

COMUNE DI ZOLA PREDOSA

PROVINCIA DI BOLOGNA

INTERVENTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA DELL'EX COMPARTO "C11 - RIVABELLA" PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO INSEDIAMENTO DI TIPO RESIDENZIALE

ACCORDO OPERATIVO - art. 38 L.R. 24/2017

LUCA ZANAROLI architetto

STUDIO DI ARCHITETTURA E URBANISTICA

Via Barberia, 22 - 40123 BOLOGNA

phone 051/18899952 email: studio@lucazanaroli.com

ENERGY LAB SRL

STUDIO TECNICO IMPIANTISTICO

Via Roma, 57/B - 40069 Zola Predosa (BO)

phone 051/841771 email: l.nanni@nrg-lab.com

Geom. DANIELE FABBRI

STUDIO TECNICO

Via Rigosa, 9 - 40069 Zola Predosa

phone 051/6167092 email: fabbri@geobo.it

GALILEO

STUDIO DI INGEGNERIA

Via Cartiera, 120 - 40037 Sasso Marconi (BO)

phone 051/6781325 email: f.faraone@galileo-ingegneria.it

Ing. GERMANO VISENTIN

STUDIO TECNICO

Via B. Provaglia, 7 - 40138 Bologna (BO)

phone 333/2466735 email: visentingermano@gmail.com

GEOPROBE

STUDIO TECNICO

Via Cimarosa Domenico - 40033 Casalecchio di Reno (BO)

phone 051/6133512 email: g.grimandi@geo-probe.com

PROGETTISTI:

dott. arch. Luca Zanaroli

geom. Daniele Fabbri

progetto architettonico

collaboratore al progetto

dott. ing. Germano Visentin

progetto impianti meccanici

Energy Lab: dott. ing. Luca Nanni

progetto impianti elettrici

CONSULENTI:

Galileo: dott. ing. Francesco Faraone

verifica acustica e sostenibilità
ambientale

Geoprobe: dott. Graziano Grimandi

verifica rischio idro-geologico

Firme progettisti

LA PROPRIETA'

SPAZIO PER L'UFFICIO TECNICO COMUNALE

OGGETTO:

Accordo Operativo (art. 38 L.R. 24/2017)
Relazione tecnico-illustrativa

SCALA:

--

FASE

COD. DOC.

NUM.PROG.

A.O. - GEN - GEO

file:

2019.093/RG-rev-00.doc

DATA	REV.	EMISSIONE PER	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
			Collaboratore	Collaboratore	Comune
22/11/19	00	ACCORDO OPERATIVO	DR. GRIMANDI	DR. CONTI	



COMUNE DI ZOLA PREDOSA (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA GESSO, DOVE È IN PROGETTO UN INTERVENTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA DELL'EX COMPARTO "C11 – RIVABELLA" PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO INSEDIAMENTO DI TIPO RESIDENZIALE.

Committente:

- Arch. Luca Zanaroli
- Geom. Daniele Fabbri



Codice Lavoro: 2019.093/RG

Revisione 0.0 Novembre 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	9
6. LAVORI IN PROGETTO E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE	10
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	11
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	14
10. MODELLAZIONE SISMICA	16
11. MICROZONAZIONE SISMICA	22
12. PARAMETRI SISMICI DEL SITO	24
13. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA	26
13.1 Dati generali	26
13.2 Elaborazione	27
14. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	35
15. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	37
16. VERIFICA IDRAULICA	41
17. CONSIDERAZIONI FINALI	45

ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche con punta meccanica;
- diagrammi penetrometrie statiche con punta meccanica;
- stratigrafia trivellazioni a secco;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Schmertmann, 1978);
- procedure di calcolo RSL.

* * *

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dallo Studio di architettura Luca Zanolari e dal Geom. Daniele Fabbri, 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 prevede la realizzazione di un nuovo insediamento residenziale.

L'area in esame si ubica in località Rivabella, in Comune di Zola Predosa (BO), (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220113 – Calderino), ed interessa l'ex Comparto C.11.

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 geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) definizione della risposta sismica locale mediante analisi numerica;
- g) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche;
- h) analisi del rischio idraulico.

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.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- 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.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).
- Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 7/2019.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 630/2019 del 29 aprile 2019

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame è compresa nella fascia collinare pedeappenninica caratterizzata da lievi ondulazioni che decrescono progressivamente verso Nord in direzione dell'alta Pianura Padana; più esattamente si ubica ad una quota compresa tra 107,00 m s.l.m. e 110,00 m s.l.m., in una fascia pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive, posta in prossimità della base di un versante di esposizione Nord/Ovest di media acclività (15÷18 %).

Da un punto di vista geo-litologico, secondo quanto riportato nella Carta Geologica che copre il territorio della Regione Emilia – Romagna (TAV. 2 di seguito riportata), l'area oggetto di intervento ricade all'interno dei terreni classificati come appartenenti al Subsintema di Ravenna (**AES8**), rappresentati nei settori intravallivi, da ghiaie passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali, mentre negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi e argilliti che ricoprono le areniti e peliti sabbiose appartenenti alla Formazione di Monte Adone (**ADO**).

Verso monte, accanto ai suddetti terreni, in contatto tettonico, sono presenti i terreni appartenenti alla Formazione delle Argille Azzurre (**FAA**).

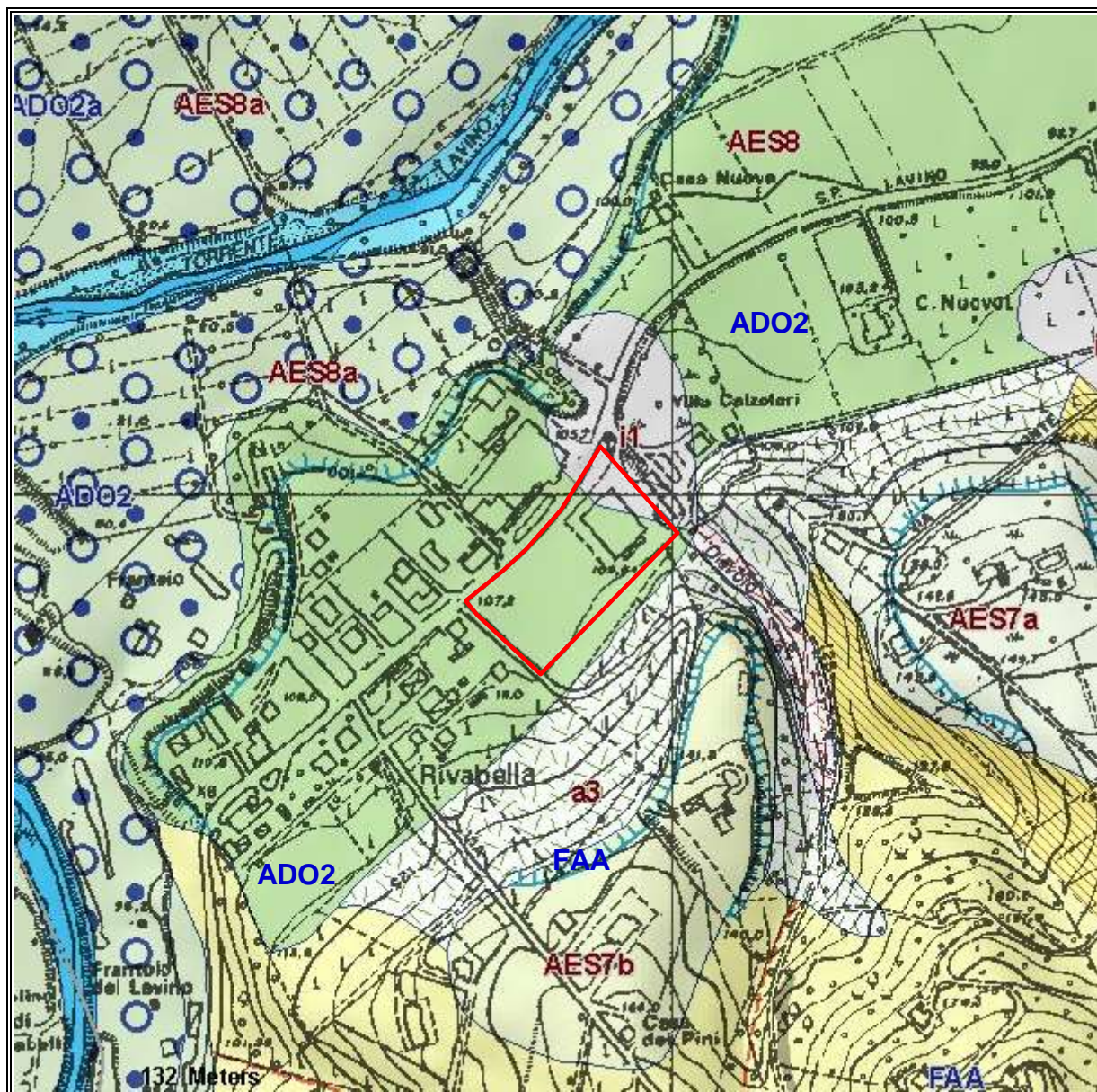
L'idrografia primaria risulta rappresentata dal Torrente Lavino che sviluppa il proprio corso a Nord dell'area in esame, mentre quella secondaria da numerosi fossi di scolo e rii a carattere prevalentemente stagionale, che vanno ad alimentare gli assi idrografici principali; tra questi il Rio del Diavolo che scorre tombato in un tratto marginale del comparto, lato Est.

Nell'area in esame non si evidenziano segni di tensione in atto o incipienti indici di una precaria stabilità, conseguentemente la stessa, in considerazione anche della scarsa pendenza che la contraddistingue, si può ritenere perfettamente stabile.

Relativamente alle tavole concernenti l'assetto idrogeologico, l'area in esame nella TAV. 1 "*Carta del rischio nel territorio del bacino montano*" e nella TAV. 2 "*Carta delle attitudini alle trasformazioni edilizio-urbanistiche nel territorio del bacino montano*" è individuata come zona di terrazzi alluvionali.

Nella TAV 2.22 "*Zonizzazione dei Torrenti Lavino, Olivetta e Landa*" per l'area in cui è previsto l'intervento non è prevista alcuna prescrizione.

TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1:5.000

- i1** conoide torrentizia in evoluzione;
a3 deposito di versante ;
AES8 Subsintema di Ravenna;
AES8a Unità di Modena;
AES7a Unità di Niviano;
FAA Formazione delle Argille Azzurre (Pliocene inf.);
ADO2 Formazione di Monte Adone – membro delle Ganzole (plioc. medio e sup.).

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; vengono inoltre utilizzati i risultati di un'indagine sismica eseguita in precedenza nella stessa area, al fine di determinare il parametro V_{seq} 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. 7 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT), che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto profondità variabile tra 3,00 m e 10,00 m e di n. 3 trivellazioni a secco della lunghezza di 6,00 m; vengono inoltre utilizzati i risultati di n. 1 penetrometria statica con punta meccanica (CPT 1/14) della lunghezza di 8,00 m e di n. 1 sondaggio eseguito con il metodo della trivellazione a secco, attrezzato con piezometro a tubo aperto, che rispetto al p.c. attuale ha raggiunto la profondità di 8,25 m.

I punti di indagine sono stati posizionati per essere rappresentativi dell'area oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm^2 per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm^2 per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

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

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Le trivellazioni a secco sono state eseguite mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posta a retro dell'autocarro Mercedes.

Le stratigrafie dei sondaggi vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

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 microtemore 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:

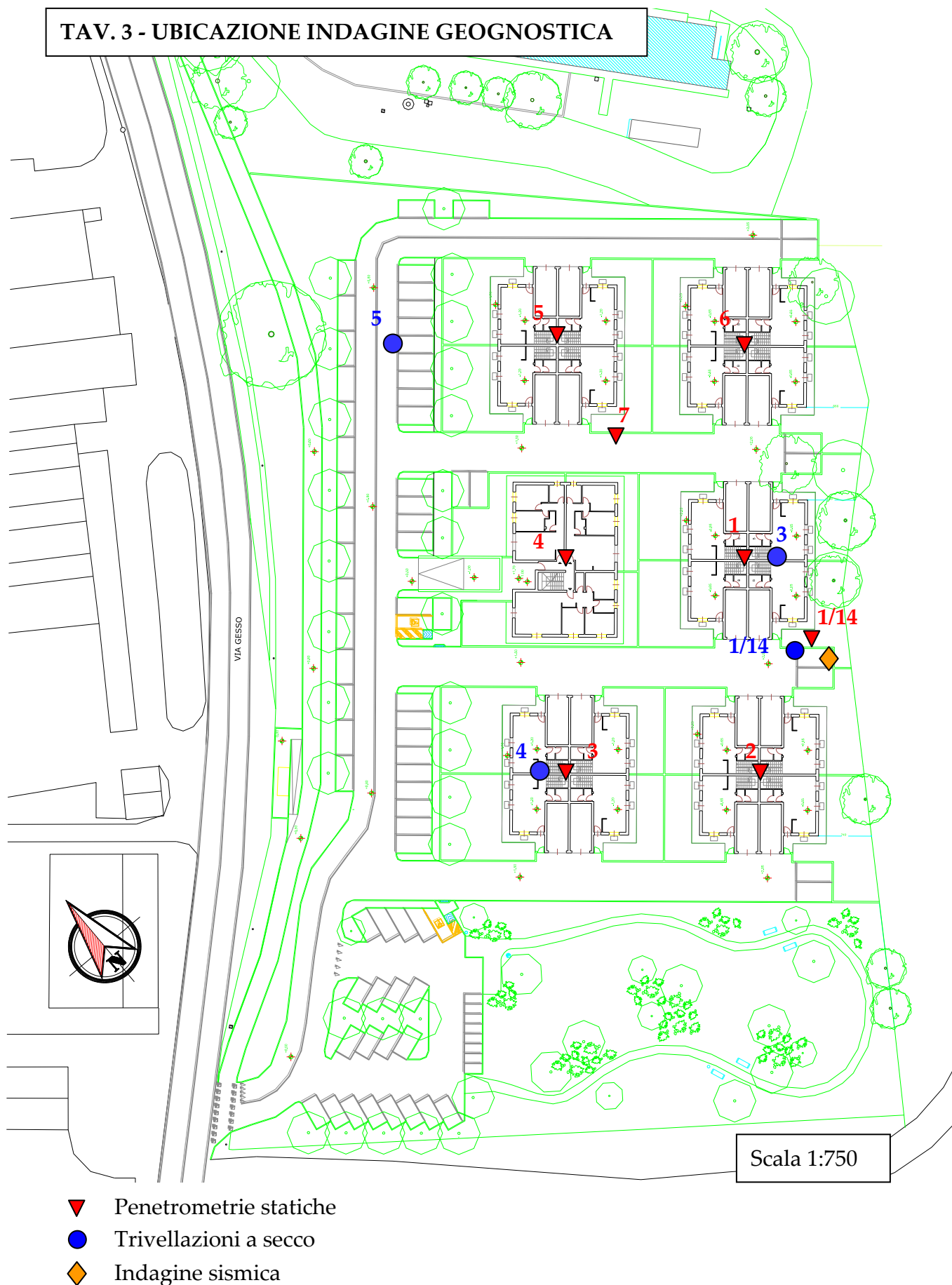
f_i = frequenza dello strato i -esimo;

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



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 disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto dello spessore medio di $0,40 \div 0,80$ m, sono inizialmente presenti delle argille limose e/o viceversa di colore marrone, di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,5$ MPa; $R_f = 3,4 \div 6,1$ %) ed umidità da medio scarsa a media, localmente preceduti e/o inglobanti orizzonti di consistenza plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ MPa; $R_f = 4,9 \div 6,6$ %).

I suddetti terreni si evidenziano sino ad una profondità variabile da 5,40 m a 7,60 m, ad esclusione della fascia Nord/Est dove risultano assenti (CPT 6) o presentano uno spessore di circa 2,40 m (CPT 7).

Sotto prevalgono dei limi argillosi debolmente sabbiosi di colore beige, di consistenza da dura a molto dura ($q_c = 3,8 \div 7,5$ MPa; $R_f = 2,0 \div 4,8$ %) ed umidità media, inglobanti localmente rari ciottoli ($q_c = 5,2 \div 9,7$ MPa; $R_f = 1,0 \div 2,0$ %).

Suddetti terreni sono sopportati da argille limose debolmente sabbiose di colore da marrone a grigiastro di consistenza da molto elevata a semilapidea ($q_c = >10,0$ MPa; $R_f = 3,0 \div 4,7$ %) e una umidità scarsa, il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità variabile da 6,40 m a 8,60 m, ad esclusione della fascia Nord/Est dove i suddetti litotipi si rilevano a partire da 1,00 m (CPT 6) a 5,00 m (CPT 7).

Al termine dell'indagine all'interno dei suddetti terreni non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini precedenti avevano evidenziato la presenza di modeste circolazioni idriche a profondità variabili da 3,20 m a 5,00 m dal p.c. attuale di carattere presumibilmente stagionale, permeanti i terreni superficiali e sopportate dalle argille impermeabili del substrato.

Per un maggiore dettaglio in allegato, oltre alle stratigrafie delle trivellazioni a secco, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

6. LAVORI IN PROGETTO E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE

Si tratta della realizzazione di sei unità residenziali il cui sviluppo verticale è dato da un piano interrato, e due fuori terra.

Nell'area in esame è previsto un parziale rimodellamento della attuale superficie topografica mediante riporti e sbancamenti in particolare nella fascia di monte.

Nella porzione di valle il piano di calpestio dell'interrato, rispetto al p.c. attuale, si posiziona ad una profondità variabile da 2,40 m a 2,80 m circa, mentre nella fascia di monte, caratterizzata da un maggiore rimodellamento, lo stesso si attesta a profondità variabili da 2,80 m a 3,80 m circa.

L'indagine geognostica in corrispondenza dei fabbricati ha evidenziato come la litologia del primo sottosuolo, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, sino ad una profondità variabile da 5,40 m a 7,60 m risulta caratterizzata dalla presenza di argille limose e/o viceversa di consistenza plastico dura ed umidità da medio scarsa a media, localmente preceduti e/o inglobanti orizzonti di consistenza plastica, ad esclusione della fascia Nord/Est dove sono sostituiti da limi argillosi debolmente sabbiosi di consistenza da dura a molto dura, passante in breve a molto elevata.

I suddetti terreni sono localmente caratterizzati dalla presenza di modeste circolazioni idriche di carattere stagionale, permeanti i terreni superficiali e sopportate dalle argille impermeabili del substrato.

In considerazione delle tipologie costruttive e delle caratteristiche fisico meccaniche che contraddistinguono i terreni del primo sottosuolo, si ritiene che per quanto in progetto possano essere adottati sistemi fondali diretti di tipo nastriforme.

Durante la fase di scavo per la realizzazione degli interrati potrà essere adottato un angolo di scarpata dell'ordine di 60° (5/3), avendo cura di proteggere le pareti di scavo mediante teli impermeabili, in modo da evitare scoscendimenti in corrispondenza dei terreni superficiali, specie a seguito di precipitazioni particolarmente copiose e persistenti.

In considerazione della possibile presenza di circolazioni idriche, anche se stagionali, si consiglia di impermeabilizzare le porzioni interrate dei fabbricati, fondazione compresa.

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

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

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

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

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,40÷0,80	P/R	-	-	-	-	-
A	0,40÷0,80	2,40÷7,40	AL/LA	2,0÷3,5	19,2÷19,4	100÷145	-	0
A1	0,60÷1,80	2,40÷6,60	AL/LA	1,0÷1,9	19,0÷19,2	50÷95	-	0
B	0,40÷7,40	1,00÷8,60	LSA	3,8÷7,5	19,4÷19,6	155÷300	-	0
C	1,00÷8,60	fine indag.	ALS	>10,0	20,2÷20,5	>400	-	0

P/R = terreno pedogenizzato e/o di riporto;

AL/LA = argille limose e/o viceversa;

LSA= limi sabbiosi e argillosi con ciottoli sparsi;

ALS = argille limose debolmente sabbiose.

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 pedogenizzato e/o di riporto e si evidenzia sino ad una profondità di 0,40÷0,80 m circa dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

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

L'unità A si evidenzia, da 0,40÷0,80 m sino ad una profondità variabile da 2,40 m a 7,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1/14	3,0	19,3	130	-
CPT 1	2,6	19,3	120	-
CPT 2	2,7	19,3	125	-
CPT 3	2,3	19,3	110	-
CPT 4	2,8	19,3	125	-
CPT 5	2,7	19,3	125	-
CPT 7	2,9	19,3	130	-

Unità geotecnica A1

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza plastica ed umidità da medio scarsa a media.

L'unità A1 si evidenzia localmente da circa 0,60÷1,80 m sino ad una profondità variabile da 2,40 m a 6,60 m circa dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1/14	1,6	19,2	80	-
CPT 1	1,6	19,2	80	-
CPT 2	1,7	19,2	85	-
CPT 3	1,7	19,2	85	-

Unità geotecnica B

È costituita da limi argillosi debolmente sabbiosi di consistenza dura ed umidità media inglobante rari ciottoli ghiaiosi.

L'unità B si evidenzia da 0,40 m a 7,40 m sino ad una profondità variabile da 1,00 m a 8,60 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1/14	4,0	19,4	160	-
CPT 1	4,4	19,4	175	-
CPT 3	4,6	19,5	185	-
CPT 4	7,0	19,7	280	-
CPT 5	4,3	19,4	170	-
CPT 6	5,6	19,6	220	-
CPT 7	4,8	19,5	190	-

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose debolmente sabbiose di consistenza da molto elevata a semi-lapidea ed umidità scarsa.

L'unità C si evidenzia da una profondità variabile da 1,00 m a circa 8,60 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 (°)
CPT 1/14	34,0	20,5	>400	-
CPT 1	24,3	20,5	>400	-
CPT 2	18,6	20,0	>400	-
CPT 3	17,5	20,0	>400	-
CPT 4	19,2	20,0	>400	-
CPT 5	25,0	20,5	>400	-
CPT 6	21,3	20,5	>400	-
CPT 7	28,5	20,5	>400	-

9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

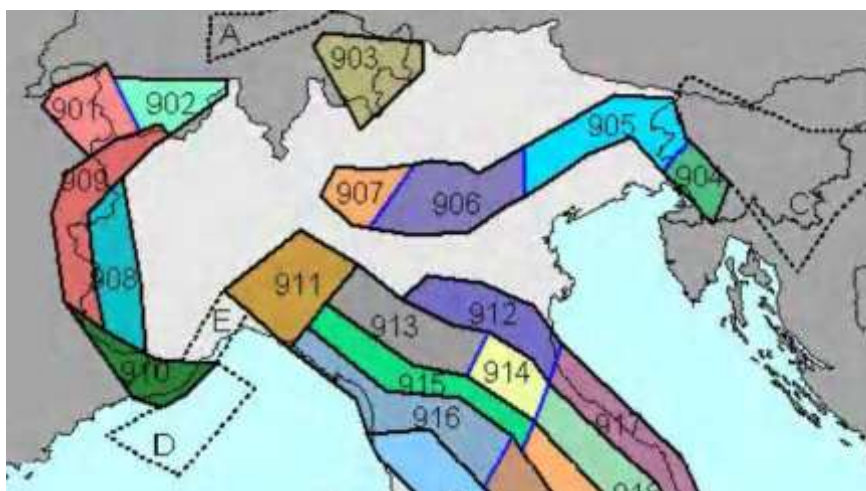
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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

Il Comune di Zola Predosa (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.

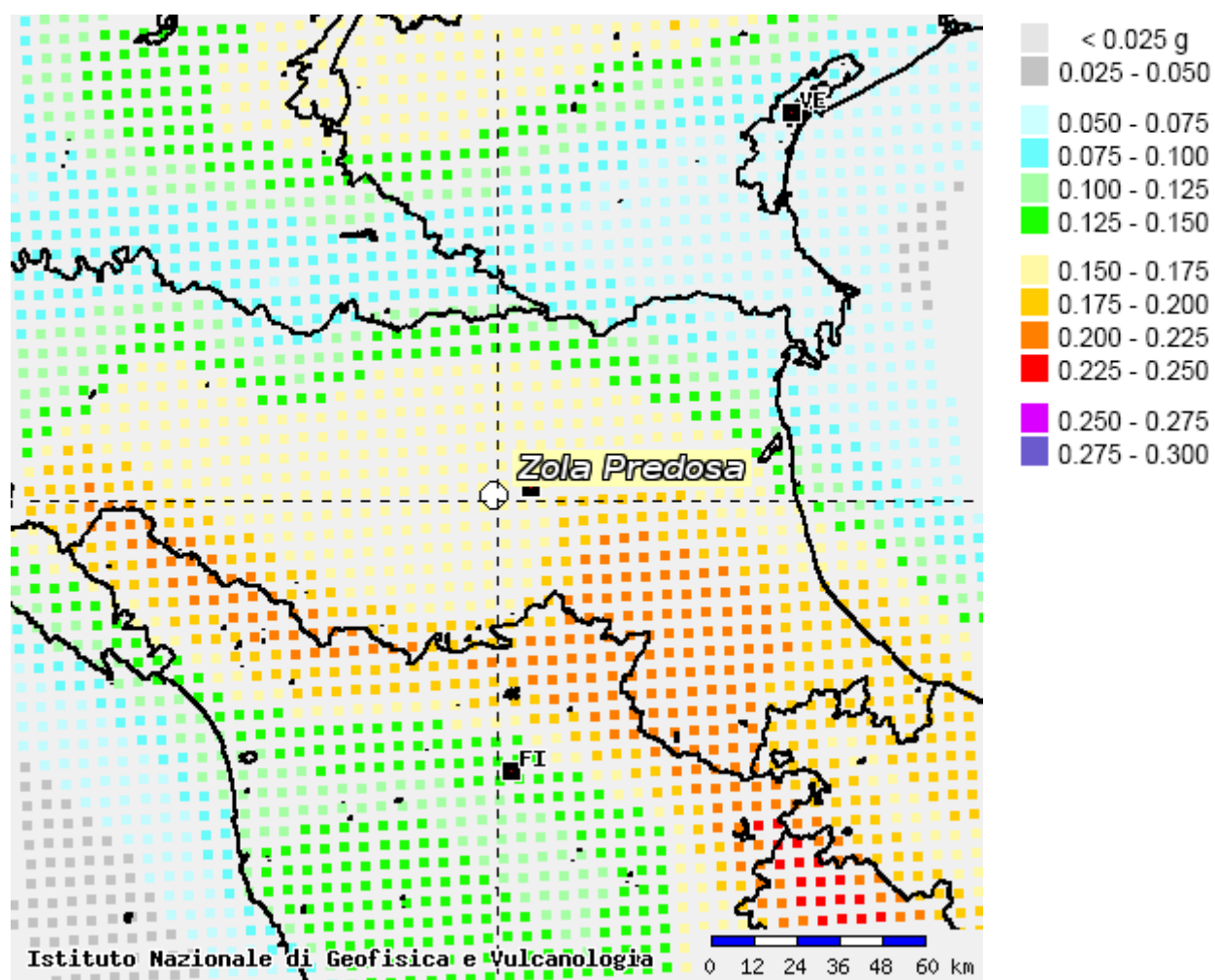
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



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 progetto di un'opera (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.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale V_N minima di 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 o 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 o 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 elettrica.

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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 $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , 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^* valore di riferimento per la determinazione del 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 WGS84 (Lat. 44.46995936; Long. 11.20534658)), 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	2,488	0,257
	SLD	63	50	0,067	2,491	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,164	2,390	0,301
	SLC	5	975	0,207	2,406	0,314

10.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vseq (in m/s) definita dalla espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{si}}}$$

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

Vsi = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vseq è definita dal parametro Vs30, ottenuto ponendo H = 30 nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II, di seguito riportata:

Tab. 3.2.II – *Categoria di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Come evidenziato dalla relazione sismica allegata i terreni che interagiscono con le fondazioni di quanto in esame sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da una profondità del substrato superiore a 30,00 m e al p.c. presentano una V_{seq} pari a 244 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 profondità del substrato superiore a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

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 classificazione.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

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.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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	1,644
SLD	1,500	1,617
SLV	1,465	1,560
SLC	1,401	1,538

10.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume un valore unitario.

L'area in esame si pone in corrispondenza di una fascia da pianeggiante a moderatamente acclive, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

10.9 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 2,357 m/sec².

10.10 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:

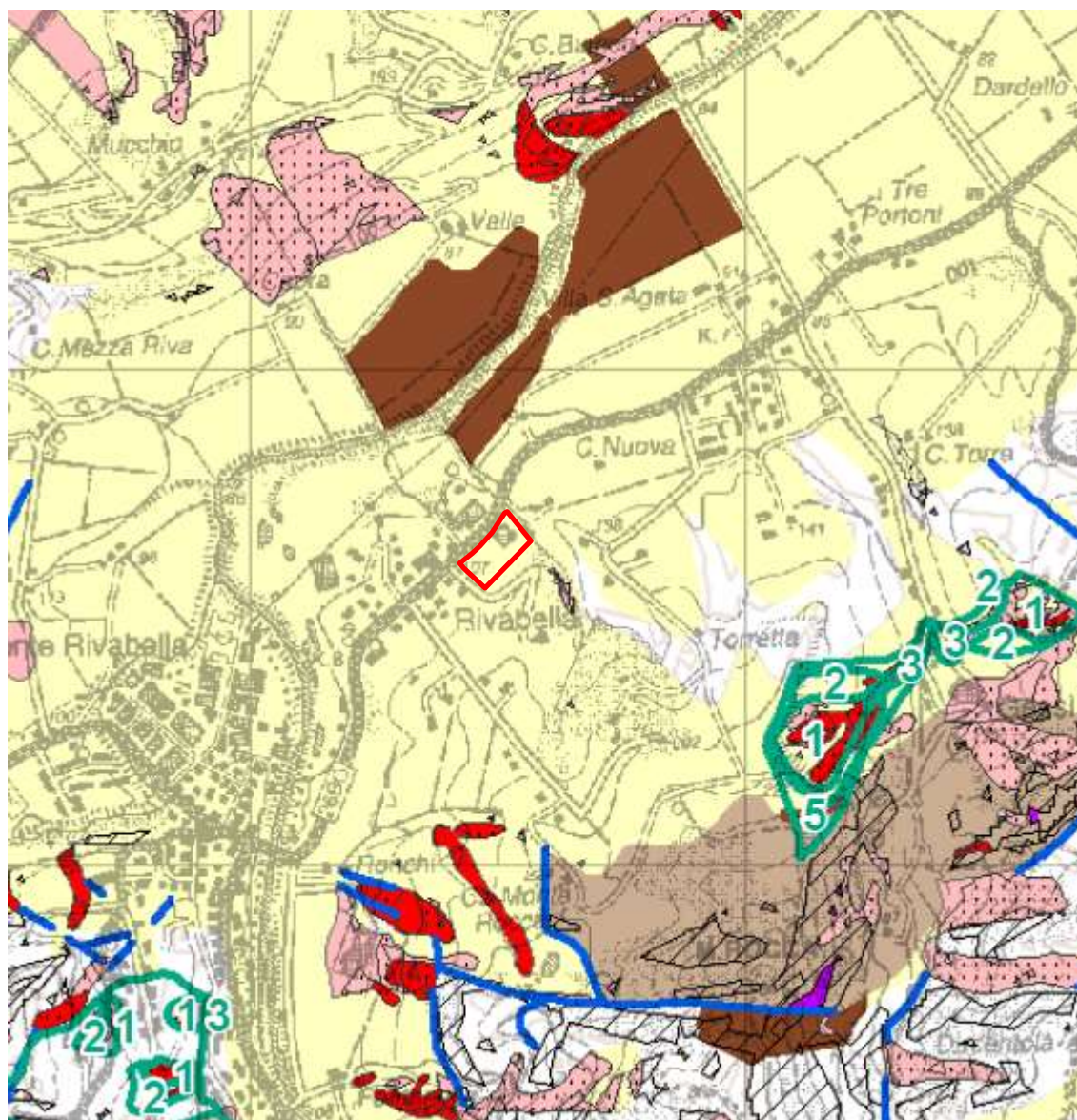
$$k_v = 0,58 k_h = 0,0290$$


11. MICROZONAZIONE SISMICA

Nella Tavola 2C del PTCP della Provincia di Bologna "Carta delle aree suscettibili di effetti locali", l'area in esame è classificata come ""A – Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche".

Per tali aree sono richiesti studi geologici con valutazione del coefficiente di amplificazione litologica.

STRALCIO TAVOLA 2C



 A - Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche

 Area in esame

Per la quantificazione della risposta sismica locale, il D.G.R. 630/2019 propone la definizione semi quantitativa degli effetti di amplificazione locale semplificata (secondo livello di approfondimento); l'amplificazione è quantificata secondo i parametri FA PGA, FA SA e FA SI che sono desunti dagli abachi riportati nell'Allegato A2 della suddetta delibera riferiti a grandi situazioni morfologiche stratigrafiche che tengono conto delle caratteristiche litologiche, e morfologiche e della profondità del bedrock sismico.

Le variabili da inserire negli abachi per la stima dell'amplificazione locale sono la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_{S30} o V_{SH}) e gli spessori dei sedimenti superficiali che possono amplificare il moto sismico e/o la profondità del bedrock sismico.

I dati del sottosuolo permettono di attribuire l'area di studio al macro contesto geologico "Pianura 1" caratterizzato dalla presenza di sedimenti alluvionali prevalentemente fini e dalla presenza di un'importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido a profondità ≤ 100 m da p.c..

I parametri della microzonazione sismica semplificata sono riportati nelle tabelle seguenti:

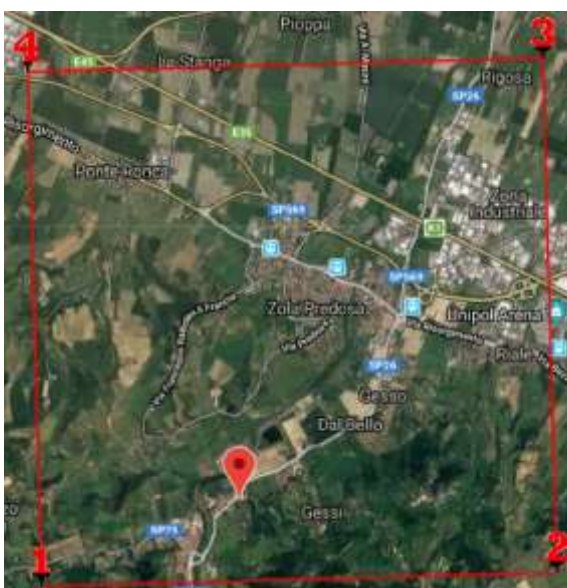
Macroambito	V_{S30}	FA PGA
Pianura 1	244 m/sec	1,7

Macroambito	V_{S30}	FA SA1 (0,1<T<0,5s)	FA SA2 (0,4<T<0,8s)	FA SA3 (0,7<T<1,1s)	FA SA4 (0,5<T<1,5s)
Pianura 1	244 m/sec	1,8	2,4	3,0	2,7

Macroambito	V_{S30}	FA SI1 (0,1<T<0,5s)	FA SI2 (0,5<T<1,0s)	FA SI3 (0,5<T<1,5s)
Pianura 1	244 m/sec	1,9	2,7	2,8

12. 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 NTC18).

Coordinate del sito (WGS84)	Latitudine 44.469800 Longitudine 11.205129	
Strategia di progettazione	Vita nominale (Vn): 50 anni	
	Classe d'uso: II	
	Coefficiente d'uso (Cu): 1,0	
	ag (SLV) - 0,164g;	

Pericolosità sismica di base

Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata	

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame.

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16950	44.4624	11.1793	2325.499
2	16951	44.4637	11.2493	3514.195
3	16729	44.5137	11.2474	5791.524
4	16728	44.5123	11.1774	5156.681

Parametri di pericolosità sismica.

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.053	2.487	0.257
SLD	50	0.066	2.492	0.270
SLV	475	0.163	2.390	0.304
SLC	975	0.207	2.413	0.315

13. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento utilizzando il software RSLIII della GeoStru, 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.

13.1 Dati generali

La definizione del modello geotecnico del sottosuolo è stata fatta sulla base delle indagini geognostiche eseguite nell'area.

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 Vs degli strati profondi, si sono considerati gli esiti delle indagini sismiche eseguite.

Stratigrafia

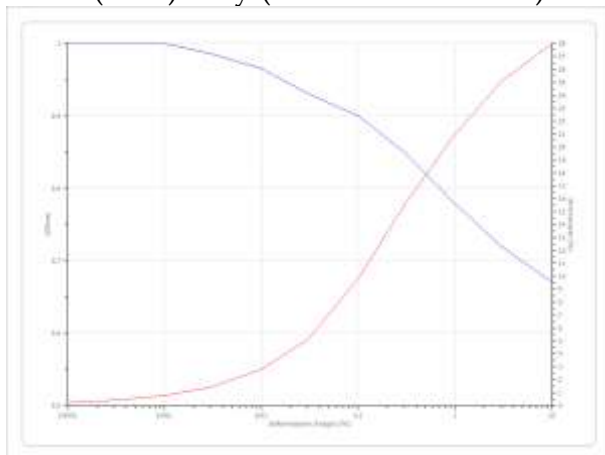
n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	γ . [kN /m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	7.3	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	49.58	19.0	160	69.4
2	7.3	20.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	176.15	19.2	300	232.6
3	27.3	80.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	313.15	19.3	400	702.1
4	107.30	∞	Idriss (1990) Rock	796.54	21.0	610	1077.7

Falda: 1

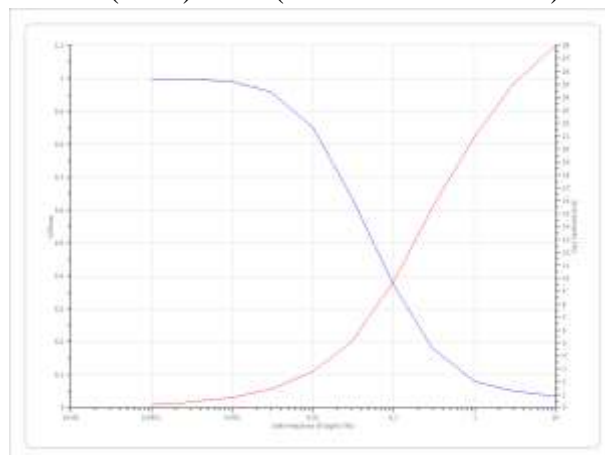
Strato rilevamento accelerogramma: 4 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

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

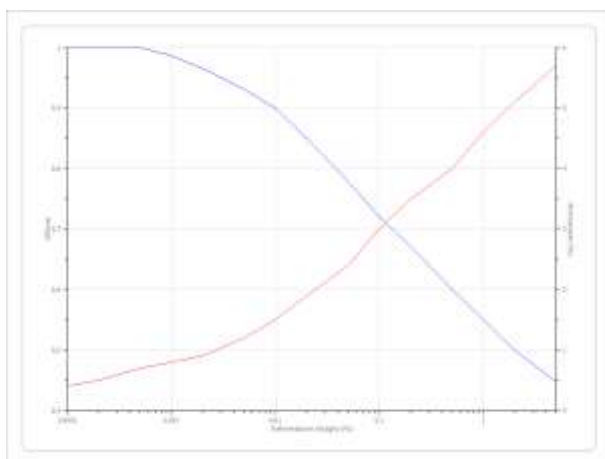
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)



Idriss (1990) Rock



13.2 Elaborazione

Al fine di effettuare la modellazione numerica per la valutazione degli effetti di sito è necessario avere a disposizione accelerogrammi da utilizzare come input sismici nella modellazione stessa.

In questo senso si è valutato di utilizzare sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC2008, estratti da SEISM-HOME di Eucentre, che permette di ottenere l'input sismico da utilizzare per analisi dinamiche non lineari, per un qualsiasi sito del territorio italiano riferiti ad un periodo di ritorno di 475 anni e tre segnali di riferimento relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna e identificati dalle sigle 046, 126 e 354.

Gli input selezionati sono stati scalati in funzione dell'ag massima attesa sul bedrock rigido (Categoria A) per il periodo di ritorno definito dalla strategia di progettazione considerata.

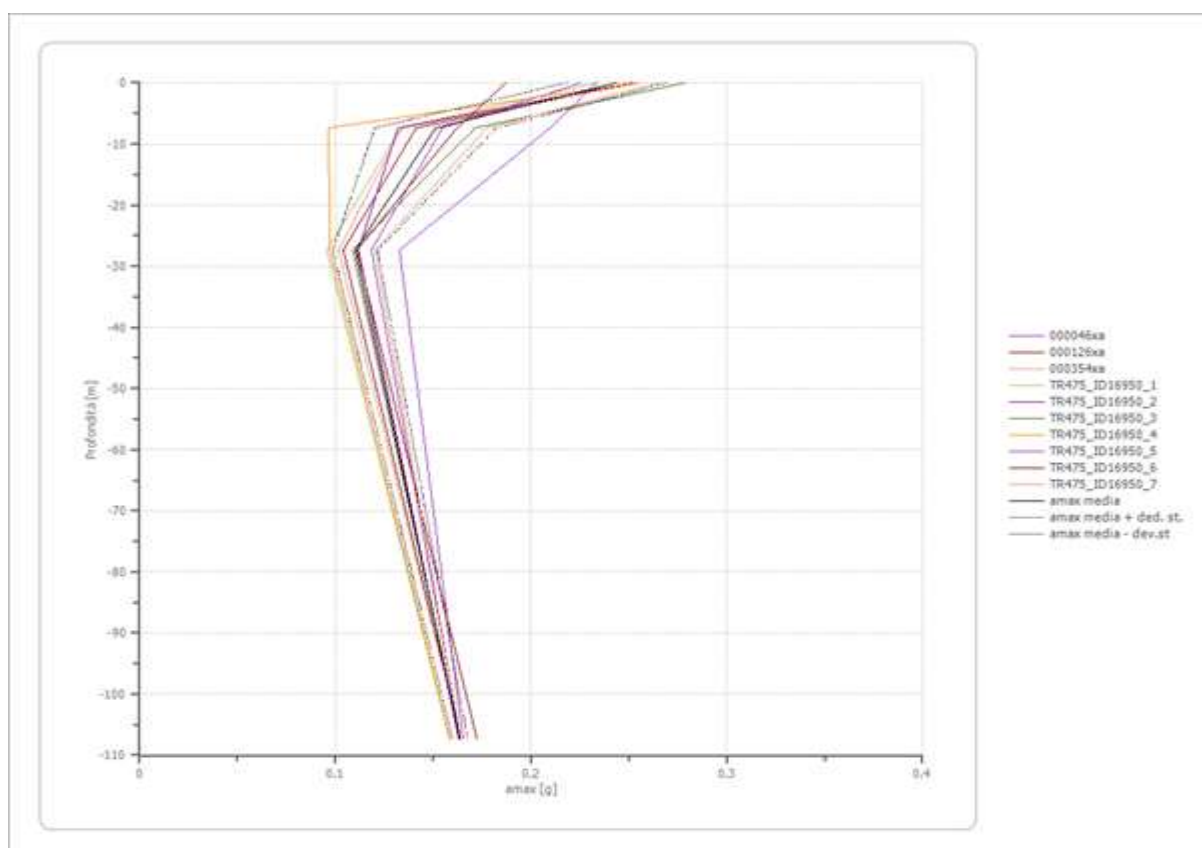
Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

Numero di iterazioni	50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima: $[(M-1)/10]$	0.514
Tipo di modulo elastico	Shake 91

Determinazione del rapporto Pga/Pga_0 allo SLV

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

Profondità	0	7.3	27.3	107.3	
	[m]	[m]	[m]	[m]	
Accelerogramma	Pga			Pga ₀	Pga/Pga ₀
046 [g]	0.226	0.155	0.118	0.164	1.38
0126 [g]	0.253	0.141	0.104	0.164	1.54
0354 [g]	0.256	0.134	0.102	0.164	1.56
TR475_ID17178_1 [g]	0.234	0.134	0.096	0.158	1.48
TR475_ID17178_2 [g]	0.251	0.132	0.112	0.163	1.54
TR475_ID17178_3 [g]	0.279	0.172	0.109	0.164	1.70
TR475_ID17178_4 [g]	0.254	0.097	0.097	0.158	1.61
TR475_ID17178_5 [g]	0.233	0.210	0.133	0.165	1.41
TR475_ID17178_6 [g]	0.187	0.162	0.111	0.172	1.09
TR475_ID17178_7 [g]	0.265	0.177	0.120	0.164	1.61
Valore medio	0.244	0.151	0.110	0.164	1.49



SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2018

Tai	0.160	[s]
Tvi	0.740	[s]
Tao	0.180	[s]
Tvo	0.400	[s]
Sami	3.971	[m/s ²]
Svmi	0.203	[m/s]
Samo	6.164	[m/s ²]
Svmo	0.335	[m/s]
Fa	1.552	[-]
Fv	1.650	[-]
TB	0.114	[s]
TC	0.342	[s]
TD	2.427	[s]
SA(0)	0.207	[g]
SA(TB)	0.628	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale di velocità

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	SI Housner
0.100	0.500	1.66
0.400	0.800	1,61
0.700	1.100	1,57
0.500	1.000	1,56
0.500	1.500	1,58
0.100	2.500	1,53

Fattori di amplificazione di intensità spettrale di accelerazione

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	SA
0.100	0.500	1.63
0.400	0.800	1.66
0.700	1.100	1.56
0.500	1.500	1.56

Scuotimento in accelerazione

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	ASI/ Δt [cm/s ²]	FA	Hs [cm/s ²]
0.100	0.500	361.9	1.63	589.9
0.400	0.800	163.7	1.66	271.7
0.700	1.100	61.5	1.56	95.9
0.500	1.500	59.5	1.56	92.8

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	0.2437	0.26	0.6668	0.52	0.3769	0.98	0.1889	2.25	0.0480
0.01	0.2437	0.27	0.6568	0.53	0.3603	1.00	0.1802	2.30	0.0468
0.02	0.2447	0.28	0.6486	0.54	0.3459	1.05	0.1715	2.35	0.0462
0.03	0.2481	0.29	0.6132	0.55	0.3361	1.10	0.1632	2.40	0.0454
0.04	0.2595	0.30	0.5897	0.56	0.3281	1.15	0.1564	2.50	0.0425
0.05	0.2767	0.31	0.5820	0.57	0.3182	1.20	0.1449	2.60	0.0389
0.06	0.3174	0.32	0.5869	0.58	0.3085	1.25	0.1362	2.70	0.0355
0.07	0.3521	0.33	0.5861	0.60	0.2959	1.30	0.1259	2.80	0.0323
0.08	0.3437	0.34	0.5786	0.62	0.2840	1.35	0.1207	2.90	0.0300
0.09	0.3702	0.35	0.5776	0.64	0.2785	1.40	0.1104	3.00	0.0297
0.10	0.3788	0.36	0.5922	0.66	0.2730	1.45	0.1016	3.10	0.0289
0.11	0.4317	0.37	0.6045	0.68	0.2672	1.50	0.0968	3.20	0.0284
0.12	0.4766	0.38	0.6066	0.70	0.2646	1.55	0.0933	3.30	0.0271
0.13	0.5374	0.39	0.5939	0.72	0.2618	1.60	0.0880	3.40	0.0247
0.14	0.6175	0.40	0.5796	0.74	0.2520	1.65	0.0827	3.50	0.0222
0.15	0.6757	0.41	0.5566	0.76	0.2392	1.70	0.0773	3.60	0.0201
0.16	0.7568	0.42	0.5359	0.78	0.2370	1.75	0.0725	3.70	0.0185
0.17	0.7654	0.43	0.5194	0.80	0.2315	1.80	0.0681	3.80	0.0181
0.18	0.7856	0.44	0.4988	0.82	0.2247	1.85	0.0668	3.90	0.0176
0.19	0.7698	0.45	0.4885	0.84	0.2183	1.90	0.0644	4.00	0.0166
0.20	0.7206	0.46	0.4798	0.86	0.2116	1.95	0.0615		
0.21	0.6332	0.47	0.4698	0.88	0.2138	2.00	0.0576		
0.22	0.6222	0.48	0.4520	0.90	0.2165	2.05	0.0564		
0.23	0.6372	0.49	0.4306	0.92	0.2151	2.10	0.0538		
0.24	0.6605	0.50	0.4166	0.94	0.2101	2.15	0.0507		
0.25	0.6611	0.51	0.3984	0.96	0.2006	2.20	0.0496		

Spettro normalizzato SLV

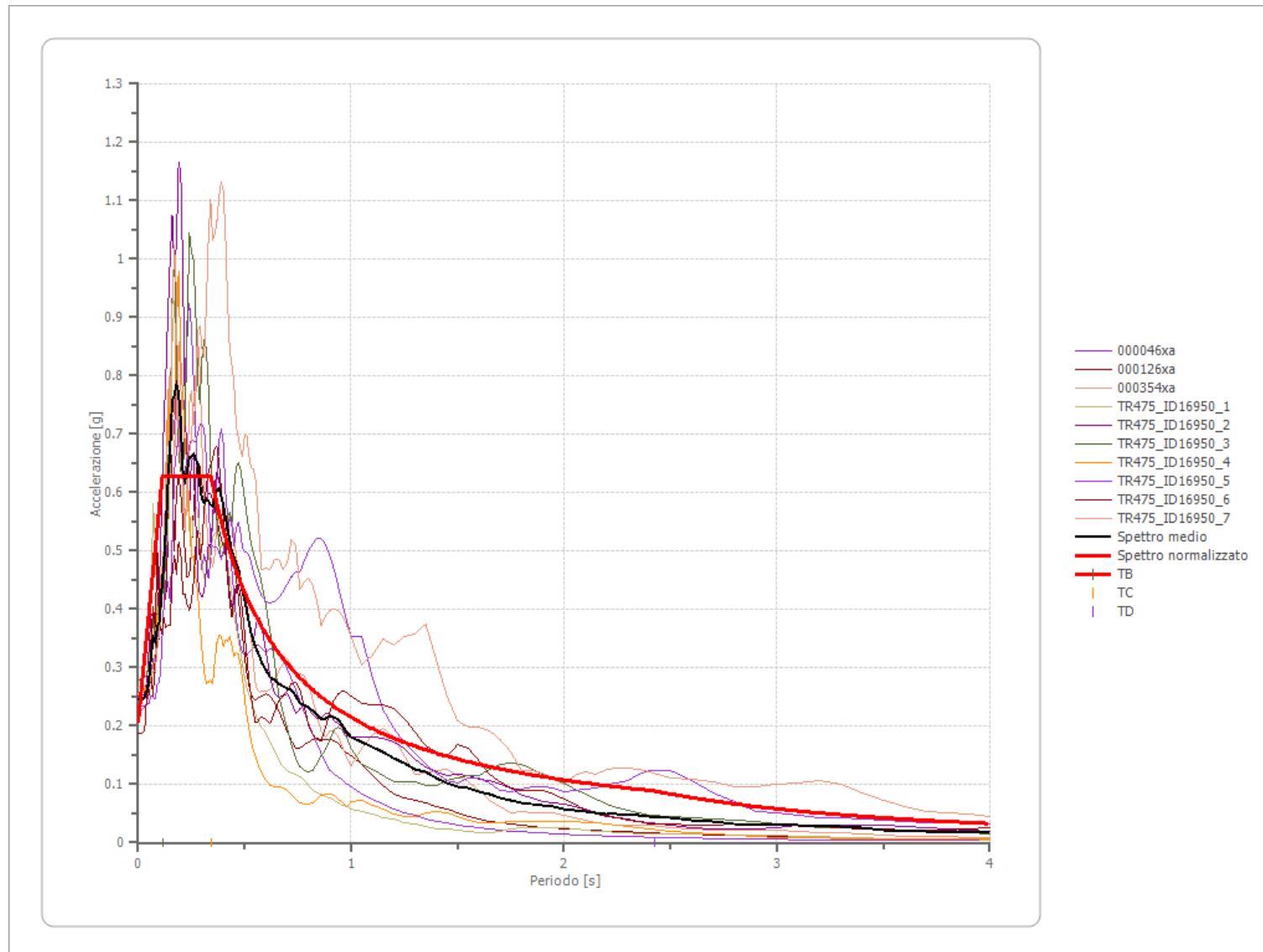
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2067	0.26	0.6284	0.52	0.4128	0.98	0.2190	2.25	0.0954
0.01	0.2437	0.27	0.6284	0.53	0.4050	1.00	0.2147	2.30	0.0933
0.02	0.2808	0.28	0.6284	0.54	0.3975	1.05	0.2044	2.35	0.0913
0.03	0.3178	0.29	0.6284	0.55	0.3903	1.10	0.1952	2.40	0.0894
0.04	0.3548	0.30	0.6284	0.56	0.3833	1.15	0.1867	2.50	0.0859
0.05	0.3919	0.31	0.6284	0.57	0.3766	1.20	0.1789	2.60	0.0826
0.06	0.4289	0.32	0.6284	0.58	0.3701	1.25	0.1717	2.70	0.0795
0.07	0.4659	0.33	0.6284	0.60	0.3578	1.30	0.1651	2.80	0.0767
0.08	0.5029	0.34	0.6284	0.62	0.3462	1.35	0.1590	2.90	0.0740
0.09	0.5400	0.35	0.6133	0.64	0.3354	1.40	0.1533	3.00	0.0716
0.10	0.5770	0.36	0.5963	0.66	0.3253	1.45	0.1480	3.10	0.0692
0.11	0.6140	0.37	0.5802	0.68	0.3157	1.50	0.1431	3.20	0.0671
0.12	0.6284	0.38	0.5649	0.70	0.3067	1.55	0.1385	3.30	0.0651
0.13	0.6284	0.39	0.5504	0.72	0.2981	1.60	0.1342	3.40	0.0631
0.14	0.6284	0.40	0.5367	0.74	0.2901	1.65	0.1301	3.50	0.0613
0.15	0.6284	0.41	0.5236	0.76	0.2825	1.70	0.1263	3.60	0.0596
0.16	0.6284	0.42	0.5111	0.78	0.2752	1.75	0.1227	3.70	0.0580
0.17	0.6284	0.43	0.4992	0.80	0.2683	1.80	0.1193	3.80	0.0565
0.18	0.6284	0.44	0.4879	0.82	0.2618	1.85	0.1160	3.90	0.0550
0.19	0.6284	0.45	0.4770	0.84	0.2556	1.90	0.1130	4.00	0.0537
0.20	0.6284	0.46	0.4667	0.86	0.2496	1.95	0.1101		
0.21	0.6284	0.47	0.4567	0.88	0.2439	2.00	0.1073		
0.22	0.6284	0.48	0.4472	0.90	0.2385	2.05	0.1047		
0.23	0.6284	0.49	0.4381	0.92	0.2333	2.10	0.1022		
0.24	0.6284	0.50	0.4293	0.94	0.2284	2.15	0.0998		
0.25	0.6284	0.51	0.4209	0.96	0.2236	2.20	0.0976		

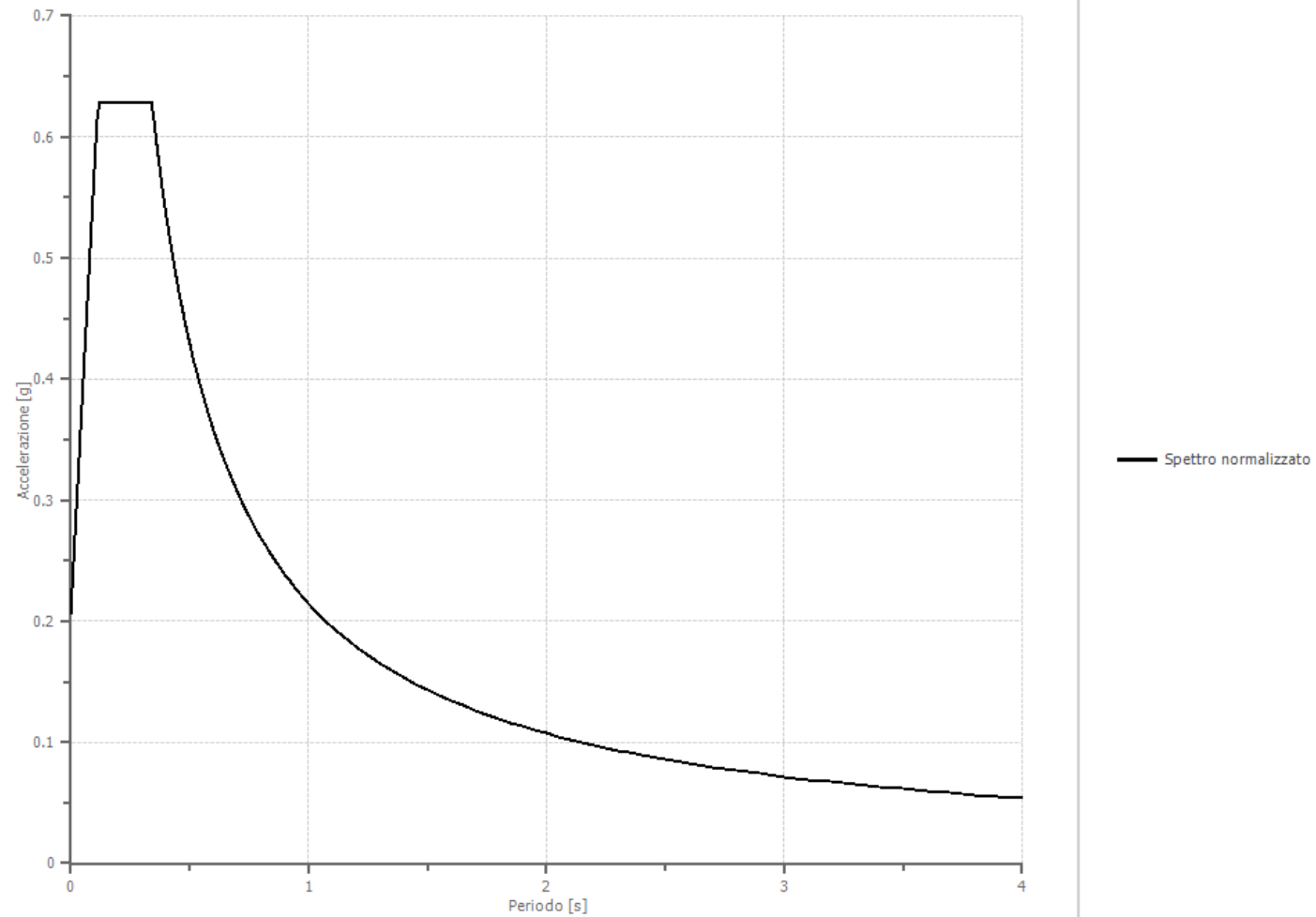
Parametri spettro normalizzato SLV

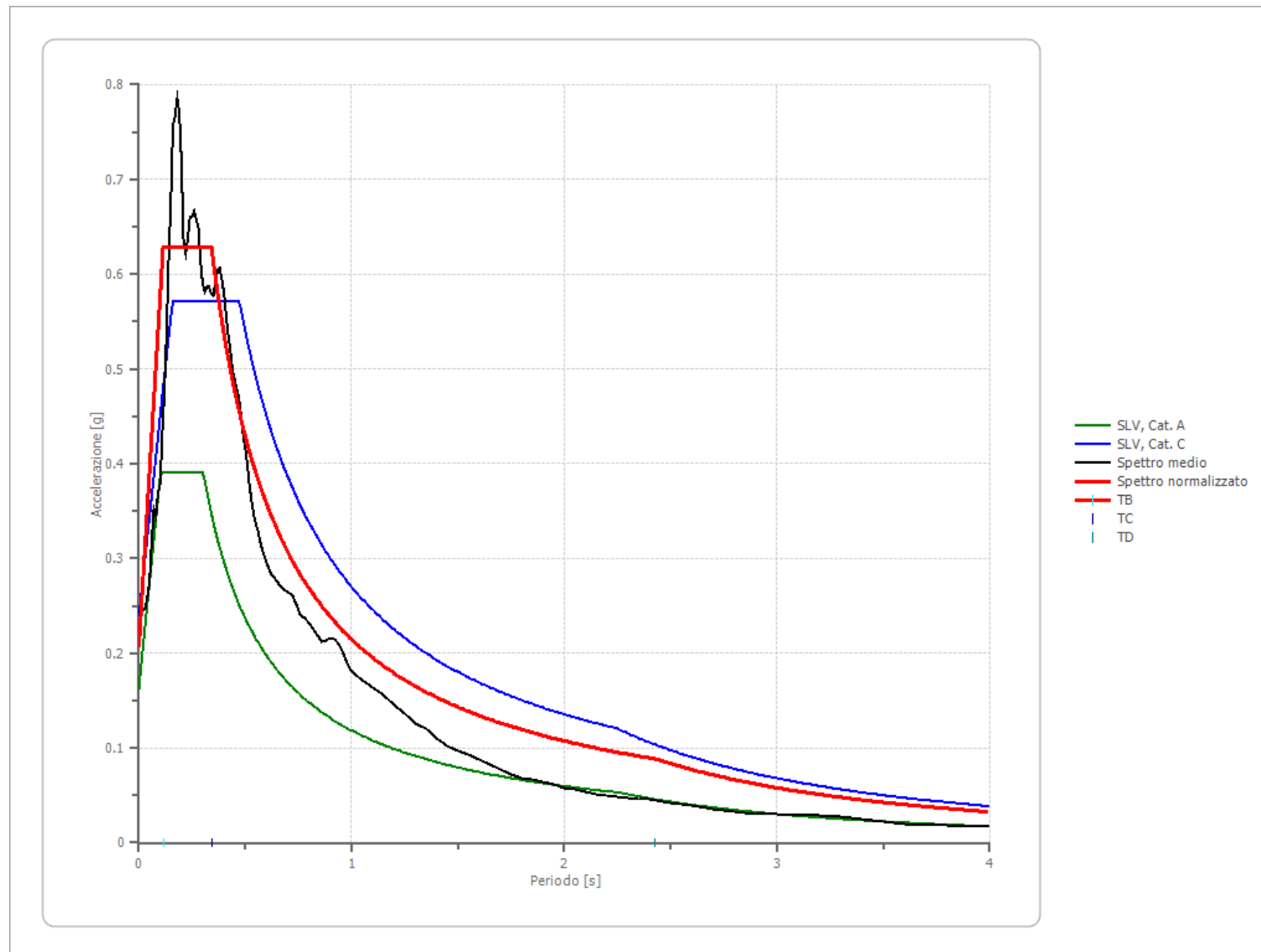
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.207	3.040	--	0.114	0.342	2.427	0.207	0.627	1.268

Di seguito si riportano in forma grafica gli spettri elaborati, lo spettro medio e lo spettro normalizzato allo stato limite SLV; lo spettro normalizzato (in rosso), ricavato dall'analisi numerica, è stato messo a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC18) 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.

Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV

Spettro normalizzato SLV

Confronto con gli spettri NTC

14. 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.

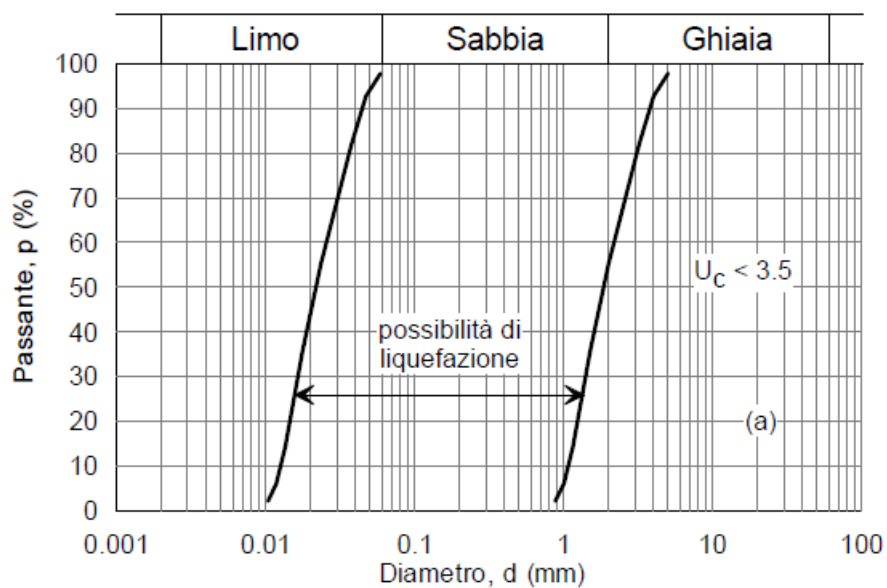
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso $a_{max} = S \cdot a_g = 0,240g$ (*non soddisfatta*)

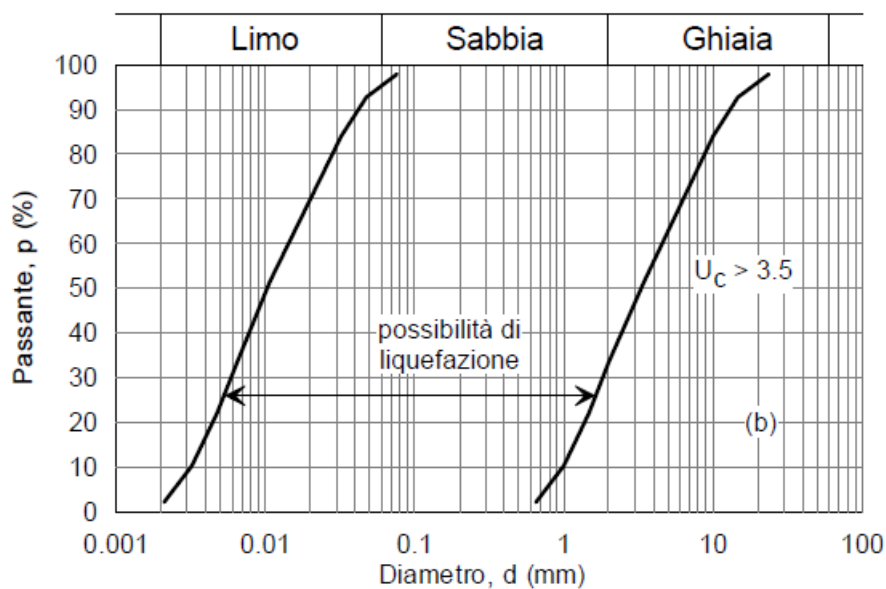
Quando la condizione 1 non risulta soddisfatta, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

2. 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 al termine dell'indagine all'interno dei terreni che caratterizzano il primo sottosuolo non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche di superficie, ma periodicamente sono localmente interessati da modeste circolazioni idriche di carattere stagionale sopportate dalle argille impermeabili del substrato; (*non soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1N}) > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; l'indagine eseguita ha evidenziato come i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati dalla presenza di limi e argille compatti mentre i terreni incoerenti sono assenti (*soddisfatta*).
4. 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.

(a)



(b)



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.

15. 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 sistema geotecnico.

La verifica della pressione ammissibile 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:

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

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 i fabbricati in progetto si ipotizza l'adozione di sistemi fondali diretti di tipo nastriforme attestati a profondità variabili da 3,40 m (fascia di valle) a 4,80 m (fascia di monte), pertanto i terreni interessati dall'intervento sono rappresentati dalle argille limose di consistenza da plastica a plastica dura appartenenti alle unità geotecniche A e A1, ad esclusione del fabbricato posto a Nord/Est dove il sistema fondale poggia sulle argille limose debolmente sabbiose di consistenza molto elevata, appartenenti alla unità geotecnica C.

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:

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

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; per fondazioni nastriformi pari a 1;

$q = (\gamma \cdot D)$ = 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.

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2II e tenendo conto, dove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

La verifica della resistenza di progetto allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'approccio 2 tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.II.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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 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 0,057 si ottiene un valore di z_c pari a 0,982.

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

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, per ogni singola prova, otteniamo:

- *Fondazione diretta nastriforme ($B < 2,00\text{ m}$)*

$$sc = 1,0;$$

$$rg = 1,0.$$

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

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	R_d (kPa)
CPT 1	AL	100	100	-	-	2,3	227,8
CPT 2	AL	95	95	-	-	2,3	216,8
CPT 3	AL	85	85	-	-	2,3	194,9
CPT 4	AL	100	100	-	-	2,3	227,8
CPT 5	AL	100	100	-	-	2,3	227,8
CPT 6	ALS	120	120	-	-	2,3	271,7

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

16. VERIFICA IDRAULICA

Si tratta della verifica idraulica di un tratto del Rio del Diavolo oggetto in passato di tombamento.

Il tratto di fosso intubato preso in esame è costituito da un tubo in c.l.s. del diametro interno di 60,00 cm lungo circa 150,00 m con una pendenza valutabile nell'ordine del 3÷4 %.

Per verificare l'officiosità idraulica della sezione viene determinata la portata con tempo di ritorno bisecolare, considerando come bacino imbrifero la porzione del bacino principale sottesa dalla tubazione.

Il bacino imbrifero si sviluppa a partire da una quota massima di circa 360,00 m s.l.m. (Monte Rocca), per raggiungere la quota minima di 110,00 m s.l.m. nella zona dove ha inizio il tratto intubato del Rio (TAV. 5 - bacino idrografico).

Si sono considerati, come elementi che determinano l'entità della portata di massima piena, l'intensità della pioggia critica, il tempo di corrivazione e le caratteristiche geometriche del bacino.

Per pioggia critica è stata considerata l'altezza (mm) di pioggia più intensa registrata, della durata più prossima al tempo di corrivazione determinato utilizzando la formula del Giandotti:

$$t_c = (4 \cdot S^{1/2} + 1,5 \cdot L) / 0,8 \cdot h^{1/2}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione, inteso come il tempo che impiega la particella di acqua ad arrivare dal punto più distante del bacino alla sezione di sbarramento;

S = superficie del bacino imbrifero pari a 0,307 Km²;

L = lunghezza massima del corso d'acqua pari a 0,45 Km;

h = dislivello medio del bacino imbrifero.

Sulla base dell'altitudine massima del bacino (360,00 m s.l.m.) e dell'altitudine della sezione considerata (115,00 m s.l.m.) si è determinata l'altitudine media del bacino pari a 235,50 m s.l.m. quindi il dislivello medio pari a 125,00 m.

Per la formula di Giandotti si ottiene:

$$t_c = 0,32 \text{ h}$$

The map is a detailed topographic representation of a hilly region. A large, irregularly shaped area is highlighted with blue diagonal hatching, covering the central and right portions of the map. This area includes the locations of Casa dei Pini, Ca' Monte Rocca, and the Pozzo di M. Rocca. To the north of this hatched area is Villa Calzolari, which is partially enclosed by a red-shaded polygon. The map features numerous contour lines indicating elevation, with labels such as 107.2, 109.64, 140.2, 142.5, 143.3, 146.4, 149.7, 150.2, 150.8, 151.8, 154.0, 166.3, 180.5, 182.5, 185.5, 190.2, 192.5, 202.4, 202.7, 206.2, 208.2, 214.0, 216.4, 222.0, 224.5, 230.8, 231.5, 237.9, 244.4, 250.1, 251.1, 254.8, 258.4, 264.4, 268.4, 271.5, 275.0, 278.0, 280.0, 282.0, 284.0, 286.0, 288.0, 290.0, 292.0, 294.0, 296.0, 298.0, 300.0, 302.0, 304.0, 306.0, 308.0, 310.0, 312.0, 314.0, 316.0, 318.0, 320.0, 322.0, 324.0, 326.0, 328.0, 330.0, 332.0, 334.0, 336.0, 338.0, 340.0, 342.0, 344.0, 346.0, 348.0, 350.0, 352.0, 354.0, 356.0, 358.0, 360.0, 362.0, 364.0, 366.0, 368.0, 370.0, 372.0, 374.0, 376.0, 378.0, 380.0, 382.0, 384.0, 386.0, 388.0, 390.0, 392.0, 394.0, 396.0, 398.0, 400.0. Other labels include 'VIA', 'MONTA', 'Torretta', 'Ca' Fociglies', 'Caverna dell'Eremita', 'Ascende', 'di M. Rocca', 'Buco della Volpe', and 'di M. Rocca'.

Scala 1:10.000



Per il calcolo della portata di massima piena (Q_{max}), si è utilizzata la formula del metodo razionale:

$$Q_{max} = (c \cdot S \cdot p) / 3,6 \cdot t_c$$

dove:

c = coefficiente di deflusso assunto sulla base del tipo e dell'uso del suolo pari a 0,30;

p = altezza della pioggia critica (mm).

Per la determinazione della pioggia critica sono state ricostruite le curve di possibilità pluviometrica elaborando su base statistica i dati sulle precipitazioni di massima intensità, registrate al pluviografo di Monte San Pietro su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive per la quale sono disponibili i dati dal 1979 al 2004.

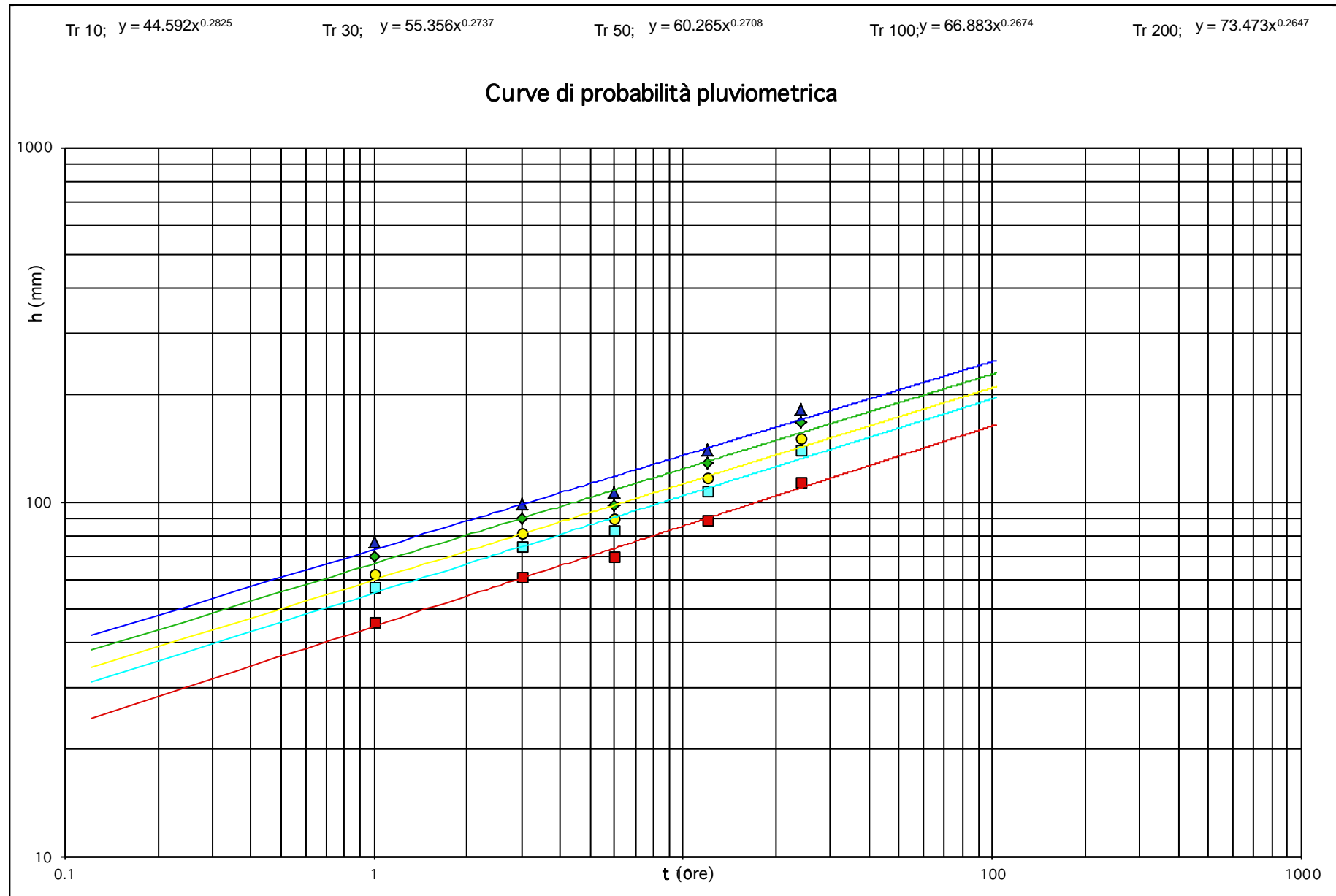
Le curve di possibilità pluviometrica relative a un tempo di ritorno pari a 10, 30, 50, 100 e 200 anni, sono riportate di seguito.

Come valore di pioggia critica si è considerata l'altezza di pioggia per un tempo pari al tempo di corrivazione e per i tempi di ritorno prefissati, considerati quali livelli di probabilità delle piene.

Adottando un tempo di corrivazione di 0,32 h per un tempo di ritorno di 200 anni si ottiene un'altezza di pioggia pari a 54,3 mm cui corrisponde una portata di 4,24 mc/sec.

Considerando una tubazione del diametro di 1,00 m ed un coefficiente di attrito di $0,10 \text{ m}^{1/2}$ (valido per pareti di cemento) per le condizioni suddette si ottiene una portata pari a 5,7 mc/sec.

Considerando un'altezza d'acqua all'interno della tubazione pari a 0,70 m, corrispondente a un franco di 0,30 m, si ottiene una capacità di smaltimento di 4,68 mc/sec compatibile con la portata di massima piena bisecolare di pertinenza del sottobacino considerato.



17. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame è compresa nella fascia collinare pedeappenninica caratterizzata da lievi ondulazioni che decrescono progressivamente verso Nord in direzione dell'alta Pianura Padana; più esattamente si ubica ad una quota compresa tra 107,00 m s.l.m. e 110,00 m s.l.m., in una fascia pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive, posta in prossimità della base di un versante di esposizione Nord/Ovest di media acclività (15÷18 %).

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di delle argille limose e/o viceversa di colore marrone, di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0\div3,5$ MPa; $R_f = 3,4\div6,1$ %) ed umidità da medio scarsa a media, localmente preceduti e/o inglobanti orizzonti di consistenza plastica ($q_c = 1,0\div1,9$ MPa; $R_f = 4,9\div6,6$ %).

I suddetti terreni si evidenziano sino ad una profondità variabile da 5,40 m a 7,60 m, ad esclusione della fascia Nord/Est dove risultano assenti (CPT 6) o presentano uno spessore di circa 2,40 m (CPT 7).

Sotto prevalgono dei limi argillosi debolmente sabbiosi di colore beige, di consistenza da dura a molto dura ($q_c = 3,8\div7,5$ MPa; $R_f = 2,0\div4,8$ %) ed umidità media, inglobanti localmente rari ciottoli ($q_c = 5,2\div9,7$ MPa; $R_f = 1,0\div2,0$ %).

Suddetti terreni sono sopportati da argille limose debolmente sabbiose di colore da marrone a grigiastro di consistenza da molto elevata a semilapidea ($q_c = >10,0$ MPa; $R_f = 3,0\div4,7$ %) ed una umidità scarsa, il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità variabile da 6,40 m a 8,60 m, ad esclusione della fascia Nord/Est dove i suddetti litotipi si rilevano a partire da 1,00 m (CPT 6) a 5,00 m (CPT 7).

Al termine dell'indagine all'interno dei suddetti terreni non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini precedenti avevano evidenziato la presenza di modeste circolazioni idriche a profondità variabili da 3,20 m a 5,00 m dal p.c. attuale di carattere presumibilmente stagionale, permeanti i terreni superficiali e sopportate dalle argille impermeabili del substrato.

In considerazione delle tipologie costruttive e delle caratteristiche fisico meccaniche che contraddistinguono i terreni del primo sottosuolo, si ritiene che per quanto in progetto possano essere adottati sistemi fondali diretti di tipo nastriforme.

I terreni che interagiscono con le fondazioni di quanto in esame sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da una profondità del substrato superiore a 30,00 m e al p.c. presentano una V_{seq} pari a 244

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 profondità del substrato superiore a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

La modellazione della risposta sismica locale eseguita secondo un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento) ha consentito di determinare i parametri FA PGA, FA SA e FA SI.

Utilizzando le tabelle per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica pubblicate nel D.G.R. 630/2019 considerando un ambito di *“Pianura Padana Margine di tipo B”* otteniamo i valori riportati nella tabella seguente:

Macroambito	V _{S30}	FA PGA	FA SI1 (0,1<T<0,5s)	FA SI2 (0,5<T<1,0s)	FA SI3 (0,5<T<1,5s)
Pianura 1	244 m/sec	1,7	1,9	2,7	2,8

Macroambito	V _{S30}	FA SA1 (0,1<T<0,5s)	FA SA2 (0,4<T<0,8s)	FA SA3 (0,7<T<1,1s)	FA SA4 (0,5<T<1,5s)
Margine di tipo B	240 m/sec	1,8	2,4	3,0	2,7

La RSL (analisi di III livello) per lo stato limite SLV ha consentito di definire i seguenti parametri spettrali.

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.207	3.040	--	0.114	0.342	2.427	0.207	0.627	1.268

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefacibili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da argille e limi di buona consistenza mentre i terreni incoerenti sono assenti.

Durante la fase di scavo per la realizzazione degli interrati potrà essere adottato un angolo di scarpata dell'ordine di 60° (5/3), avendo cura di proteggere le pareti di scavo mediante teli impermeabili, in modo da evitare scoscendimenti in corrispondenza dei terreni superficiali, specie a seguito di precipitazioni particolarmente copiose e persistenti.

In considerazione della possibile presenza di circolazioni idriche, anche se stagionali, si consiglia di impermeabilizzare le porzioni interrate dei fabbricati, fondazione compresa.

I terreni argillosi e limosi presenti agli ipotizzati piani di posa delle fondazioni, nel caso di sistemi fondali di tipo diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace della fondazione, consentono valori di resistenza di progetto compresi tra 194,9 kN/m² e 271,7 kN/m² (Approccio 2).

La verifica idraulica effettuata per il Rio del Diavolo ha evidenziato una portata massima, riferita a un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 4,24 mc/sec, cui corrisponde una sezione minima di smaltimento di 1,00 m, con un franco di 0,30 m.

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, 22 Novembre 2019



ALLEGATI

Indagine geognostica

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 1
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0686 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
9		0.88	58.86	15	6.67	
21	30	2.06	91.56	22	4.45	
29	43	2.84	130.80	22	4.60	
24	44	2.35	130.80	18	5.56	
23	43	2.25	117.72	19	5.22	1,0 m
24	42	2.35	117.72	20	5.00	
28	46	2.75	137.34	20	5.00	
23	44	2.25	117.72	19	5.22	
21	39	2.06	98.10	21	4.76	
19	34	1.86	98.10	19	5.27	2,0 m
15	30	1.47	85.02	17	5.78	
14	27	1.37	71.94	19	5.24	
14	25	1.37	78.48	17	5.72	
15	27	1.47	71.94	20	4.89	
19	30	1.86	111.18	17	5.97	3,0 m
22	39	2.16	130.80	16	6.06	
26	46	2.55	150.42	17	5.90	
25	48	2.45	130.80	19	5.34	
23	43	2.25	111.18	20	4.93	
32	49	3.14	143.88	22	4.59	4,0 m
34	56	3.33	143.88	23	4.32	
33	55	3.24	137.34	24	4.25	
30	51	2.94	124.26	24	4.22	
30	49	2.94	117.72	25	4.00	
30	48	2.94	111.18	26	3.78	5,0 m
27	44	2.65	91.56	29	3.46	
26	40	2.55	98.10	26	3.85	
26	41	2.55	98.10	26	3.85	
43	58	4.22	85.02	50	2.02	
76	89	7.45	78.48	95	1.05	6,0 m
47	59	4.61	117.72	39	2.55	
68	86	6.67	91.56	73	1.37	
51	65	5.00	78.48	64	1.57	
37	49	3.63	111.18	33	3.06	
56	73	5.49	98.10	56	1.79	7,0 m
40	55	3.92	189.66	21	4.84	
41	70	4.02	170.04	24	4.23	
44	70	4.31	156.96	27	3.64	
39	63	3.82	150.42	25	3.93	
34	57	3.33	111.18	30	3.34	8,0 m
75	92	7.35	222.36	33	3.02	
55	89	5.39	150.42	36	2.79	
57	80	5.59	163.50	34	2.93	
144	169	14.12	431.64	33	3.06	
133	199	13.04	418.56	31	3.21	9,0 m
236	300	23.14	699.78	33	3.02	
244	351	23.92	778.26	31	3.25	
276	395	27.06	915.60	30	3.38	
310	450	30.39	915.60	33	3.01	
390	530	38.24				10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 2
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0687 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
20		1.96	104.64	19	5.34	
29	45	2.84	124.26	23	4.37	
34	53	3.33	137.34	24	4.12	
39	60	3.82	183.12	21	4.79	
33	61	3.24	143.88	22	4.45	1,0 m
42	64	4.12	176.58	23	4.29	
38	65	3.73	150.42	25	4.04	
33	56	3.24	124.26	26	3.84	
28	47	2.75	111.18	25	4.05	
29	46	2.84	117.72	24	4.14	2,0 m
21	39	2.06	98.10	21	4.76	
21	36	2.06	111.18	19	5.40	
27	44	2.65	117.72	22	4.45	
17	35	1.67	98.10	17	5.89	
19	34	1.86	91.56	20	4.92	3,0 m
23	37	2.25	104.64	22	4.64	
22	38	2.16	111.18	19	5.15	
21	38	2.06	111.18	19	5.40	
21	38	2.06	130.80	16	6.35	
20	40	1.96	124.26	16	6.34	4,0 m
28	47	2.75	137.34	20	5.00	
32	53	3.14	156.96	20	5.00	
32	56	3.14	170.04	18	5.42	
29	55	2.84	150.42	19	5.29	
34	57	3.33	183.12	18	5.49	5,0 m
29	57	2.84	156.96	18	5.52	
29	53	2.84	143.88	20	5.06	
29	51	2.84	156.96	18	5.52	
25	49	2.45	150.42	16	6.14	
20	43	1.96	104.64	19	5.34	6,0 m
16	32	1.57	78.48	20	5.00	
18	30	1.76	98.10	18	5.56	
17	32	1.67	111.18	15	6.67	
22	39	2.16	98.10	22	4.55	
25	40	2.45	111.18	22	4.54	7,0 m
24	41	2.35	98.10	24	4.17	
33	48	3.24	130.80	25	4.04	
163	183	15.98	595.14	27	3.72	
159	250	15.59	595.14	26	3.82	
114	205	11.18	385.86	29	3.45	8,0 m
161	220	15.78	601.68	26	3.81	
108	200	10.59	405.48	26	3.83	
178	240	17.45	680.16	26	3.90	
186	290	18.24	752.10	24	4.12	
205	320	20.10	876.36	23	4.36	9,0 m
236	370	23.14	981.00	24	4.24	
390	540	38.24				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 3
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0688 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
10		0.98	58.86	17	6.00	
20	29	1.96	98.10	20	5.00	
26	41	2.55	91.56	28	3.59	
18	32	1.76	78.48	22	4.45	
24	36	2.35	130.80	18	5.56	1,0 m
22	42	2.16	117.72	18	5.46	
19	37	1.86	117.72	16	6.32	
21	39	2.06	111.18	19	5.40	
17	34	1.67	104.64	16	6.28	
22	38	2.16	124.26	17	5.76	2,0 m
25	44	2.45	137.34	18	5.60	
24	45	2.35	130.80	18	5.56	
22	42	2.16	137.34	16	6.37	
24	45	2.35	137.34	17	5.84	
25	46	2.45	137.34	18	5.60	3,0 m
21	42	2.06	130.80	16	6.35	
17	37	1.67	91.56	18	5.49	
20	34	1.96	111.18	18	5.67	
22	39	2.16	111.18	19	5.15	
13	30	1.27	78.48	16	6.16	4,0 m
24	36	2.35	111.18	21	4.73	
23	40	2.25	91.56	25	4.06	
21	35	2.06	130.80	16	6.35	
22	42	2.16	137.34	16	6.37	
25	46	2.45	156.96	16	6.40	5,0 m
26	50	2.55	163.50	16	6.41	
29	54	2.84	130.80	22	4.60	
41	61	4.02	176.58	23	4.39	
53	80	5.20	98.10	53	1.89	
44	59	4.31	150.42	29	3.49	6,0 m
42	65	4.12	196.20	21	4.76	
53	83	5.20	235.44	22	4.53	
106	142	10.39	438.18	24	4.22	
129	196	12.65	595.14	21	4.71	
149	240	14.61	588.60	25	4.03	7,0 m
180	270	17.65	797.88	22	4.52	
168	290	16.47	712.86	23	4.33	
211	320	20.69	843.66	25	4.08	
201	330	19.71	725.94	27	3.68	
179	290	17.55	706.32	25	4.02	8,0 m
182	290	17.84	680.16	26	3.81	
186	290	18.24	647.46	28	3.55	
201	300	19.71	706.32	28	3.58	
211	319	20.69	771.72	27	3.73	
212	330	20.78				9,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località: Zola Predosa (BO)
 Cantiere: via Gesso
 n° prova: 4
 Profondità falda: assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0689 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
10		0.98	65.40	15	6.67	
12	22	1.18	52.32	22	4.45	
13	21	1.27	65.40	19	5.13	
26	36	2.55	130.80	19	5.13	
22	42	2.16	124.26	17	5.76	1,0 m
25	44	2.45	156.96	16	6.40	
21	45	2.06	130.80	16	6.35	
23	43	2.25	130.80	17	5.80	
20	40	1.96	111.18	18	5.67	
22	39	2.16	117.72	18	5.46	2,0 m
24	42	2.35	150.42	16	6.39	
25	48	2.45	143.88	17	5.87	
23	45	2.25	117.72	19	5.22	
26	44	2.55	130.80	19	5.13	
25	45	2.45	143.88	17	5.87	3,0 m
33	55	3.24	183.12	18	5.66	
20	48	1.96	104.64	19	5.34	
30	46	2.94	150.42	20	5.11	
37	60	3.63	137.34	26	3.79	
38	59	3.73	176.58	21	4.74	4,0 m
32	59	3.14	176.58	18	5.63	
33	60	3.24	156.96	21	4.85	
34	58	3.33	150.42	22	4.51	
33	56	3.24	143.88	22	4.45	
33	55	3.24	137.34	24	4.25	5,0 m
29	50	2.84	117.72	24	4.14	
30	48	2.94	137.34	21	4.67	
35	56	3.43	143.88	24	4.19	
36	58	3.53	163.50	22	4.63	
36	61	3.53	170.04	21	4.82	6,0 m
25	51	2.45	124.26	20	5.07	
99	118	9.71	156.96	62	1.62	
94	118	9.22	143.88	64	1.56	
38	60	3.73	91.56	41	2.46	
71	85	6.96	215.82	32	3.10	7,0 m
87	120	8.53	287.76	30	3.37	
99	143	9.71	313.92	31	3.23	
108	156	10.59	392.40	27	3.71	
150	210	14.71	555.90	26	3.78	
175	260	17.16	673.62	25	3.93	8,0 m
197	300	19.31	706.32	27	3.66	
222	330	21.76	876.36	25	4.03	
236	370	23.14	1079.10	21	4.66	
235	400	23.04	856.74	27	3.72	
209	340	20.49	778.26	26	3.80	9,0 m
211	330	20.69	771.72	27	3.73	
212	330	20.78	784.80	26	3.78	
233	353	22.84	895.98	25	3.92	
223	360	21.86	784.80	28	3.59	
233	353	22.84				10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 5
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0690 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
21		2.06	130.80	16	6.35	1,0 m
23	43	2.25	143.88	16	6.38	
32	54	3.14	156.96	20	5.00	
26	50	2.55	124.26	21	4.87	
29	48	2.84	124.26	23	4.37	
30	49	2.94	124.26	24	4.22	2,0 m
31	50	3.04	163.50	19	5.38	
33	58	3.24	163.50	20	5.05	
34	59	3.33	156.96	21	4.71	
32	56	3.14	163.50	19	5.21	
32	57	3.14	156.96	20	5.00	3,0 m
33	57	3.24	156.96	21	4.85	
28	52	2.75	137.34	20	5.00	
28	49	2.75	124.26	22	4.53	
29	48	2.84	170.04	17	5.98	
24	50	2.35	124.26	19	5.28	4,0 m
26	45	2.55	150.42	17	5.90	
26	49	2.55	137.34	19	5.39	
22	43	2.16	104.64	21	4.85	
23	39	2.25	111.18	20	4.93	
22	39	2.16	124.26	17	5.76	5,0 m
21	40	2.06	124.26	17	6.04	
20	39	1.96	111.18	18	5.67	
22	39	2.16	111.18	19	5.15	
23	40	2.25	111.18	20	4.93	
30	47	2.94	150.42	20	5.11	6,0 m
31	54	3.04	163.50	19	5.38	
35	60	3.43	163.50	21	4.76	
39	64	3.82	156.96	24	4.11	
46	70	4.51	91.56	49	2.03	
106	120	10.39	130.80	79	1.26	7,0 m
305	325	29.90	183.12	163	0.61	
144	172	14.12	477.42	30	3.38	
237	310	23.24	778.26	30	3.35	
251	370	24.61	804.42	31	3.27	
257	380	25.20	974.46	26	3.87	8,0 m
291	440	28.53	1098.72	26	3.85	
362	530	35.49	1432.26	25	4.04	
361	580	35.39	1308.00	27	3.70	
230	430	22.55	941.76	24	4.18	
256	400	25.10				9,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 6
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0691 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
203		19.90	130.80	152	0.66	
315	335	30.88	163.50	189	0.53	
46	71	4.51	196.20	23	4.35	
59	89	5.78	268.14	22	4.64	
66	107	6.47	307.38	21	4.75	1,0 m
131	178	12.84	608.22	21	4.74	
161	254	15.78	758.64	21	4.81	
204	320	20.00	830.58	24	4.15	
173	300	16.96	843.66	20	4.97	
173	302	16.96	752.10	23	4.43	2,0 m
185	300	18.14	876.36	21	4.83	
186	320	18.24	745.56	24	4.09	
296	410	29.02	1268.76	23	4.37	
356	550	34.90	1517.28	23	4.35	
308	540	30.20				3,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Geom. Fabbri
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : via Gesso
 n° prova : 7
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **19.0692 /RSP**

Data prova: 04/10/2019
 Quota: --
 Codice lavoro: 2019.117
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
253		24.80	150.42	165	0.61	
307	330	30.10	176.58	170	0.59	
144	171	14.12	91.56	154	0.65	
36	50	3.53	98.10	36	2.78	
33	48	3.24	124.26	26	3.84	1,0 m
21	40	2.06	98.10	21	4.76	
26	41	2.55	104.64	24	4.11	
29	45	2.84	124.26	23	4.37	
24	43	2.35	104.64	22	4.45	
26	42	2.55	104.64	24	4.11	2,0 m
38	54	3.73	170.04	22	4.56	
37	63	3.63	156.96	23	4.33	
43	67	4.22	196.20	21	4.65	
42	72	4.12	163.50	25	3.97	
41	66	4.02	176.58	23	4.39	3,0 m
42	69	4.12	196.20	21	4.76	
41	71	4.02	163.50	25	4.07	
47	72	4.61	209.28	22	4.54	
42	74	4.12	176.58	23	4.29	
63	90	6.18	255.06	24	4.13	4,0 m
60	99	5.88	261.60	22	4.45	
52	92	5.10	281.22	18	5.52	
82	125	8.04	418.56	19	5.21	
66	130	6.47	327.00	20	5.05	
80	130	7.84	405.48	19	5.17	5,0 m
228	290	22.35	1007.16	22	4.51	
366	520	35.88	1478.04	24	4.12	
224	450	21.96	889.44	25	4.05	
324	460	31.76	1137.96	28	3.58	
326	500	31.96				6,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	04/10/2019	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Arch. Zanaroli
 Località : Zola Predosa (BO)
 Cantiere : Rivabella - comparto C11
 n° prova : 1
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0309 /RSP**

Data prova: 03/04/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.068
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
8		0.78	52.32	15	6.67	
9	17	0.88	58.86	15	6.67	
17	26	1.67	98.10	17	5.89	
17	32	1.67	111.18	15	6.67	
16	33	1.57	85.02	18	5.42	1,0 m
26	39	2.55	71.94	35	2.82	
18	29	1.76	111.18	16	6.30	
17	34	1.67	85.02	20	5.10	
14	27	1.37	85.02	16	6.19	
13	26	1.27	71.94	18	5.64	2,0 m
14	25	1.37	85.02	16	6.19	
16	29	1.57	91.56	17	5.84	
22	36	2.16	104.64	21	4.85	
24	40	2.35	156.96	15	6.67	
27	51	2.65	176.58	15	6.67	3,0 m
30	57	2.94	143.88	20	4.89	
34	56	3.33	143.88	23	4.32	
32	54	3.14	143.88	22	4.59	
31	53	3.04	150.42	20	4.95	
29	52	2.84	156.96	18	5.52	4,0 m
24	48	2.35	143.88	16	6.11	
25	47	2.45	137.34	18	5.60	
30	51	2.94	156.96	19	5.34	
34	58	3.33	150.42	22	4.51	
99	122	9.71	111.18	87	1.15	5,0 m
58	75	5.69	78.48	72	1.38	
34	46	3.33	124.26	27	3.73	
37	56	3.63	183.12	20	5.05	
38	66	3.73	183.12	20	4.92	
39	67	3.82	176.58	22	4.62	6,0 m
41	68	4.02	137.34	29	3.42	
29	50	2.84	124.26	23	4.37	
24	43	2.35	117.72	20	5.00	
38	56	3.73	163.50	23	4.39	
39	64	3.82	170.04	22	4.45	7,0 m
41	67	4.02	163.50	25	4.07	
39	64	3.82	176.58	22	4.62	
49	76	4.80	202.74	24	4.22	
251	282	24.61	1118.34	22	4.54	
391	562	38.33	1824.66	21	4.76	8,0 m
400	679	39.22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	03/04/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Rappporto di Prova N°: 14.0309 / RSP

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072

Committente : Arch. Zanaroli

Località : Zola Predosa (BO)

Rivabella - comparto C11

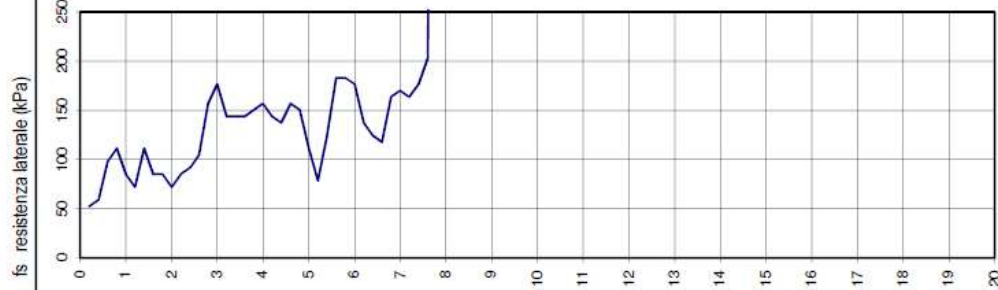
Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°:

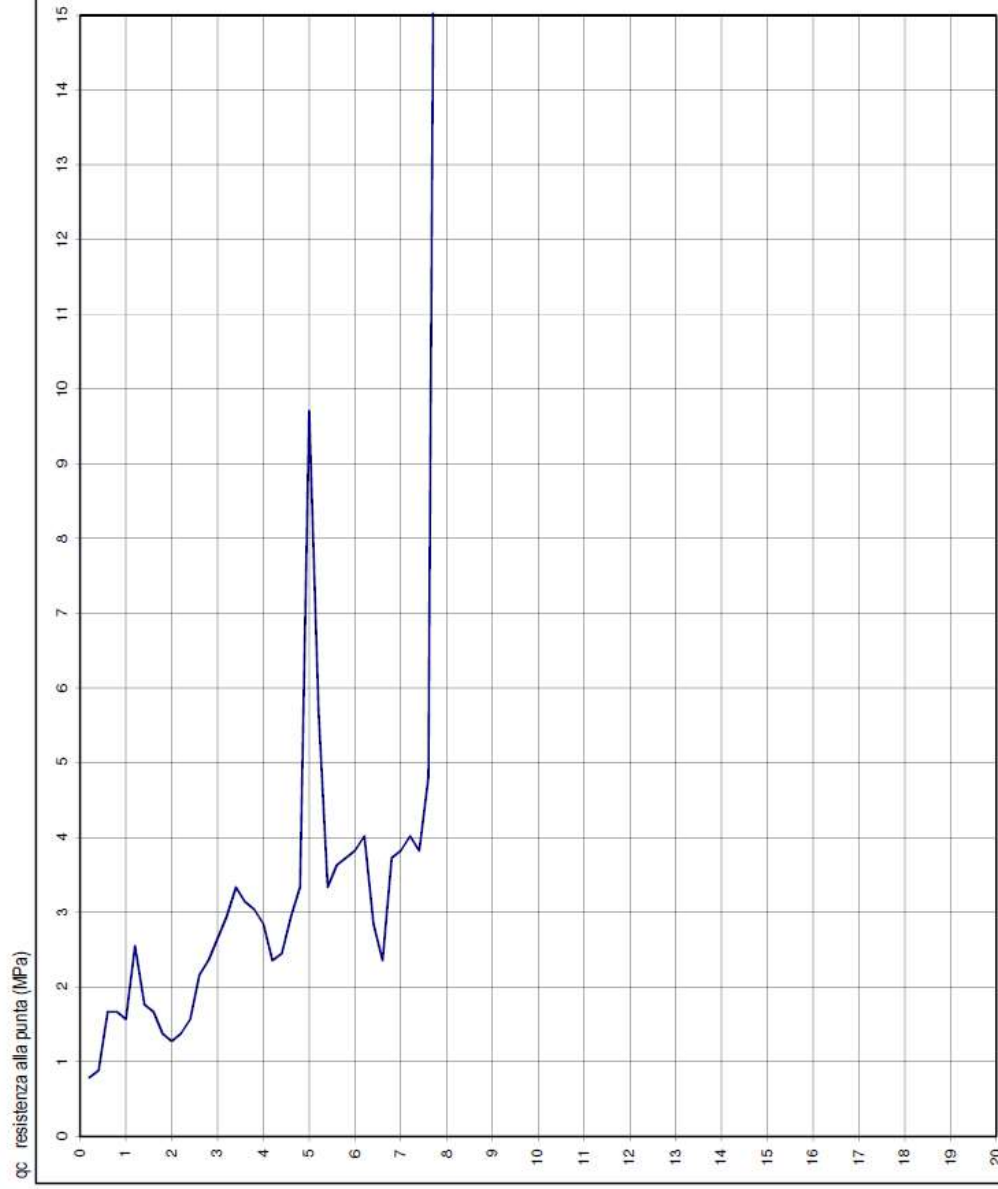
Quota:

Data prova : 03/04/2014

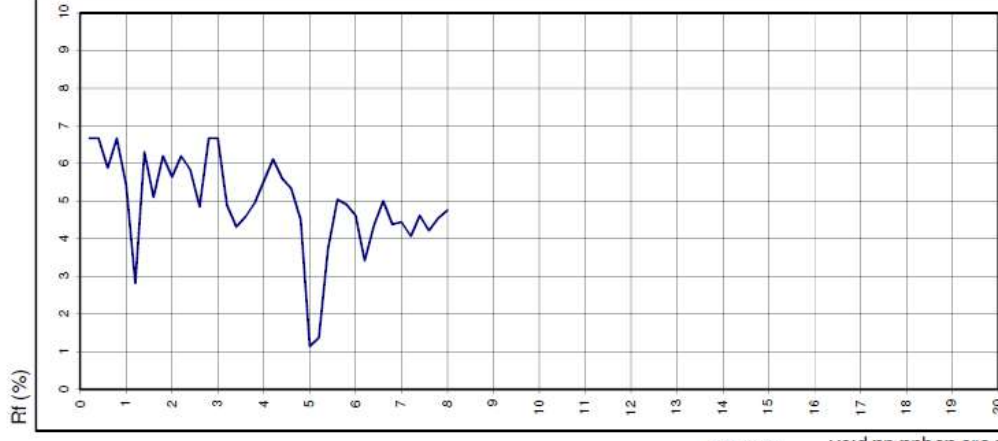
Codice lavoro: 2014.068

 f_s resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	03/04/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

<div>GEO-PROBE <small>S.r.l.</small></div> <div>Indagini Geognostiche</div> <div>40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)</div> <div>Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072</div>		Committente: <u>Geom. Fabbri</u>		Quota: <u>---</u>		Rap. Pr. N° 19.0695/RSP		
		Località: <u>Zola Predosa (BO)</u>		Profondità: <u>6.00 m</u>		Codice Lavoro 2019.117		
		Cantiere: <u>via Gesso</u>		Data Inizio: <u>04/10/2019</u>				
		Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>		Data Fine: <u>04/10/2019</u>				
		Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>		SONDAGGIO 3		FOGLIO 1/1
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 19.0695/RSP	Rev. 0	Data di emissione 04/10/2019	Lo Sperimentatore Dr. Conti		Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti		

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
-0.20			Terreno pedogenizzato. Argilla limosa e/o viceversa di colore marrone; terreno a consistenza da plastico dura a plastica ed umidità da scarsa a media.	0.50		
	1			C.D.		
	2			1.50		
-3.10			Limo sabbioso e/o argilloso di colore beige e screziature grigio azzurre, concrezioni calcaree; terreno a consistenza plastico dura ed umidità media.			
	4					
	5					
-5.60			Limo sabbioso e/o argilloso di colore beige con rari ciottoli ghiaiosi; terreno a consistenza plastico dura ed umidità media			
-6.00		6				
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: <u>Geom. Fabbri</u>		Quota: <u>--</u>		Rap. Pr. N° 19.0696/RSP	
		Località: <u>Zola Predosa (BO)</u>		Profondità: <u>6.00 m</u>		Codice Lavoro 2019.117	
		Cantiere: <u>via Gesso</u>		Data Inizio: <u>04/10/2019</u>		SONDAGGIO 4 FOGLIO 1/1	
		Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>		Data Fine: <u>04/10/2019</u>			
		Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>			
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 19.0696/RSP	Rev. 0	Data di emissione 04/10/2019	Lo Sperimentatore Dr. Conti		Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti	

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
0.20			Terreno pedogenizzato.			
			Limo debolmente argilloso di colore beige; terreno a consistenza da plastica a plastico dura ed umidità media.	0.50		
	1			C.D.		
				1.50		
	2					
	3					
	4					
4.00			Limo argilloso di colore marrone, concrezioni calcaree; terreno a consistenza plastico dura ed umidità medio scarsa.			
	5					
	6		Limo argilloso di colore marrone con screziature giallo ocracee, ciottoli sparsi; terreno a consistenza plastico dura ed umidità media.			
5.60						
6.00						
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

<div>GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072</div>		Committente: <u>Geom. Fabbri</u>		Quota: <u>--</u>		Rap. Pr. N°19.0697/RSP	
		Località: <u>Zola Predosa (BO)</u>		Profondità: <u>6.00 m</u>		Codice Lavoro2019.117	
		Cantiere: <u>via Gesso</u>		Data Inizio: <u>04/10/2019</u>		SONDAGGIO 5	
		Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>		Data Fine: <u>04/10/2019</u>			
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>					
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 19.0697/RSP	Rev. 0	Data di emissione 04/10/2019	Lo Sperimentatore Dr. Conti		Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti	

Profondita' [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
0.80	1		Terreno di riporto grossolano.	0.50		
			Argilla limosa di colore marrone; terreno a consistenza molto dura ed umidità scarsa.	C.D.		
2.20	2			1.50		
	3		Limo argilloso debolmente sabbioso di colore beige; terreno a consistenza plastico dura ed umidità scarsa.			
4.00	4					
	5		Limo argilloso di colore beige con screziature grigiastre, abbondanti concrezioni calcaree; terreno a consistenza plastico dura ed u- midità medio scarsa.			
6.00	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

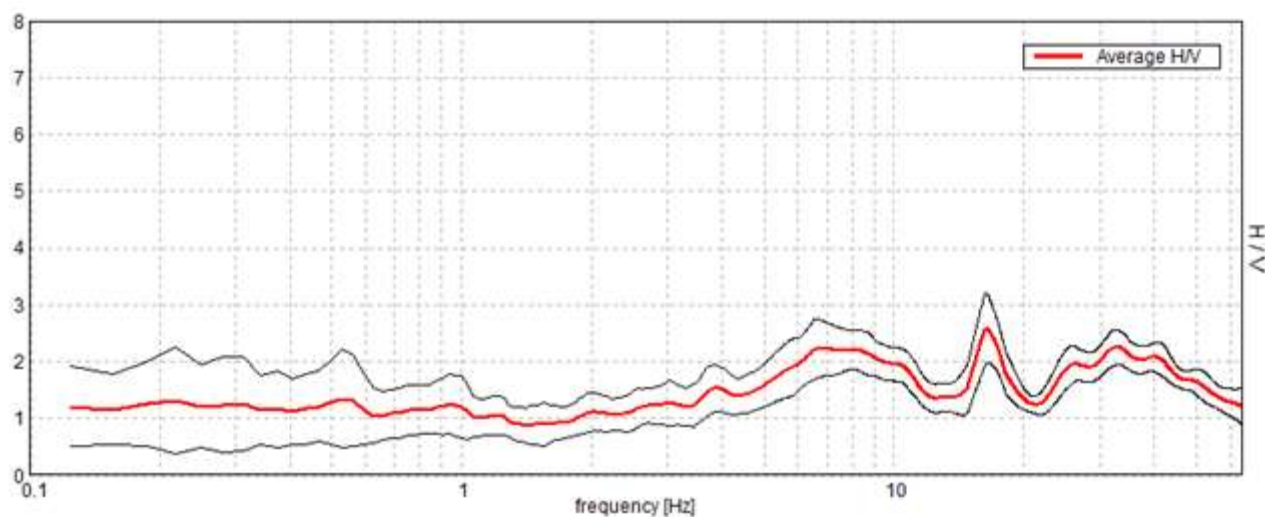
GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: Arch. Zanaroli		Quota: --		Rap. Pr. N° 14.0312/RSP	
		Località: Zola Predosa (BO)		Profondità: 8.25 m		Codice Lavoro 2014.088	
		Cantiere: Rivabella - comparto C11		Data Inizio: 03/04/2014		SONDAGGIO	
		Perforazione: Trivellazione a secco d 120 mm		Data Fine: 03/04/2014		FOGLIO	
Attrezzatura: Unimog U400L		Il geologo: Dr. Conti				1 1/1	
Procedura di Prova	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data di emissione	Lo Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio		
--	14.0312/RSP	0	03/04/2014	Dr. Chelli	Dr. L. Conti		

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
0.30			Terreno vegetale.			
			Argilla limosa di colore marrone; terreno a consistenza plastica ed umidità medio scarsa.			
1.40		1				
			Limo argilloso e/o viceversa di colore marrone; terreno a consistenza plastica ed umidità media.			
2.60		2				
			Argilla limosa di colore marrone, talora frazione limosa più rilevante; terreno a consistenza da plastica a plastico dura ed umidità media.			
3.80		3				
			Limo argilloso debolmente sabbioso di colore marrone, presenza di concrezioni calcaree; terreno a consistenza plastico tenera ed umidità media.			
4.60		4				
			Limo argilloso di colore marrone con rari ciottoli; terreno a consistenza da plastica a plastico tenera ed umidità media.			
5.10		5				
			Limo argilloso di colore marrone, talora frazione sabbiosa rilevante, presenza di concrezioni calcaree; terreno a consistenza da plastico tenera a plastica ed umidità media.			
6.50		6				
			Argilla limosa debolmente sabbiosa di colore da marrone a grigiastro; terreno a consistenza plastico tenera ed umidità da media a medio elevata.			
7.70		7				
			Argilla limosa debolmente sabbiosa di colore grigio; terreno a consistenza molto dura ed umidità scarsa.			
8.25		8				
		9				
		10				
		11				
		12				
		13				
		14				
		15				

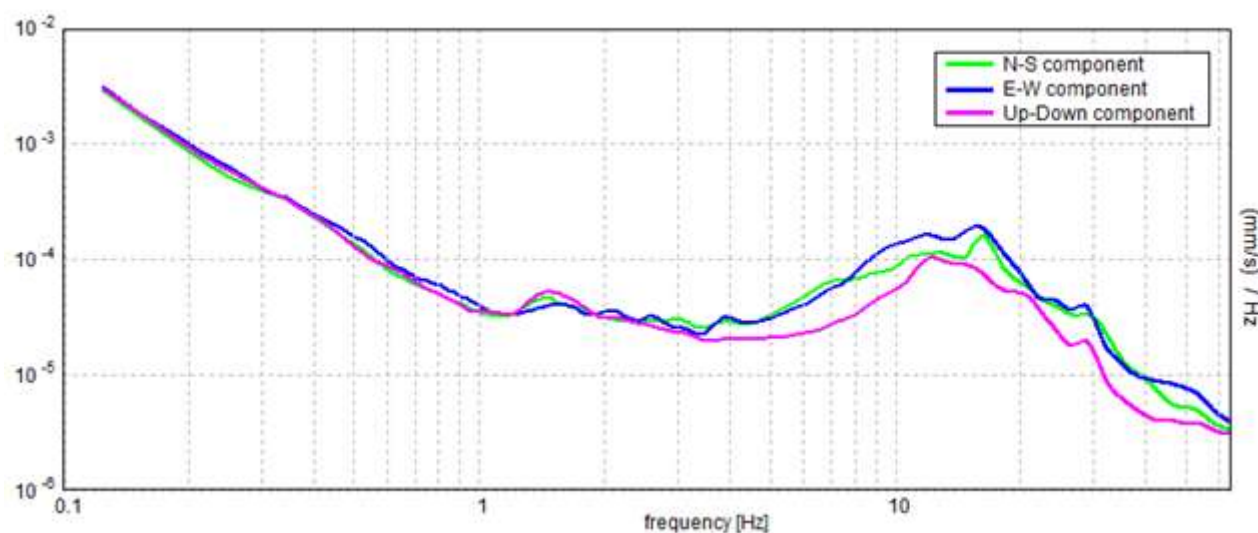
Indagine sismica

Committente:	Arch. Zanaroli	Data prova:	03/04/2014
Località:	Zola Predosa (BO)	Ora inizio registrazione:	12:07:03
Cantiere:	via Ponte Rivabella - Comparto C11	Ora fine registrazione:	12:27:03
Strumento:	TRZ-0184/01-12	Procedura di Prova:	
Note:		Frequenza di campionamento:	128 Hz

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

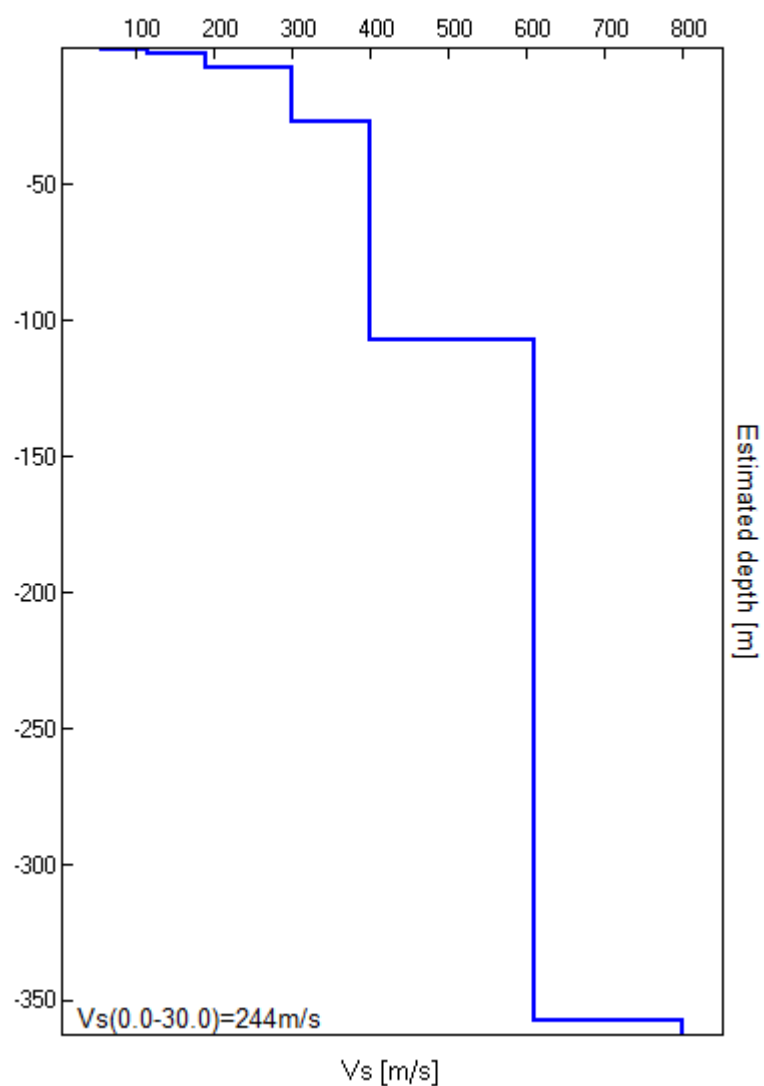


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.40	0.40	55
2.10	1.70	115
7.30	5.20	188
27.30	20.00	300
107.30	80.00	400
357.30	250.00	610
inf.	inf.	800

$V_{seq}(0.0-30.0) = 244 \text{ m/s}$

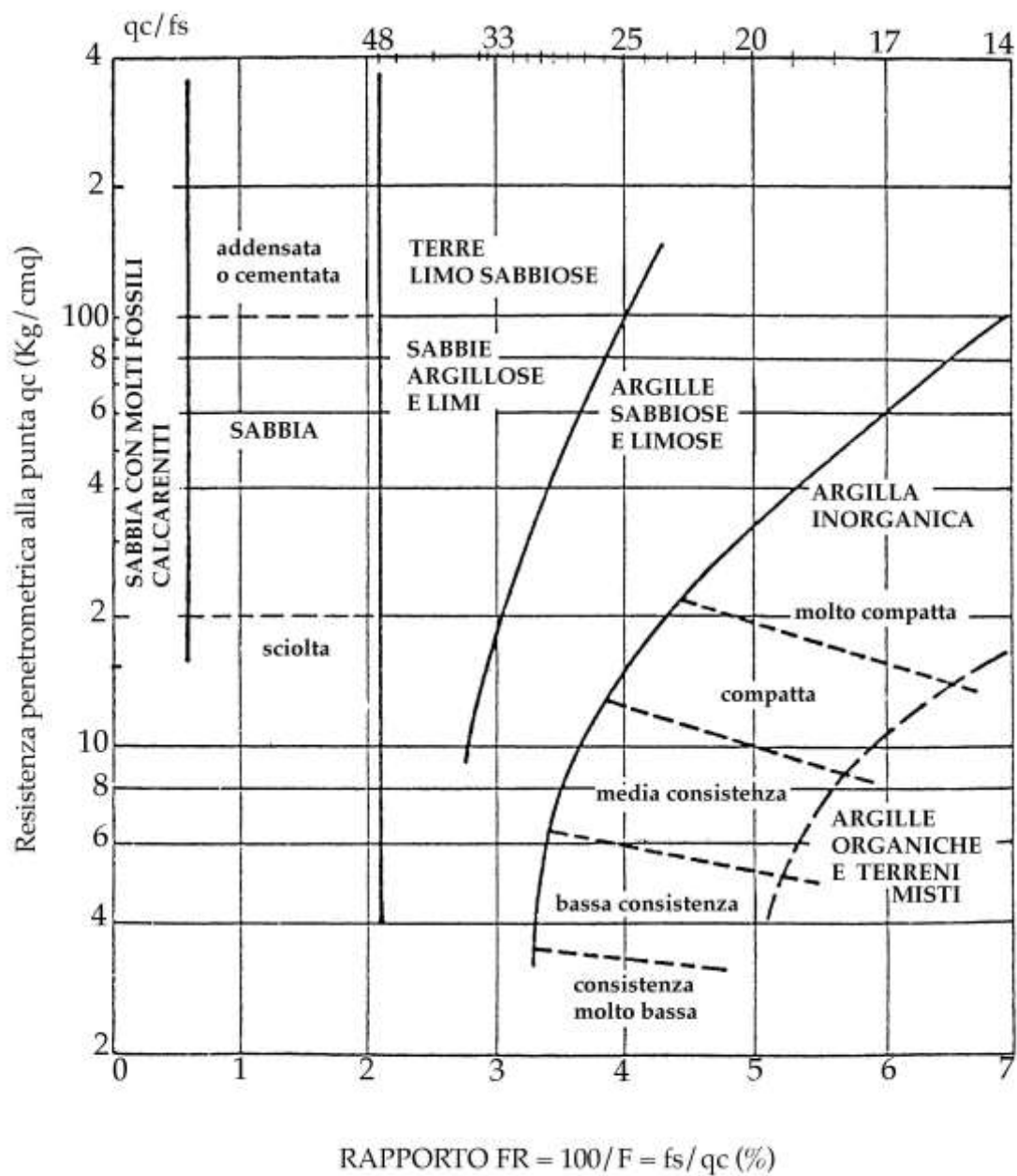


Classificazione orientativa dei terreni

(Schmertmann, 1978)

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

(Schmertmann, 1978)



Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 1

19117001

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Sioma*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K orizz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.20		Argilla organica/t. Argilla compatta	1896	1896	0.038	0.450	0	0	0.018519	1.8000	8.62e-006
			1933	1933	0.347	1.206	0	0	0.010837	2.4125	1.84e-004
1.80		Argilla compatta									
			1918	1918	0.577	0.800	0	0	0.028409	1.6000	9.54e-005
3.00		Argilla molto compatta									
			1933	1933	0.732	1.200	0	0	0.010965	2.4000	5.96e-005
3.80		Argilla limosa									
			1943	1943	0.965	1.575	0	0	0.006349	3.1500	6.66e-004
5.00		Argilla limosa									
			1937	1937	1.081	1.317	0	0	0.007595	2.6333	1.79e-003
5.60											
5.80		Sabbia	1850	1850	1.118	0.000	32	36	0.015504	2.1500	3.51e-002
6.00		Sabbia	1850	1850	1.155	0.000	34	55	0.008772	3.8000	1.76e-001
6.20		Sabbia argillosa e	1850	1850	1.192	0.000	32	38	0.010638	3.1333	1.42e-002
6.40		Sabbia	1850	1850	1.229	0.000	34	50	0.009804	3.4000	1.04e-001
6.60		Sabbia	1850	1850	1.266	0.000	32	40	0.013072	2.5500	7.47e-002
6.80		Limo argilloso	1949	1949	1.305	1.850	0	0	0.009009	2.4667	5.93e-003
7.00		Sabbia	1850	1850	1.342	0.000	32	42	0.011905	2.8000	5.20e-002
		Argilla sabbiosa e limosa									
			1957	1957	1.577	2.275	0	0	0.004396	3.0333	1.47e-003
8.20											
		Sabbia argillosa e									
8.60		limosa	1850	1850	1.651	0.000	31	38	0.008929	3.7333	8.35e-003
		Sabbia e limo									
			1820	1820	1.906	0.000	38	87	0.002693	16.5048	5.53e-003
10.00											

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 2

19117002

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siama*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.40	C	Argilla compatta	1934	1934	0.077	1.225	0	0	0.010466	2.4500	2.63e-004
1.00	C	Argilla limosa	1948	1948	0.194	1.767	0	0	0.005660	3.5333	3.66e-004
1.20	C	Argilla sabbiosa e	1954	1954	0.233	2.100	0	0	0.004762	2.8000	4.91e-004
1.60	C	Argilla limosa	1948	1948	0.311	1.775	0	0	0.005634	3.5500	1.06e-003
2.60	C	Argilla compatta	1935	1935	0.505	1.260	0	0	0.009822	2.5200	4.42e-004
3.00	C	Argilla compatta	1922	1922	0.582	0.900	0	0	0.021368	1.8000	1.10e-004
4.20	C	Argilla molto compatta	1931	1931	0.813	1.125	0	0	0.012698	2.2500	8.04e-005
4.60	C	Argilla molto compatta	1944	1944	0.891	1.600	0	0	0.006250	3.2000	8.21e-005
4.80	C	Argilla molto	1940	1940	0.930	1.450	0	0	0.007184	2.9000	7.82e-005
5.00	C	Argilla molto compatta	1946	1946	0.969	1.700	0	0	0.005882	3.4000	3.96e-005
6.00	C	Argilla compatta	1937	1937	1.162	1.320	0	0	0.008850	2.6400	5.57e-005
6.60	C	Argilla compatta	1920	1920	1.278	0.850	0	0	0.024510	1.7000	5.68e-005
7.20	C	Argilla compatta	1933	1933	1.394	1.183	0	0	0.011318	2.3667	5.38e-004
7.40	C	Argilla limosa	1945	1945	1.433	1.650	0	0	0.006061	3.3000	9.15e-004
7.80	B	Sabbia e limo	1820	1820	1.505	0.000	37	76	0.004141	10.7333	1.33e-003
8.00	B	Sabbia argillosa e	1850	1850	1.542	0.000	35	64	0.004385	7.6000	2.57e-003
8.20	B	Sabbia e limo	1820	1820	1.579	0.000	36	76	0.004141	10.7333	1.23e-003
8.40	B	Sabbia argillosa e	1850	1850	1.616	0.000	34	61	0.004630	7.2000	1.25e-003
9.40	B	Sabbia e limo	1820	1820	1.798	0.000	38	87	0.002789	15.9333	1.45e-003

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 3

19117003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Sigma*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.20		Argilla organica/t.	1900	1900	0.038	0.500	0	0	0.018182	2.0000	3.15e-005
0.60		Argilla limosa	1932	1932	0.115	1.150	0	0	0.008596	2.3000	7.46e-004
0.80		Argilla compatta	1922	1922	0.154	0.900	0	0	0.021368	1.8000	5.69e-004
1.20		Argilla molto compatta	1932	1932	0.231	1.150	0	0	0.012077	2.3000	6.83e-005
1.40		Argilla molto compatta	1924	1924	0.269	0.950	0	0	0.018797	1.9000	1.74e-005
1.60		Argilla compatta	1928	1928	0.308	1.050	0	0	0.014881	2.1000	9.45e-005
1.80		Argilla compatta	1920	1920	0.346	0.850	0	0	0.024510	1.7000	2.05e-005
		Argilla molto compatta									
			1932	1932	0.617	1.164	0	0	0.011743	2.3285	3.35e-005
3.20											
3.40		Argilla compatta	1920	1920	0.655	0.850	0	0	0.024510	1.7000	9.36e-005
		Argilla compatta	1928	1928	0.732	1.050	0	0	0.014881	2.1000	9.45e-005
3.80											
4.00		Argilla organica/t.	1910	1910	0.771	0.650	0	0	0.015385	2.6000	2.13e-005
		Argilla molto compatta									
			1934	1934	1.041	1.214	0	0	0.010675	2.4285	6.08e-005
5.40											
5.60		Argilla sabbiosa e	1953	1953	1.080	2.050	0	0	0.004878	2.7333	3.99e-004
5.80		Sabbia	1850	1850	1.117	0.000	33	43	0.012579	2.6500	4.39e-002
		Argilla sabbiosa e	1955	1955	1.196	2.150	0	0	0.004651	2.8667	7.07e-004
6.20		limosa									
6.40		Argilla sabbiosa e	1963	1963	1.235	2.650	0	0	0.003774	3.5333	2.46e-004
		Argilla sabbiosa e									
		limosa	1996	1996	1.355	6.400	0	0	0.001563	8.5333	1.50e-004
7.00		Sabbia e limo									
			1820	1820	1.719	0.000	37	80	0.003452	12.8733	9.57e-004
9.00											

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 4

19117004

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Sigma*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.60	D	Argilla media	1906	1906	0.114	0.583	0	0	0.017143	1.1667	1.07e-004
		Argilla molto compatta									
	C		1932	1932	0.578	1.175	0	0	0.011501	2.3500	4.09e-005
3.00											
3.20	A	Argilla molto	1945	1945	0.617	1.650	0	0	0.006061	3.3000	2.77e-005
3.40	A	Argilla compatta	1926	1926	0.656	1.000	0	0	0.016667	2.0000	1.04e-004
		Argilla limosa									
	C		1946	1946	0.967	1.688	0	0	0.005926	3.3750	2.64e-004
5.00											
5.20	A	Argilla limosa	1940	1940	1.006	1.450	0	0	0.006897	2.9000	7.76e-004
		Argilla limosa									
	C		1947	1947	1.161	1.712	0	0	0.005839	3.4250	3.00e-004
6.00											
6.20	A	Argilla compatta	1935	1935	1.200	1.250	0	0	0.010000	2.5000	1.43e-004
		Sabbia argillosa e limosa									
	C		1850	1850	1.422	0.000	34	54	0.006148	5.4222	1.45e-002
7.40		Sabbia e limo									
	B		1820	1820	1.568	0.000	36	75	0.004233	10.5000	1.35e-003
8.20		Sabbia e limo									
	B		1820	1820	1.895	0.000	37	84	0.002979	14.9185	9.50e-004
10.00											

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 5

19117005

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Sigma*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
1.20	C	Argilla molto compatta	1929	1929	0.231	1.067	0	0	0.014349	2.1333	1.39e-005
1.40	C	Argilla molto compatta	1944	1944	0.270	1.600	0	0	0.006250	3.2000	1.28e-004
1.80	C	Argilla molto compatta	1938	1938	0.348	1.375	0	0	0.008081	2.7500	3.23e-004
		Argilla molto compatta									
	C		1944	1944	0.620	1.607	0	0	0.006222	3.2143	1.50e-004
3.20		Argilla molto compatta									
	C		1933	1933	1.123	1.208	0	0	0.010808	2.4154	9.07e-005
5.80		Argilla molto compatta									
	C		1946	1946	1.278	1.688	0	0	0.005926	3.3750	1.92e-004
6.60											
6.80	B	Sabbia	1850	1850	1.315	0.000	32	35	0.014493	2.3000	3.51e-002
7.20	B	Sabbia densa o compatta	1900	1900	1.391	0.000	38	85	0.003244	10.2750	2.76e-001
		Sabbia e limo									
	B		1820	1820	1.719	0.000	38	91	0.002512	17.6963	1.11e-003
9.00											

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 6

19117006

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siama*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.40		Ghiaia	1850	1850	0.074	0.000	45	100	0.00385	12.9500	3.84e-001
0.60		Argilla sabbiosa e limosa	1958	1958	0.113	2.300	0	0	0.004348	3.0667	4.08e-004
1.00		Argilla sabbiosa e limosa	1969	1969	0.192	3.125	0	0	0.003200	4.1667	1.43e-004
1.40		Argilla sabbiosa e limosa	2001	2001	0.272	7.300	0	0	0.001370	9.7333	2.39e-005
1.60		Sabbia e limo	1820	1820	0.308	0.000	45	100	0.003258	13.6000	5.18e-004
2.40		Argilla sabbiosa e limosa	2009	2009	0.469	8.963	0	0	0.001116	11.9500	2.80e-005
3.00		Sabbia e limo	1820	1820	0.578	0.000	45	100	0.002083	21.3333	1.11e-004

Geom. Fabbri
via Gesso - Zola Predosa (BO)
CPT 7

19117007

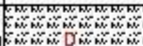
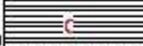
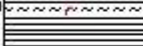











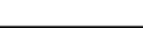
Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siama*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.60		Ghiaia	1850	1850	0.111	0.000	45	100	0.004251	11.7333	3.68e-001
1.00		Argilla limosa	1947	1947	0.189	1.725	0	0	0.005797	3.4500	3.67e-003
		Argilla compatta	1935	1935	0.382	1.250	0	0	0.009822	2.5200	5.78e-004
2.00		Argilla limosa	1950	1950	0.460	1.875	0	0	0.005333	3.7500	3.78e-004
2.40		Argilla sabbiosa e limosa	1955	1955	0.734	2.129	0	0	0.004698	2.8381	3.94e-004
3.00		Argilla sabbiosa e limosa	1966	1966	0.852	2.917	0	0	0.003429	3.8889	1.69e-004
4.40		Argilla sabbiosa e limosa	1976	1976	0.971	3.800	0	0	0.002632	5.0667	3.15e-005
5.00		Sabbia e limo	1820	1820	1.153	0.000	41	100	0.002271	19.5733	6.63e-004
6.00											

Arch. Zanaroli

Rivabella - comparto C11 - Zola Predosa (BO)

CPT 1

1406001

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siana *V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.40		Argilla organica/t. misti	1894	1894	0.076	0.425	0	0	0.018824	1.7000	9.06e-006
1.00		Argilla compatta	1920	1920	0.191	0.833	0	0	0.025714	1.6667	3.61e-005
1.20		Limo argilloso	1936	1936	0.230	1.300	0	0	0.012821	1.7333	9.29e-003
2.40		Argilla compatta	1916	1916	0.460	0.767	0	0	0.031557	1.5333	4.85e-005
3.00		Argilla molto compatta	1934	1934	0.576	1.217	0	0	0.010628	2.4333	1.74e-005
3.80		Argilla limosa	1944	1944	0.731	1.587	0	0	0.006299	3.1750	2.54e-004
4.40		Argilla molto compatta	1936	1936	0.847	1.300	0	0	0.009158	2.6000	3.56e-005
4.80		Argilla molto compatta	1944	1944	0.925	1.600	0	0	0.006250	3.2000	1.61e-004
5.20		Sabbia	1850	1850	0.999	0.000	35	59	0.008493	3.9250	1.31e-001
5.60		Argilla limosa	1948	1948	1.077	1.775	0	0	0.005634	3.5500	8.70e-004
6.20		Argilla sabbiosa e limosa	1956	1956	1.194	2.233	0	0	0.004478	2.9778	1.99e-003
6.80		Argilla molto compatta	1938	1938	1.311	1.350	0	0	0.008418	2.7000	2.02e-004
7.00		Argilla molto compatta	1945	1945	1.350	1.650	0	0	0.006061	3.3000	7.33e-005
7.60		Argilla sabbiosa e limosa	1955	1955	1.467	2.150	0	0	0.004651	2.8667	4.76e-004
8.20		Argilla sabbiosa e limosa	2033	2033	1.589	17.367	0	0	0.000576	23.1556	1.03e-006

Procedura di calcolo

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

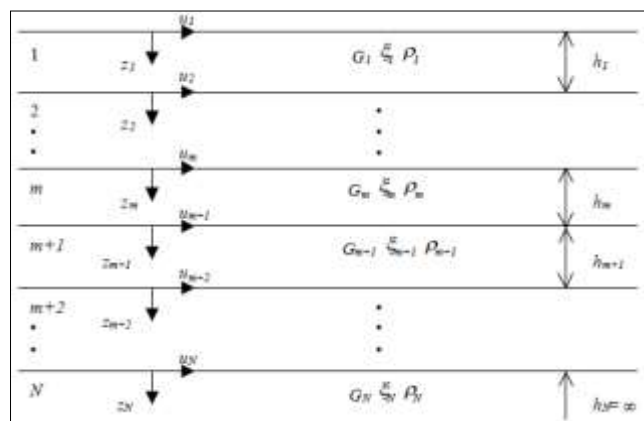
$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

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 delle 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

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

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

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

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

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,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

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:

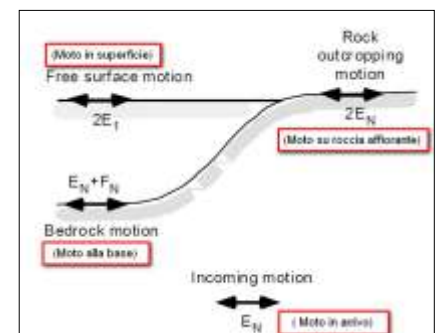
$$\gamma(z, t) = \frac{\delta u}{\delta z} = ik^* (E e^{ik^* z} - F e^{-ik^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

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:

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

dove

S_{am} è lo spettro medio, e può essere S_{ami} o S_{amo}

$SA(T)$ è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a S_{ai} per l'input, S_{ao} per l'output

T_a vale T_{ai} per l'input T_{ao} per l'output

Si determinano i periodi propri T_{vi} e T_{vo} di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti

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

dove $S_v(T)$ corrisponde rispettivamente a $S_{vi}(T)$ per l'input e $S_{vo}(T)$ per l'output

Si calcolano i valori medi degli spettri medi di pseudovelocità (S_{vmi}) e (S_{vmo}) nell'intorno di T_{vi} e T_{vo}

$$S_{vm} = \frac{1}{0.4T_v} \int_{0.5T_v}^{1.5T_v} S_v(T) dT$$

dove

S_{vm} è il valore medio dello spettro e può essere S_{vmi} o S_{vmo} , rispettivamente per l'input e l'output

T_v può essere T_{vi} e T_{vo} , 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 F_a è pari a

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

Il valore di F_v 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

$$SA(0) = SA_i(0) * FA$$

$$SA(TB) = Sami * FA$$

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

$$SA = Sami * Fa$$

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

$$SA = Sami * Fa * \frac{TC}{T}$$