}{3} TC$$

Il ramo iniziale dello spettro fra T=0 e T=TB si assume lineare con

$$SA(0) = S_{ai}(0) * F_a$$

$$SA(TB) = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro ad accelerazione spettrale costante, tra TB e TC, ha ordinata pari a

$$SA = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro a velocità costante per T>TC ha ordinate pari a

$$SA = S_{ami} * F_a * \frac{TC}{T}$$