

# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2011.162/RG

Comune di Ferrara

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI  
DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN  
LOCALITÀ BOVA DI MARRARA, SULLA QUALE È  
IN PROGETTO LA REALIZZAZIONE DI UN  
IMPIANTO IDROVORO.

Dicembre 2011



*[Handwritten signature in blue ink]*

## INDICE

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	5
4.1. Indagine geognostica .....	5
4.2. Indagine sismica .....	5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI.....	7
6. LAVORI E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE .....	8
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	9
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	10
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	12
10. MODELLAZIONE SISMICA .....	14
10.1. Vita nominale .....	14
10.2. Classi d'uso.....	14
10.3. Periodo di riferimento.....	15
10.4. Azione sismica .....	15
10.5. Categoria di sottosuolo.....	16
10.6. Condizioni topografiche .....	17
10.7. Amplificazione stratigrafica.....	18
10.8 Accelerazione massima al sito .....	18
10.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale.....	18
11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	20
12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE .....	23
12.1. Terreni sabbiosi.....	24
12.2. Terreni limo argillosi.....	27
13. CONSIDERAZIONI FINALI .....	30

## ALLEGATI:

- *certificato penetrometria statica;*
- *diagramma penetrometria statica;*
- *indagine sismica;*
- *schema di verifica rischio liquefazione.*

\* \* \*

## 1. PREMESSA

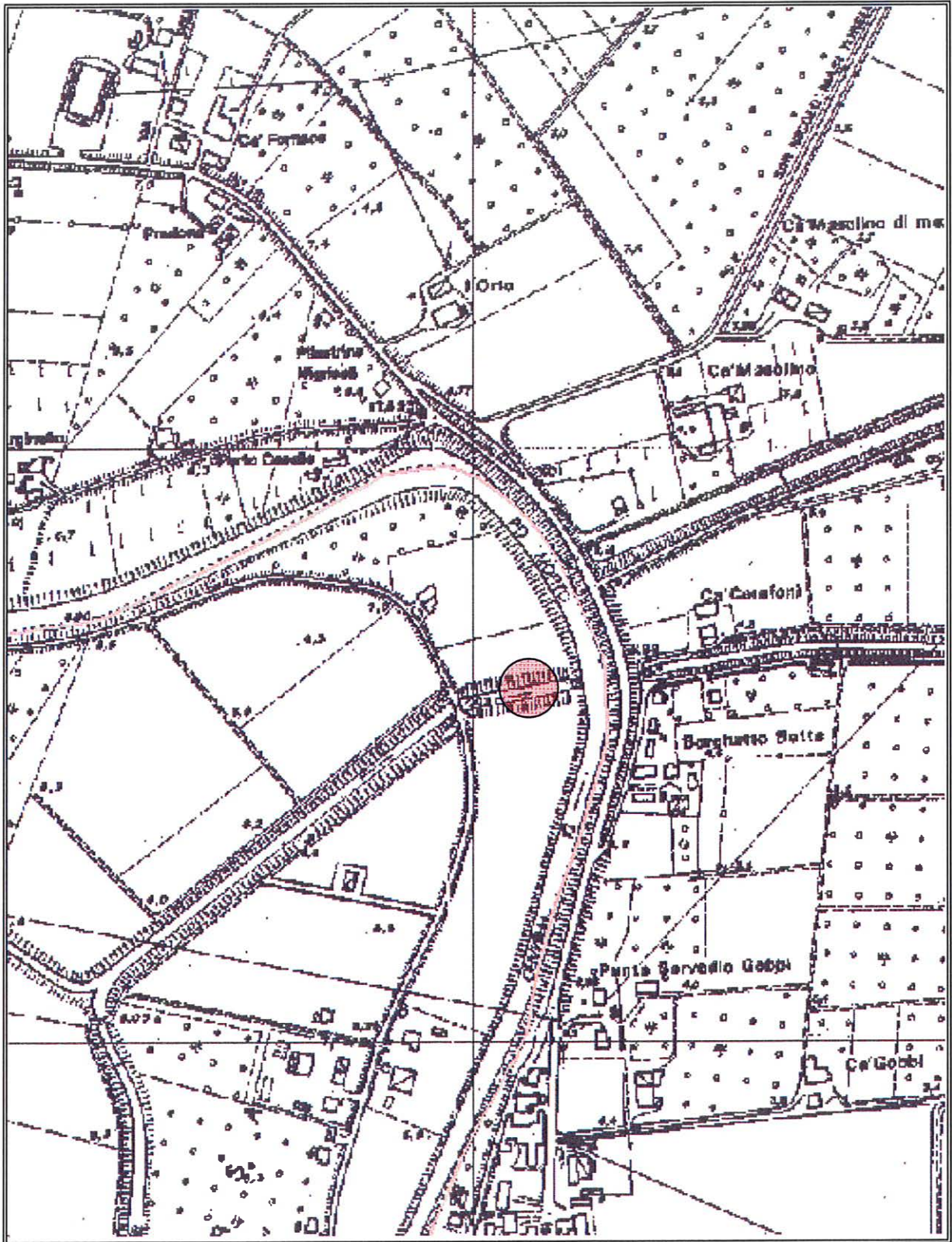
A seguito dell'incarico ricevuto dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara si trasmette, in conformità con le vigenti normative, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area sulla quale è in progetto la realizzazione di un impianto idrovoro.

L'area in esame si ubica in località Bova di Marrara, in comune di Ferrara (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 204052 San Nicolò).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

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

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



 Area in esame

Scala 1:5.000



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica". O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.

### 3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

Più esattamente si ubica ad una quota media di 5,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato; a questi fattori si sono aggiunti scoli, collettori, canali artificiali e scolmatori che in pratica regolano il deflusso delle acque in eccesso e nello stesso tempo distribuiscono le acque destinate all'irrigazione.

Dal punto di vista geo-litologico l'area ricade in un settore di recenti depositi alluvionali quaternari caratterizzati essenzialmente da sabbie limose di piana deltizia in strati decimetrici intercalati a livelli torbosi e argilloso limosi poggianti sulle argille plioceniche.

L'idrografia principale è rappresentata dal Po Morto di Primaro, e da una serie di scoli e canali artificiali, bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque eccessive di precipitazione per convogliarle verso i collettori principali.

Dal punto di vista idrogeologico l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali quaternari costituiti da un'alternanza di livelli sabbiosi permeabili e livelli argilloso limosi a permeabilità scarsa o nulla, con frequenti variazioni laterali e una tendenziale lenticolarità degli acquiferi.

L'acquifero è da considerarsi a livelli multipli con un primo livello superficiale in cui le falde si alimentano per infiltrazione diretta; le singole falde in genere non sono ben individuate ma tendono ad intercalarsi.

#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo dell'area in esame e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi vengono utilizzati i dati di un'indagine geognostica forniti dalla Committente, inoltre è stata eseguita una indagine sismica locale per determinare il parametro Vs30 al fine di classificare il suolo di fondazione del sito.

##### 4.1. Indagine geognostica

L'indagine geognostica in sito, è consistita nell'esecuzione di n. 1 penetrometria statica con punta meccanica (CPT), della lunghezza di 20,00 m.

Il punto di indagine è stato posizionati in corrispondenza dell'argine, ad una quota di circa +3,50 m rispetto all'area di intervento; l'esatta ubicazione dello stesso viene riportata di seguito nella TAV. 2.

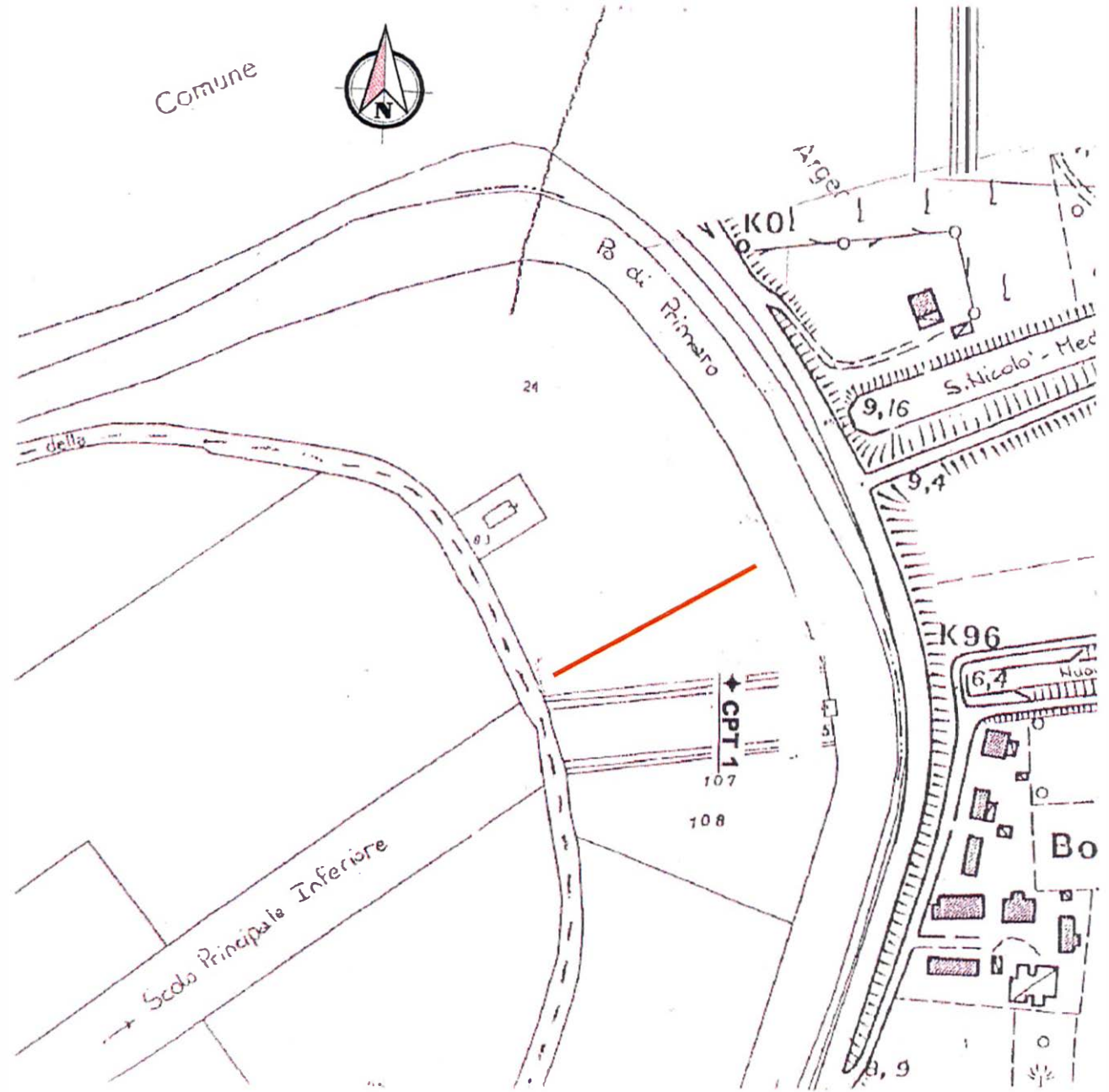
I tabulati della prova forniti dalla Committente sono riportati in allegato negli appositi moduli.

##### 4.2. Indagine sismica

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

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA

- ◆ Penetrometria statica con punta meccanica
- Indagine sismica





## 5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

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

Schematicamente, con riferimento al p.c. dell'indagine, possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al disotto di un sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica, plastico dura ( $q_c = 1,3 \div 2,3$  MPa;  $R_f = 2,0 \div 6,0$ ).

Da una profondità di circa 1,80 m e per circa 9,00 m sono presenti delle sabbie limose di addensamento da scarso a medio ( $q_c = 2,7 \div 5,6$  MPa;  $R_f = 1,1 \div 2,0$  %), inglobanti orizzonti limo sabbiosi di consistenza plastica, plastico dura ( $q_c = 1,1 \div 2,7$  MPa;  $R_f = 2,5 \div 3,5$  %).

Oltre si alternano dei limi argillosi di consistenza da plastico tenera ( $q_c = 0,7 \div 0,9$  MPa;  $R_f = 5,3 \div 8,6$  %) a plastica ( $q_c = 1,0 \div 1,3$  MPa;  $R_f = 4,4 \div 7,2$  %).

Infine da circa 18,00 m, e sino alla profondità indagata, prevalgono dei limi argillosi e/o viceversa di consistenza plastica ( $q_c = 1,0 \div 1,7$  MPa;  $R_f = 4,2 \div 6,0$  %).

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, è stata rilevata ad una profondità media di 4,00 m dal p.c. dell'indagine, quota presumibilmente soggetta a variazioni stagionali.

## 6. LAVORI E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE

Si tratta della realizzazione di un impianto idrovoro a servizio dello Scolo Principale Inferiore del Po di Primaro.

Il progetto prevede la realizzazione di una platea di fondazione di forma articolata che, secondo le informazioni fornite dal Progettista, può essere schematicamente considerata di larghezza pari a 3,90 m e lunghezza di 17,00 m; la stessa si attesta ad una profondità di circa 3,60 m dalla base dell'argine, corrispondente a circa -7,00 m dalla quota di esecuzione dell'indagine.

L'indagine geognostica ha evidenziato come la litologia del primo sottosuolo sia caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica, con sottili intercalazioni plastiche dure, che a partire da una profondità media di 1,80 m, e per circa 9,00 m, sono sopportati da sabbie limose di addensamento da scarso a medio inglobanti orizzonti limo sabbiosi.

Sotto si evidenziano dei limi argillosi di consistenza da plastica tenera a plastica.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, è stata rilevata ad una profondità media di 4,00 m dal p.c. dell'indagine.

Da quanto sopra si evidenzia come le fondazioni di quanto in progetto poggeranno sui terreni sabbiosi, interessando in parte i sottostanti limi argillosi.

## 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	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
	da	a						
A	0,00	1,80	LAS	1,3÷2,3	19,0÷19,3	65÷111	0	0
B	1,80	4,00	S/SL	2,7÷5,1	18,0÷18,5	0	33÷37	43÷69
C	4,00	10,80	S/SL	2,3÷5,3	8,0÷8,5	0	30÷34	38÷56
D	10,80	18,00	LA	0,7÷1,3	8,9÷9,1	35÷65	0	0
E	18,00	fine indag.	LAS	1,0÷1,7	9,0÷9,3	50÷85	0	0

LAS = limi debolmente sabbiosi;

S/SL = sabbie localmente e/o variabilmente limose;

LA = limi argillosi.

## 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 A

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ed umidità presumibilmente media, inglobanti orizzonti plastico duri.

L'unità A si evidenzia sino ad una profondità media di 1,80 m dal p.c. ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	1,8	19,1	90	0

### Unità geotecnica B

È costituita da sabbie localmente limose di medio addensamento ed umidità presumibilmente medio elevata.

L'unità B si evidenzia da 1,80 m sino ad una profondità media di 4,00 m dal p.c. ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	3,8	18,0	0	35

### Unità geotecnica C

È costituita da sabbie variabilmente limose di addensamento da medio scarso a medio, presumibilmente sature.

L'unità C si evidenzia da 4,00 m sino ad una profondità media di 10,80 m dal p.c. ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	3,2	8,0	0	33



### Unità geotecnica D

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

L'unità D si evidenzia da circa 10,80 m sino ad una profondità media di 18,00 m dal p.c. ed è caratterizzata per ogni verticale esaminata, dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	1,0	9,0	50	0

### Unità geotecnica E

È costituita da limi argillosi localmente sabbiosi di consistenza plastica, presumibilmente saturi.

L'unità E si evidenzia da circa 18,00 m sino alla profondità indagata ed è caratterizzata per ogni verticale esaminata, dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	1,5	9,1	75	0

## 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  $a_g$  in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Ferrara (TAV. 3 - Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $PGA = 0,125 - 0,150g$  e intensità macrosismica  $MCS = 8$ .

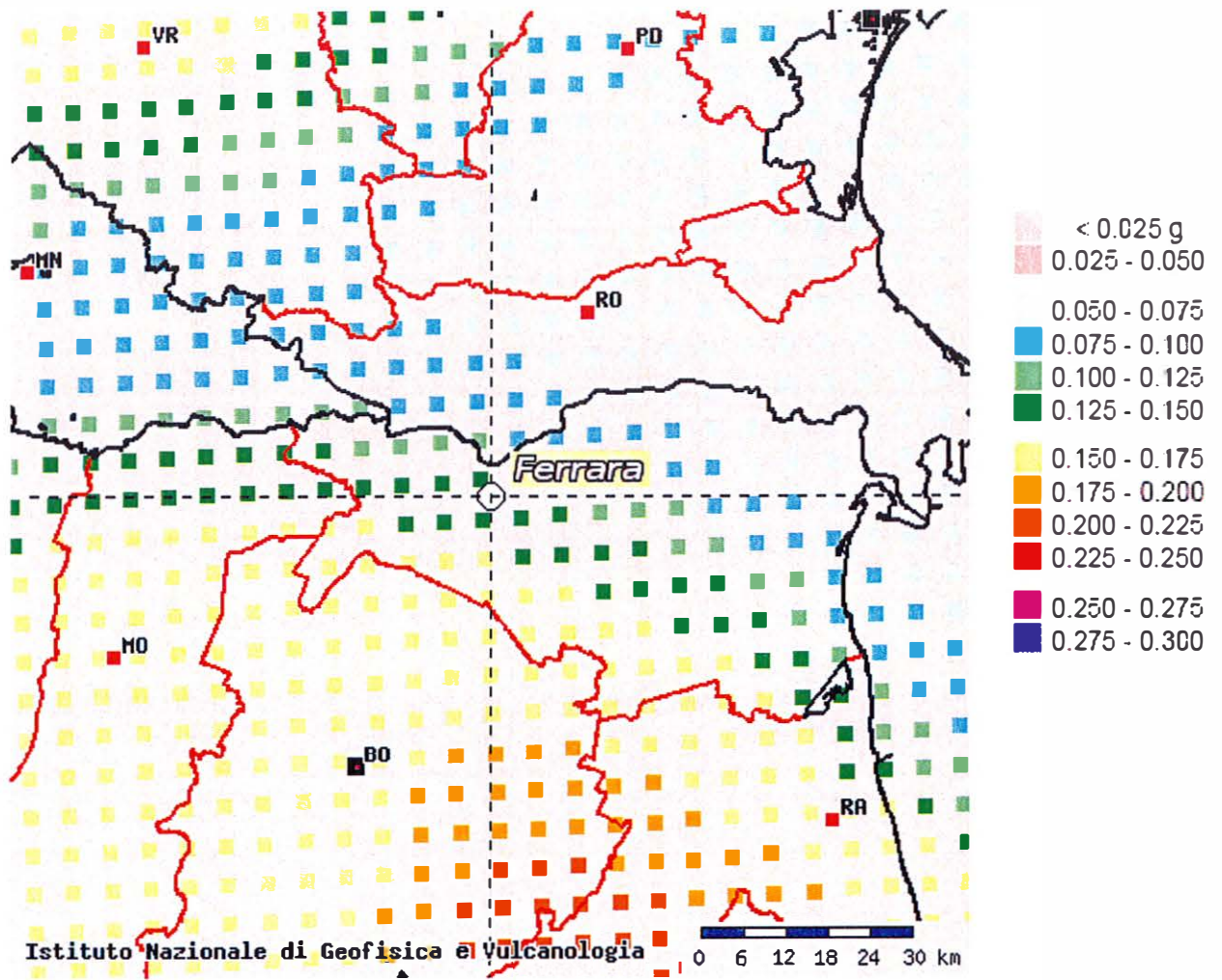
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

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

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

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

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



## 10. MODELLAZIONE SISMICA

### 10.1. Vita nominale

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

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

Tabella 2.4.I

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

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

### 10.2. Classi d'uso

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

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



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

Tabella 2.4.II

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

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe I pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso  $C_u$  di 0,7.

### 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  $V_R$  è pari a 35 anni.

### 10.4. Azione sismica

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

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

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

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{c^*}$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame, considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 35 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	0,042	2,517	0,260
	SLD	63	35	0,045	2,498	0,263
Stati limite ultimi	SLV	10	332	0,132	2,584	0,272
	SLC	5	682	0,178	2,561	0,276

### 10.5. Categoria di sottosuolo

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

#### Categorie di sottosuolo

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

### Categorie aggiuntive di sottosuolo

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

Secondo quanto riportato nella relazione sismica allegata, i terreni di fondazione presentano una  $V_{s30}$  pari a 166 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D, che comprende "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $C_{u30} < 70$  kPa nei terreni a grana fine)".

### 10.6. Condizioni topografiche

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

Tabella 3.2.IV

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

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

Tabella 3.2.VI

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

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

### 10.7. Amplificazione stratigrafica

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

Tabella 3.2.V

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

Per il sito in esame e per un periodo di riferimento  $V_R$  pari a 50 anni otteniamo:

Stato limite	$S_s$	$C_c$
SLO	1,800	2,453
SLD	1,800	2,436
SLV	1,800	2,398
SLC	1,715	2,380

### 10.8 Accelerazione massima al sito

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

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

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,331 m/sec<sup>2</sup>.

### 10.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

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

dove:

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

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	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  $\beta_s$  pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) pari a 0,057.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0285$$

## 11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:



$\tau_{hm}$  = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

$a_{max}$  = accelerazione massima al sito;

$\sigma_z$  e  $\sigma'_z$  = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità  $z$  dal p.c.;

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

$$r_d = 1 - 0,00765z \text{ per } z < 9,15 \text{ m}$$

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

$$r_d = 0,774 - 0,008z \text{ per } 23 < z < 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0,5 \text{ per } z > 30 \text{ m}$$

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

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

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

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

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

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

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

dove:

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

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

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

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) applicate alla penetrometria n. 1, è emerso che il fattore di sicurezza FS risulta inferiore a 1 nel tratto compreso tra 6,40 m e 8,00 m.

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

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

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

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

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

dove:

z = profondità dal piano campagna;

z<sub>crit</sub> = profondità critica pari a 20 m;

FS = Fattore di Sicurezza.

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

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

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione pari a PL = 0,52 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

Uno schema della verifica eseguita viene riportato in allegato.

## 12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

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

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

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

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

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

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

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

dove:

$\gamma'$  = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

$N_{\gamma}$ ;  $N_c$ ;  $N_q$  = 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  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

$s_{\gamma}$ ;  $s_c$ ;  $s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$d_{\gamma}$ ;  $d_c$ ;  $d_q$  = fattori di profondità della fondazione;

$i_{\gamma}$ ;  $i_c$ ;  $i_q$  = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

$g_{\gamma}$ ;  $g_c$ ;  $g_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

$b_{\gamma}$ ;  $b_c$ ;  $b_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z_{\gamma}$ ;  $z_c$ ;  $z_q$  = fattori correzione sismico inerziale;

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

$\gamma_R$  = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Come evidenziato in precedenza per quanto in progetto si prevede l'adozione di un sistema fondale a platea generale di larghezza  $B = 3,90$  m e larghezza  $L = 17,00$  m, con il piano di posa attestato ad una profondità media di 7,00 m dal p.c. dell'indagine, pertanto i terreni che interagiscono con le fondazioni sono rappresentati dalle sabbie localmente limose dell'unità C e dai limi argillosi dell'unità D.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene pertanto eseguita prendendo in esame entrambe le unità geotecniche suddette.

### 12.1. Terreni sabbiosi

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente incoerenti la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita ponendo la coesione uguale a zero e la resistenza al taglio viene affidata solamente all'angolo di attrito interno del terreno.

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:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma z_\gamma S_\gamma + q' N_q z_q S_q) rg / \gamma_R$$

dove:

$N_\gamma; N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$S_\gamma; S_q$  = fattori di forma della fondazione; pari rispettivamente a  $1 - 0,4 \cdot (B/L)$  e  $1 + (B/L) \cdot \tan \varphi$ , con  $\varphi$  = angolo di attrito interno del terreno;

$\gamma'$  = peso dell'unità di volume del terreno;

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

$B$  = larghezza della fondazione, ipotizzata unitaria;

$z_\gamma; z_q$  = fattori correzione sismico inerziale;

$rg$  = fattore riduttivo applicato per elevati valori di  $B$  (Bowles), pari a  $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$ .

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

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

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

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		$\gamma_M$	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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

Il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ( $\varphi'k$ ), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza (distribuzione di Student), al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di  $\varphi'd$ .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma vengono introdotti i fattori correttivi  $z$  ottenuti dalle formule:

$$z_q = (1 - kh/tg \varphi'd)^{0,35}$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

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

Tabella 6.4.I

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

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, ed ipotizzando una larghezza della stessa pari a 3,90 m ed un incastro pari a 0,40 m, otteniamo:

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

$$\varphi'k = 31^\circ$$

$$\varphi'd = 25,7^\circ$$

$$z_\gamma = z_q = 0,957$$

$$q = 3,4 \text{ kN/m}^2$$

$$r_g = 0,927$$

$$s_\gamma = 0,91$$

$$s_q = 1,11$$

$$N_\gamma = 12,01$$

$$N_q = 11,48$$

$$\begin{aligned} R_d &= (0,5 \cdot 8,5 \cdot 3,9 \cdot 12,01 \cdot 0,957 \cdot 0,91 + 3,4 \cdot 11,48 \cdot 0,957 \cdot 1,11) \cdot 0,927/1,8 \\ &= 110,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\varphi'k = 31^\circ$$

$$\varphi'd = 31,0^\circ$$

$$z_\gamma = z_q = 0,966$$

$$q = 3,4 \text{ kN/m}^2$$

$$r_g = 0,927$$

$$s_\gamma = 0,91$$

$$s_q = 1,14$$

$$N_\gamma = 25,99$$

$$N_q = 20,63$$

$$\begin{aligned} R_d &= (0,5 \cdot 8,5 \cdot 3,9 \cdot 25,99 \cdot 0,966 \cdot 0,91 + 3,4 \cdot 20,63 \cdot 0,966 \cdot 1,14) \cdot 0,927/2,3 \\ &= 183,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

## 12.2. Terreni limo argillosi

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 ( $\varphi$ ) 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:

$$C_u = \frac{qc_m - \sigma'_{v0}}{N_{cp}}$$

dove:

$qc_m$  = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

$\sigma'_{v0}$  = 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; pari a  $1 + 0,2 \cdot (B/L)$ ;

$q = (\gamma \cdot D)$  = sovraccarico agente ai bordi della fondazione, dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e  $D$  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 la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto ( $V_d$ ) ottenuti applicando, ai valori caratteristici ( $V_k$ ), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).



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

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		$\gamma_M$	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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

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

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

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

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

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

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

Tabella 6.4.I

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

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, ed ipotizzando un incastro della stessa pari a 0,40 m, otteniamo:

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

$$cuk = 60 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 42,9 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,982;$$

$$sc = 1,05;$$

$$q = 3,4 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 0,927;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$Rd = (42,9 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,05 + 3,4) \cdot 0,927/1,8 = 118,8 \text{ kN/m}^2$$

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

$$cuk = 60 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 60,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,982;$$

$$sc = 1,05;$$

$$q = 3,4 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 0,927;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (60,0 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,05 + 3,4) \cdot 0,927/2,3 = 129,5 \text{ kN/m}^2$$

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

### 13. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si sviluppa ad una quota media di 5,00 m s.l.m., in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana pressoché pianeggiante, caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

La litologia del primo sottosuolo, al disotto di un sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, risulta caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica, plastico dura, che da una profondità di circa 1,80 m e per circa 9,00 m sono sostituiti da sabbie variabilmente limose di addensamento da medio scarso a medio, inglobanti orizzonti limo sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura.

Oltre si evidenziano dei limi argillosi di consistenza prevalentemente plastico tenera, che da circa 18,00 m e sino alla profondità indagata assumono una consistenza plastica.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, è stata rilevata ad una profondità media di 4,00 m dal p.c. di indagine, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

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	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
	da	a						
A	0,00	1,80	ALS	1,3÷2,3	19,0÷19,3	65÷111	0	0
B	1,80	4,00	S/SL	2,7÷5,1	18,0÷18,5	0	33÷37	43÷69
C	4,00	10,80	S/SL	2,3÷5,3	8,0÷8,5	0	30÷34	38÷56
D	10,80	18,00	LA	0,7÷1,3	8,9÷9,1	35÷65	0	0
E	18,00	fine indag.	LAS	1,0÷1,7	9,0÷9,3	50÷85	0	0

I terreni che caratterizzano il primo sottosuolo presentano una Vs30 pari a 166 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero  $NSPT_{30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $Cu_{30} < 70$  kPa nei terreni a grana fine)“.*

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione pari a PL = 0,52 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione *“Basso”*.

I terreni sabbiosi presenti al previsto piano di posa delle fondazioni, non considerando la superficie efficace delle stesse, nel caso di un sistema fondale diretto a platea generale consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 110,6 kN/m<sup>2</sup> nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 183,8 kN/m<sup>2</sup> nel caso di "Approccio 2", mentre i sottostanti limi argillosi, sempre per le stesse condizioni, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 118,8 kN/m<sup>2</sup> nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 129,5 kN/m<sup>2</sup> nel caso di "Approccio 2".

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

Casalecchio di Reno, 12 Dicembre 2011



## ALLEGATI

## Indagine geognostica

PROVA PENETROMETR. STATICA CPT 1  
TABELLE VALORI RESISTENZA RZ-GP-89

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20t (con anello allargatore) - avanz. 2 cm/s - COSTANTE TRASFORMAZIONE Ct = 10.00  
punta meccanica tipo Begemann  $\phi$  35.7mm (area punta 10cm<sup>2</sup> - apertura 60°) - manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>)  
Committente : CBVVR quota inizio : 0  
Località : BOVA prof. falda = 4.00 m da quota inizio  
data : 14.01.00

Lecture di campagna				Rp	RL	Rp/RL	Rt	Lecture di campagna				Rp	RL	Rp/RL	Rt
prof.(m)	punta	later.	totale	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	kg	prof.(m)	punta	later.	totale	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	-	kg
0.20	17.0	36.0	-	17	1.27	13	-	10.20	54.0	68.0	-	54	0.67	61	-
0.40	17.0	36.0	-	17	1.07	16	-	10.40	40.0	50.0	-	40	0.53	75	-
0.60	10.0	26.0	-	10	0.60	17	-	10.60	58.0	66.0	-	58	0.67	87	-
0.80	18.0	27.0	-	18	0.87	21	-	10.80	46.0	56.0	-	46	0.67	69	-
1.00	14.0	27.0	-	14	0.67	21	-	11.00	48.0	58.0	-	48	1.40	34	-
1.20	20.0	30.0	-	20	0.47	43	-	11.20	11.0	32.0	-	11	0.80	14	-
1.40	20.0	27.0	-	20	0.40	50	-	11.40	12.0	24.0	-	12	0.50	20	-
1.60	23.0	29.0	-	23	0.60	38	-	11.60	10.0	19.0	-	10	0.53	19	-
1.80	24.0	33.0	-	24	0.67	36	-	11.80	10.0	18.0	-	10	0.60	17	-
2.00	28.0	38.0	-	28	0.40	70	-	12.00	9.0	18.0	-	9	0.67	14	-
2.20	29.0	35.0	-	29	0.53	54	-	12.20	10.0	20.0	-	10	0.87	12	-
2.40	52.0	60.0	-	52	1.00	52	-	12.40	14.0	27.0	-	14	0.87	16	-
2.60	52.0	67.0	-	52	0.93	56	-	12.60	13.0	26.0	-	13	0.87	16	-
2.80	37.0	51.0	-	37	0.90	46	-	12.80	13.0	26.0	-	13	0.93	14	-
3.00	31.0	43.0	-	31	0.67	47	-	13.00	13.0	27.0	-	13	0.80	16	-
3.20	32.0	42.0	-	32	0.67	48	-	13.20	10.0	22.0	-	10	0.67	15	-
3.40	34.0	44.0	-	34	0.80	43	-	13.40	10.0	20.0	-	10	0.60	17	-
3.60	42.0	54.0	-	42	0.60	70	-	13.60	11.0	20.0	-	11	0.73	15	-
3.80	55.0	64.0	-	55	0.93	59	-	13.80	15.0	26.0	-	15	0.67	23	-
4.00	34.0	49.0	-	34	0.67	51	-	14.00	9.0	19.0	-	9	0.60	15	-
4.20	47.0	57.0	-	47	0.67	71	-	14.20	9.0	18.0	-	9	0.60	15	-
4.40	37.0	47.0	-	37	0.67	56	-	14.40	10.0	19.0	-	10	0.67	15	-
4.60	46.0	56.0	-	46	0.90	58	-	14.60	10.0	20.0	-	10	0.53	19	-
4.80	54.0	66.0	-	54	0.87	62	-	14.80	10.0	18.0	-	10	0.60	17	-
5.00	34.0	47.0	-	34	0.60	57	-	15.00	9.0	18.0	-	9	0.53	17	-
5.20	45.0	54.0	-	45	0.53	84	-	15.20	9.0	17.0	-	9	0.60	15	-
5.40	36.0	44.0	-	36	0.47	77	-	15.40	12.0	21.0	-	12	0.73	16	-
5.60	30.0	37.0	-	30	0.33	90	-	15.60	13.0	24.0	-	13	0.73	18	-
5.80	24.0	29.0	-	24	0.33	72	-	15.80	13.0	24.0	-	13	0.67	20	-
6.00	37.0	42.0	-	37	0.27	139	-	16.00	10.0	20.0	-	10	0.60	17	-
6.20	23.0	27.0	-	23	0.30	38	-	16.20	9.0	18.0	-	9	0.60	15	-
6.40	20.0	29.0	-	20	0.40	50	-	16.40	9.0	18.0	-	9	0.60	15	-
6.60	24.0	30.0	-	24	0.33	72	-	16.60	10.0	19.0	-	10	0.60	17	-
6.80	29.0	33.0	-	29	0.40	70	-	16.80	10.0	19.0	-	10	0.67	15	-
7.00	20.0	26.0	-	20	0.33	60	-	17.00	10.0	20.0	-	10	0.60	17	-
7.20	22.0	27.0	-	22	0.28	110	-	17.20	9.0	18.0	-	9	0.53	17	-
7.40	20.0	23.0	-	20	0.40	50	-	17.40	8.0	16.0	-	8	0.53	15	-
7.60	24.0	30.0	-	24	0.40	60	-	17.60	8.0	16.0	-	8	0.53	15	-
7.80	19.0	28.0	-	19	0.57	33	-	17.80	8.0	16.0	-	8	0.53	15	-
8.00	16.0	28.0	-	16	0.27	66	-	18.00	9.0	17.0	-	9	0.60	15	-
8.20	28.0	32.0	-	28	0.73	38	-	18.20	11.0	20.0	-	11	0.67	17	-
8.40	38.0	49.0	-	38	0.47	81	-	18.40	11.0	21.0	-	11	0.67	17	-
8.60	47.0	54.0	-	47	0.33	141	-	18.60	26.0	36.0	-	26	0.73	25	-
8.80	39.0	44.0	-	39	0.40	98	-	18.80	11.0	22.0	-	11	0.67	17	-
9.00	36.0	42.0	-	36	0.47	77	-	19.00	11.0	21.0	-	11	0.67	20	-
9.20	21.0	28.0	-	21	0.67	32	-	19.20	12.0	19.0	-	12	0.67	18	-
9.40	27.0	37.0	-	27	0.93	29	-	19.40	33.0	43.0	-	33	0.53	62	-
9.60	12.0	26.0	-	12	0.60	20	-	19.60	41.0	49.0	-	41	1.20	34	-
9.80	44.0	53.0	-	44	0.93	47	-	19.80	18.0	36.0	-	18	0.93	19	-
10.00	28.0	42.0	-	28	0.93	30	-	20.00	24.0	38.0	-	24	-	-	-

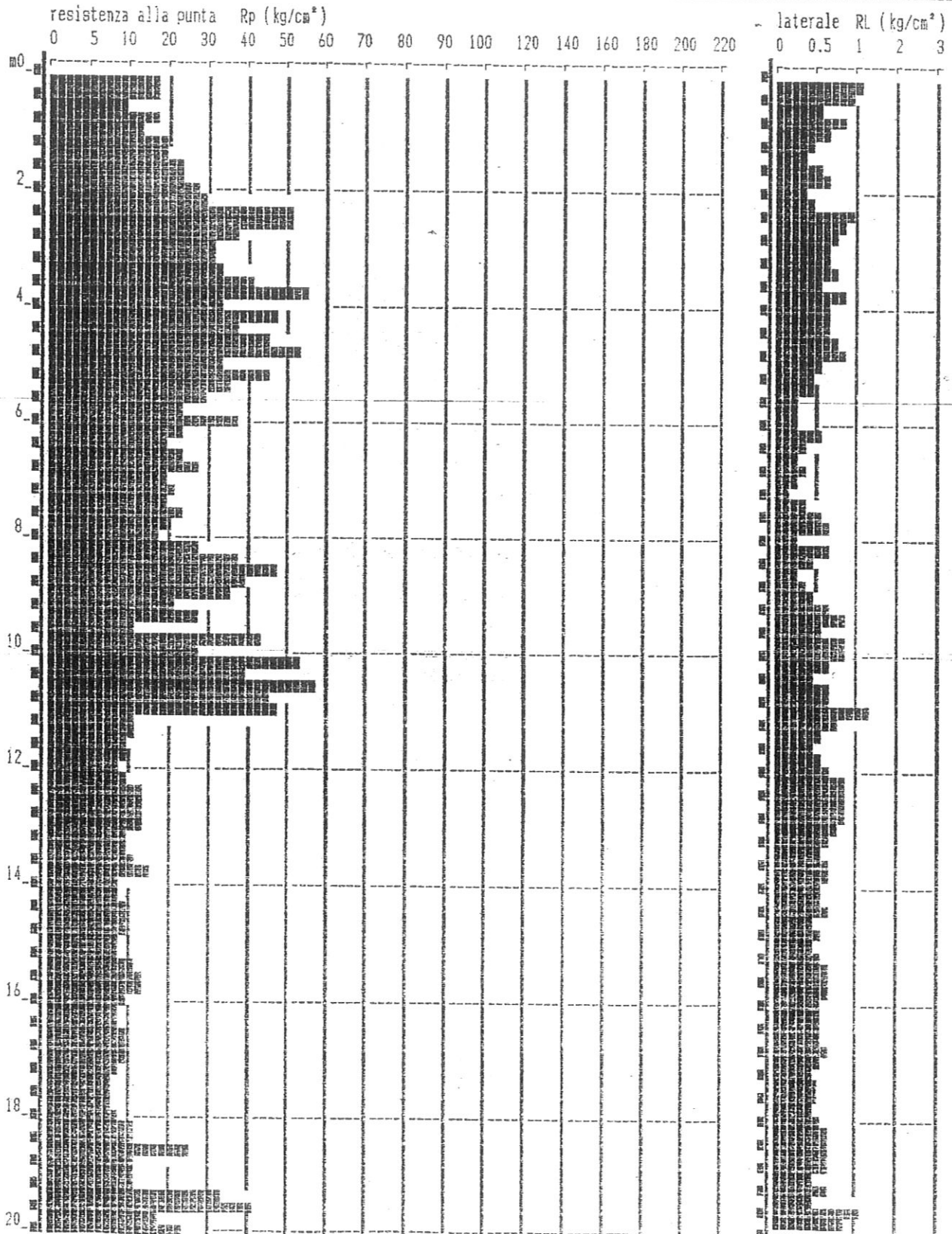


PROVA PENETROMETRICA STATICA  
 DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT 1  
 RZ-GP-89

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t  
 Committente : 01  
 Località : 00

data : 14  
 quota inizio : 0  
 prof. falda = 4.00 m da quota inizio  
 scala profondità ≈ 1 : 100

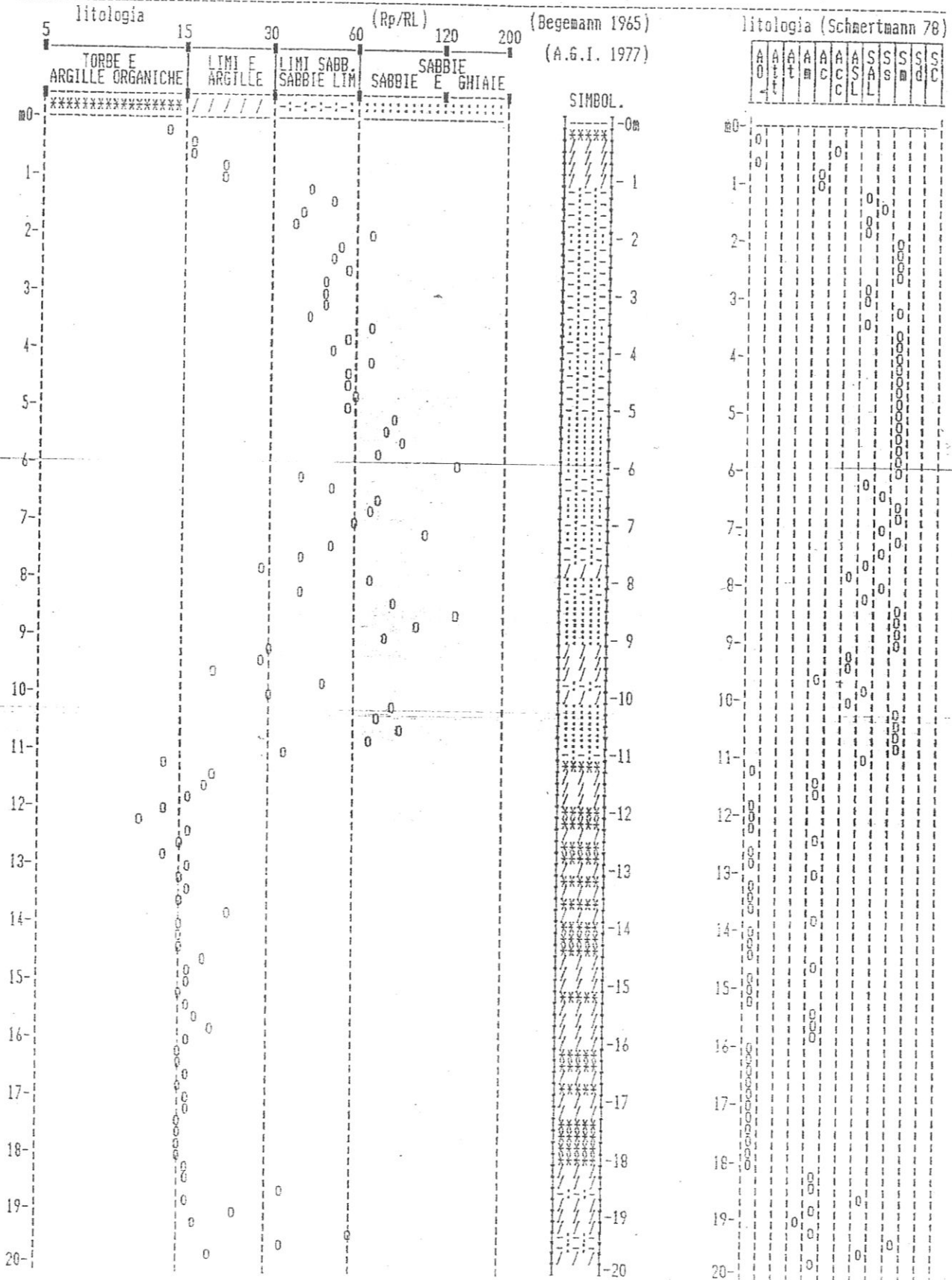


PROVA PENETROMETRICA STATICA  
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1  
RZ-GP-89

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t  
Committente : 01  
Località : 00

data : 14  
quota inizio : +0  
prof. falda = 4.00 m da quota inizio  
scala profondità ≈ 1 : 100



PROVA PENETROMETRICA STATICA  
PARAM. GEOTECNICI tabelle

CPT 1  
RZ-6P-89

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t  
Committente : 01  
Località : 00

data : 14  
quota inizio : 0  
prof. falda = 4.00 m da quota inizio

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

prof. (m) Rp (kg/cm²) Rp/RL (-) NATURA LITOL. Y' (t/m³) σ'vo (kg/cm²) Cu (kg/cm²) OCR (-) Eu50 (kg/cm²) Eu25 (kg/cm²) Mo (kg/cm²) Dr (%) #1s (°) #2s (°) #3s (°) #4s (°) #dm (°) #ny (°) Amax/g (-) E'50 (kg/cm²) E'25 (kg/cm²) Mo (kg/cm²)

prof. (m)	Rp (kg/cm²)	Rp/RL (-)	NATURA LITOL.	Y' (t/m³)	σ'vo (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)	OCR (-)	Eu50 (kg/cm²)	Eu25 (kg/cm²)	Mo (kg/cm²)	Dr (%)	#1s (°)	#2s (°)	#3s (°)	#4s (°)	#dm (°)	#ny (°)	Amax/g (-)	E'50 (kg/cm²)	E'25 (kg/cm²)	Mo (kg/cm²)	
0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00												
0.05	0.05	0.05		0.05	0.05	0.05		0.05	0.05	0.05												
0.10	0.10	0.10		0.10	0.10	0.10		0.10	0.10	0.10												
0.15	0.15	0.15		0.15	0.15	0.15		0.15	0.15	0.15												
0.20	0.20	0.20		0.20	0.20	0.20		0.20	0.20	0.20												
0.25	0.25	0.25		0.25	0.25	0.25		0.25	0.25	0.25												
0.30	0.30	0.30		0.30	0.30	0.30		0.30	0.30	0.30												
0.35	0.35	0.35		0.35	0.35	0.35		0.35	0.35	0.35												
0.40	0.40	0.40		0.40	0.40	0.40		0.40	0.40	0.40												
0.45	0.45	0.45		0.45	0.45	0.45		0.45	0.45	0.45												
0.50	0.50	0.50		0.50	0.50	0.50		0.50	0.50	0.50												
0.55	0.55	0.55		0.55	0.55	0.55		0.55	0.55	0.55												
0.60	0.60	0.60		0.60	0.60	0.60		0.60	0.60	0.60												
0.65	0.65	0.65		0.65	0.65	0.65		0.65	0.65	0.65												
0.70	0.70	0.70		0.70	0.70	0.70		0.70	0.70	0.70												
0.75	0.75	0.75		0.75	0.75	0.75		0.75	0.75	0.75												
0.80	0.80	0.80		0.80	0.80	0.80		0.80	0.80	0.80												
0.85	0.85	0.85		0.85	0.85	0.85		0.85	0.85	0.85												
0.90	0.90	0.90		0.90	0.90	0.90		0.90	0.90	0.90												
0.95	0.95	0.95		0.95	0.95	0.95		0.95	0.95	0.95												
1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00												
1.05	1.05	1.05		1.05	1.05	1.05		1.05	1.05	1.05												
1.10	1.10	1.10		1.10	1.10	1.10		1.10	1.10	1.10												
1.15	1.15	1.15		1.15	1.15	1.15		1.15	1.15	1.15												
1.20	1.20	1.20		1.20	1.20	1.20		1.20	1.20	1.20												
1.25	1.25	1.25		1.25	1.25	1.25		1.25	1.25	1.25												
1.30	1.30	1.30		1.30	1.30	1.30		1.30	1.30	1.30												
1.35	1.35	1.35		1.35	1.35	1.35		1.35	1.35	1.35												
1.40	1.40	1.40		1.40	1.40	1.40		1.40	1.40	1.40												
1.45	1.45	1.45		1.45	1.45	1.45		1.45	1.45	1.45												
1.50	1.50	1.50		1.50	1.50	1.50		1.50	1.50	1.50												
1.55	1.55	1.55		1.55	1.55	1.55		1.55	1.55	1.55												
1.60	1.60	1.60		1.60	1.60	1.60		1.60	1.60	1.60												
1.65	1.65	1.65		1.65	1.65	1.65		1.65	1.65	1.65												
1.70	1.70	1.70		1.70	1.70	1.70		1.70	1.70	1.70												
1.75	1.75	1.75		1.75	1.75	1.75		1.75	1.75	1.75												
1.80	1.80	1.80		1.80	1.80	1.80		1.80	1.80	1.80												
1.85	1.85	1.85		1.85	1.85	1.85		1.85	1.85	1.85												
1.90	1.90	1.90		1.90	1.90	1.90		1.90	1.90	1.90												
1.95	1.95	1.95		1.95	1.95	1.95		1.95	1.95	1.95												
2.00	2.00	2.00		2.00	2.00	2.00		2.00	2.00	2.00												

## Indagine sismica

---

**Comune di Ferrara**

**RELAZIONE GEOFISICA**

*Committente: Geo-Probe S.r.l.*

*Indagine sismica con metodologia MASW per la valutazione del parametro  $V_{S30}$  e la determinazione della categoria del suolo di fondazione in un'area situata presso l'impianto idrovolante di Via del Vescovo in località Bova di Marrara (FE)*

Novembre 2011

**Geologo Mirko Sita**

---

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

---

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
<b>2. METODOLOGIA MASW .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 DESCRIZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE DATI .....</b>	<b>3</b>
<b>2.3 ELABORAZIONE DATI.....</b>	<b>5</b>
<b>2.4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....</b>	<b>6</b>
<b>3. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO <math>V_{S30}</math> E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>4. CONCLUSIONI.....</b>	<b>9</b>

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

## 1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta Geo-Probe S.r.l. è stata redatta la presente relazione riportante i risultati ottenuti da un profilo sismico con metodologia MASW eseguito dallo scrivente in data 10 Novembre 2011 in un'area situata presso l'impianto idrovoro di Via del Vescovo in località Bova di Marrara (FE).

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

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

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *San Nicolò* n° 204052 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

L'ubicazione dello stendimento è indicata in Tavola 1 di seguito riportata.

**Geologo Mirko Sita**

---

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

---



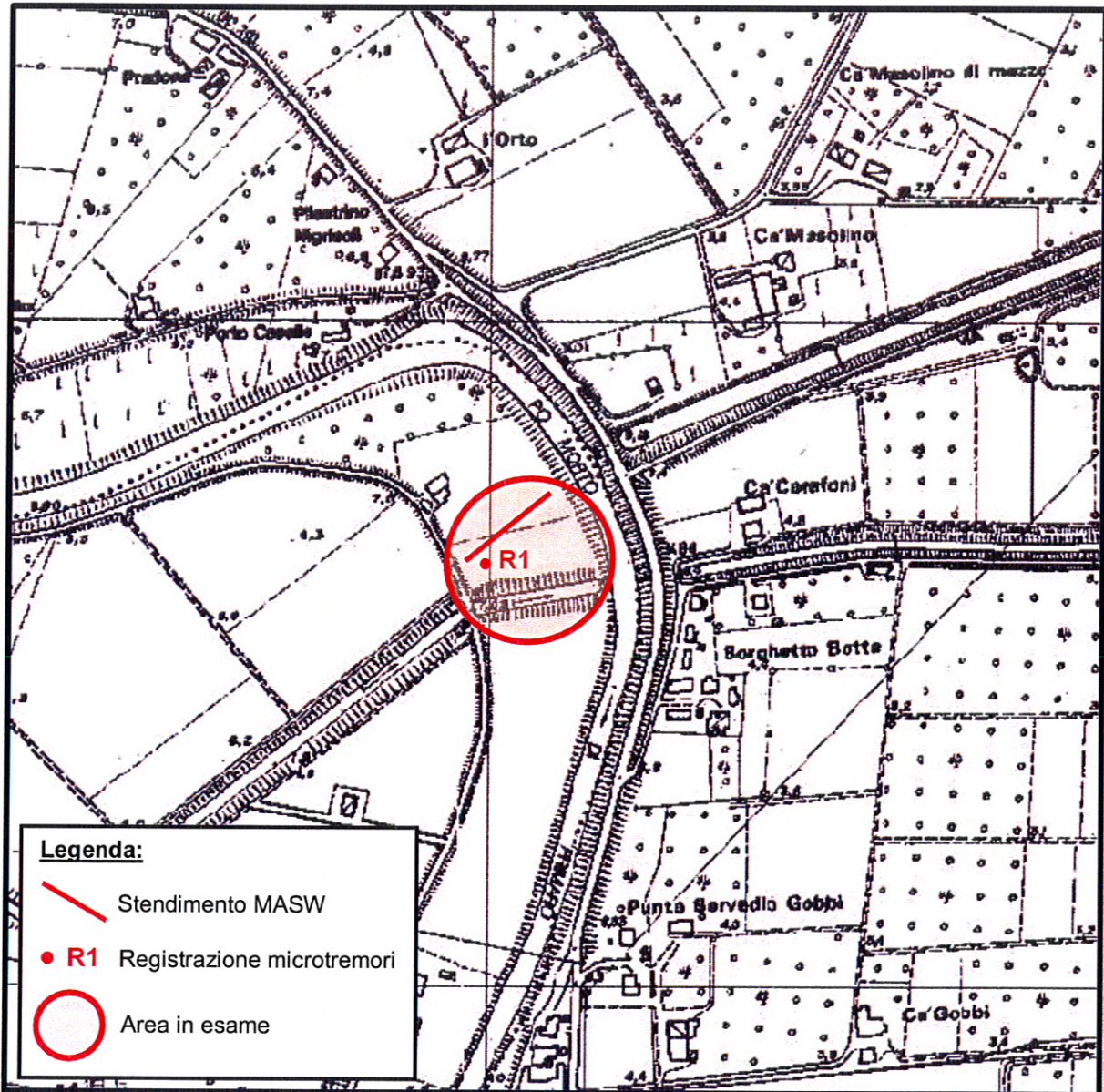


TAVOLA 1: Estratto dalla Carta Tecnica Regionale, Elemento San Nicolò n° 204052  
 Scala 1:5.000

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

## 2. METODOLOGIA MASW

### 2.1 DESCRIZIONE

L'indagine sismica di tipo MASW (*multichannel analysis of surface waves*) è una tecnica di analisi del sottosuolo che sfrutta la propagazione delle onde superficiali nel terreno per determinare l'andamento della velocità delle onde S.

La registrazione avviene utilizzando la strumentazione classica per le indagini sismiche a rifrazione, ovvero tramite uno stendimento lineare composto da geofoni posti a distanza fissa tra loro. Per il seguente lavoro è stato effettuato il metodo attivo, ovvero le onde superficiali sono state prodotte da una sorgente impulsiva sul piano campagna.

Per migliorare la qualità dei dati si è aumentato il rapporto segnale/rumore producendo più energizzazioni e sommandole tra loro in quel processo che viene comunemente chiamato *stacking*.

### 2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE DATI

La strumentazione ed i parametri utilizzati per l'acquisizione dei dati in campagna vengono sinteticamente indicati di seguito:

- Sorgente: massa da 20 kg su piattello metallico
- Numero di battute: 10
- Distanza sorgente dal primo geofono: 10 m
- Geofoni: verticali con frequenza propria di 4.5 Hz
- Numero di geofoni: 24
- Distanza intergeofonica: 3 m
- Lunghezza dello stendimento: 69 m
- Unità di acquisizione: notebook + sistema sismico digitale multicanale SoilSpy Rosina (caratteristiche tecniche nella pagina seguente)
- Software di acquisizione: SoilSpy Rosina Software
- Frequenza di campionamento: 512 Hz
- Tempo di registrazione: 2 sec

---

**Geologo Mirko Sita**

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

---

### Caratteristiche tecniche di SoilSpy Rosina

**Array-PC connection:** via USB interface

**Geophone-Array connection:** bipolar, one for each module

**Input impedance:** 20 k $\Omega$  (12 k $\Omega$  attenuated mode)

**Dynamic range:** from  $\pm 3.2$  mV to  $\pm 665$  mV (8 options)

**Resolution/Gain:** from 0.1  $\mu$ V/digit to 20  $\mu$ V/digit (8 options)

**Sampling rate:** 89 kHz on each channel, sub-sampling through averaging

**Data output:** 256, 512, 1024 or 2048 Hz on each channel

**Conversion:** synchronized on each channel

**Maximum continuous recording time:** limited only by PC memory storage capability

**Data transmission:** asynchronous bidirectional serial, 1MBaud

**Status indicators:** LED

**Average consumption:** 120 mA @256Hz. 130 mA @512Hz. 150 mA @1024Hz

**Power supply:** 5V. Powered directly from the PC via USB. No external additional batteries

**Internal Voltage:** +3.3V

**Number of channels:** 1 for each module, analog band DC-360 Hz

**Number of modules:** 16 or 32 (16+16). Other combinations on demand

**System Size:** Single module: 0.053L x 0.063W x 0.022H meters.

Cable winder (external rim): 0.370L x 0.30W x 0.220H meters

**Weight:** ~5 kg included cable winder for the 24 module – 5 m interspace system

**Operating environmental conditions:** temperature 0-50°C, humidity 0-100%

**Storage and transport conditions:** temperature -20-60°C, humidity 0-95% without condensation

**Impermeability:** IP protection index 65 (dust proof, splash proof)

**Manufacturer:** Micromed S.p.A. - Via Giotto 2 - 31021 - Mogliano Veneto (TV) – Italy

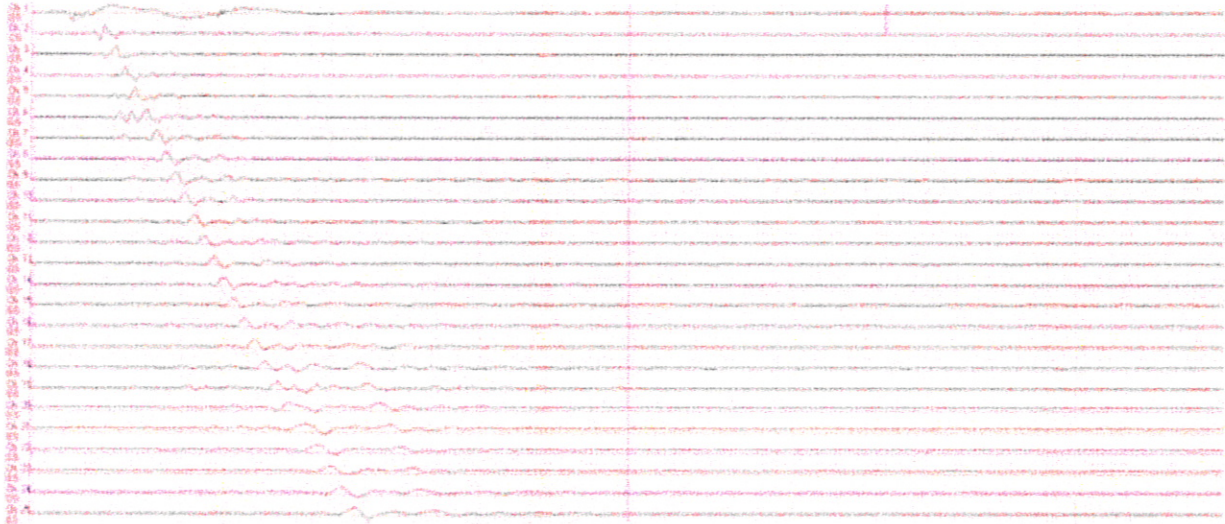
#### **Geologo Mirko Sita**

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



### 2.3 ELABORAZIONE DATI

Lo *stacking* delle onde, effettuato con il software *SoilSpy Rosina*, ha permesso di ottenere il pacchetto dati mostrato in figura 1, in cui in ogni riga è visibile l'arrivo a ciascun geofono. Il geofono 1 è stato utilizzato come *trigger*.



**Figura 1:** Arrivo delle onde ai vari geofoni a seguito del processo di *stacking*

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

1. Creazione degli spettri della velocità di fase: dell'intero arrivo delle onde viene scelta una finestra contenente le onde superficiali;
2. Determinazione dello spettro di velocità di fase della finestra scelta;
3. Individuazione della curva di dispersione;
4. Creazione del modello di inversione per la determinazione delle velocità delle onde S.

**Geologo Mirko Sita**

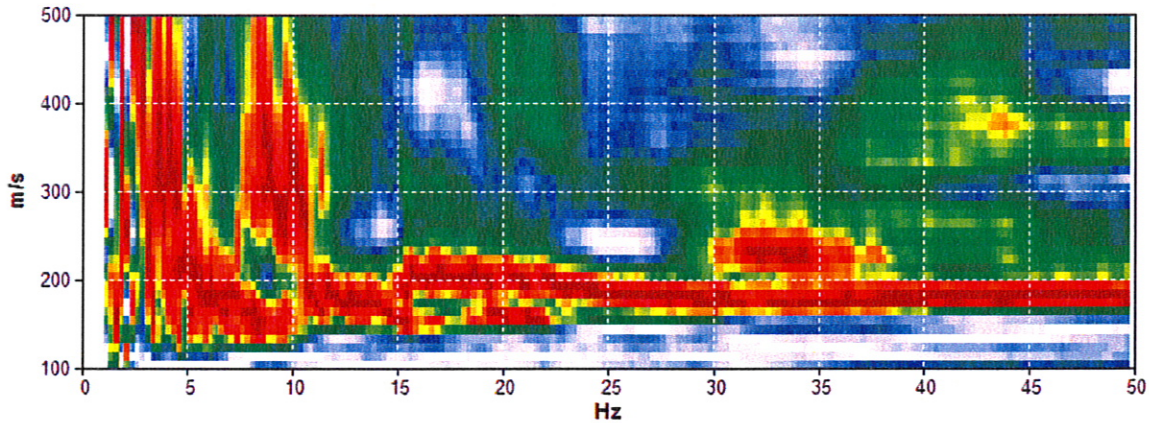
---

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

---

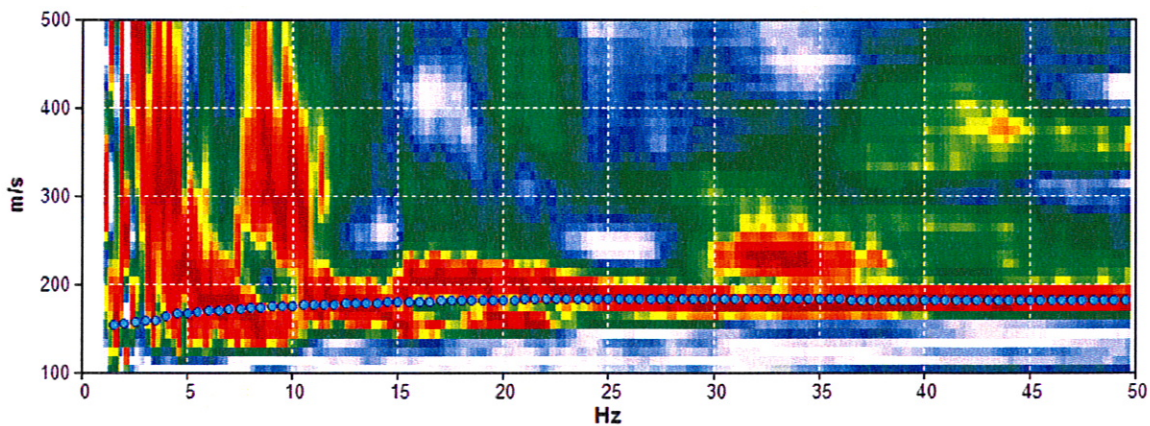
## 2.4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

La figura 2 mostra lo spettro delle velocità di fase registrato nell'area in oggetto.



**Figura 2:** Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW

Il processo di inversione effettuato per stimare la velocità delle onde S porta al tracciamento della curva a pallini azzurri di seguito esposta, la quale deve risultare il più possibile sovrapposta alla zona di massima intensità dello spettro, ovvero alla curva di dispersione.



**Figura 3:** Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW e curva del modello di inversione

Da tale modello di inversione sono state ricavate le velocità delle onde S di seguito esposte.

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

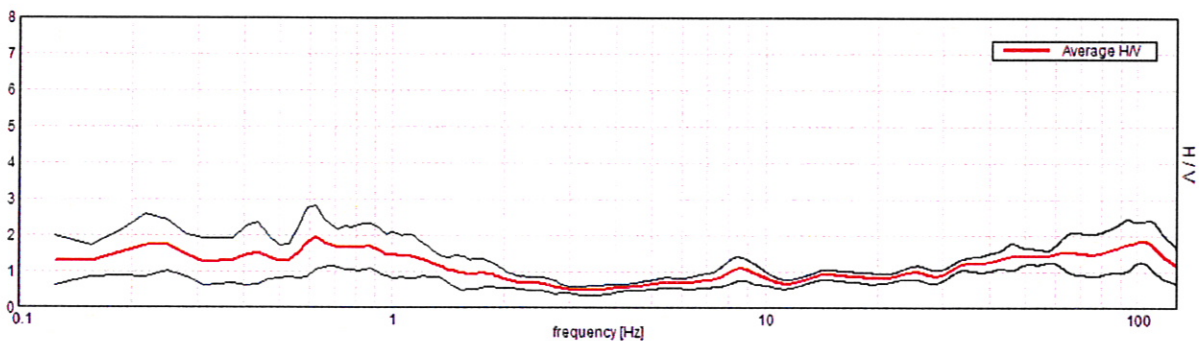
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201



Non conoscendo l'esatta quota dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, vengono indicate le profondità fino a 34 metri, in modo da poter calcolare i vari valori del parametro  $V_{S30}$ .

	Profondità (m)	$V_S$ (m/sec)
Strato sismico 1	0.0 – 6.5	200
Strato sismico 2	6.5 – 11.5	180
Strato sismico 3	11.5 – 34.0	160

L'individuazione della velocità dello strato sismico 3, inferiore a quella dello strato sismico 2, è stata riconosciuta con il sismografo digitale Tromino in coppia alla tecnica MASW, in quanto la sola MASW applicata per il presente studio non permette di raggiungere profondità fino a 30 metri. È stato così possibile registrare la seguente curva H/V che, grazie al codice del software *Grilla* di elaborazione dati, ha permesso di creare una curva H/V sintetica e conseguentemente di stimare l'andamento della velocità nella verticale di indagine.



**Grafico 1:** Diagramma HVSR indicante lo spettro del moto del suolo rilevato nella registrazione R1.

**Geologo Mirko Sita**

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

### 3. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO $V_{S30}$ E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base dei risultati ricavati nel paragrafo 2.4, ed in accordo con l'attuale normativa, viene calcolato il valore del parametro  $V_{S30}$  tramite la formula:

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

Da cui, rispetto al piano campagna, si ottiene:

$$V_{S30} (0.0+30.0) = 171 \text{ m/sec}$$

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

$$V_{S30} (1.0+31.0) = 169 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0+32.0) = 168 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0+33.0) = 167 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0+34.0) = 166 \text{ m/sec}$$

Per le velocità sopra elencate, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, viene associata una categoria di suolo di fondazione di tipo *D* definita:

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

**Geologo Mirko Sita**

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



#### 4. CONCLUSIONI

I risultati dell'indagine sismica MASW vengono sinteticamente esposti di seguito:

1. A seconda della profondità dal piano campagna dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame si ottiene:

$$V_{S30 (0.0+30.0)} = 171 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (1.0+31.0)} = 169 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (2.0+32.0)} = 168 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (3.0+33.0)} = 167 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (4.0+34.0)} = 166 \text{ m/sec}$$

2. La categoria del suolo di fondazione per le velocità sopra elencate è pertanto di tipo D.

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

Zola Predosa, 11 Novembre 2011

Geologo Mirko Sita



**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

## Schema verifica rischio liquefazione

**CPT (cone penetration test) 1** Committente Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara Località : Ferrara Bova di Marrara Codice Lavoro 2011.162

