

---

# COMUNE DI LUGO

(Provincia di Ravenna)

---

## RELAZIONE

- CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
  - AZIONE SISMICA
  - INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA
- 

PROGETTO PER NUOVE STRUTTURE E ADEGUAMENTO DELLE  
STRUTTURE ESISTENTI NEL CANILE ED INFERMERIA GATTI SITO IN  
BIZZUNO DI LUGO, VIA BUSCAROLI, 2  
Foglio 90 mappali 7, 189, 201, 203,

---

Committente:

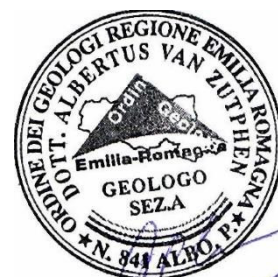


Dicembre, 2020



Società di  
Geologia  
Territoriale

S.G.T. sas  
di Van Zutphen Albert & C.  
Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)  
[www.geo55.com](http://www.geo55.com)



## **INDICE DELLE RELAZIONI di cui al DM 17.01.2018**

Capitoli di cui alle suddette relazioni

**2. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito** (di cui al § 6.2.1 del DM 17.01.2018)

**3. Azione sismica** (di cui al § 3.2 del DM 17.01.2018)

**4. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica** (di cui al § 6.2.2 del DM 17.01.2018)

---

### *Indice*

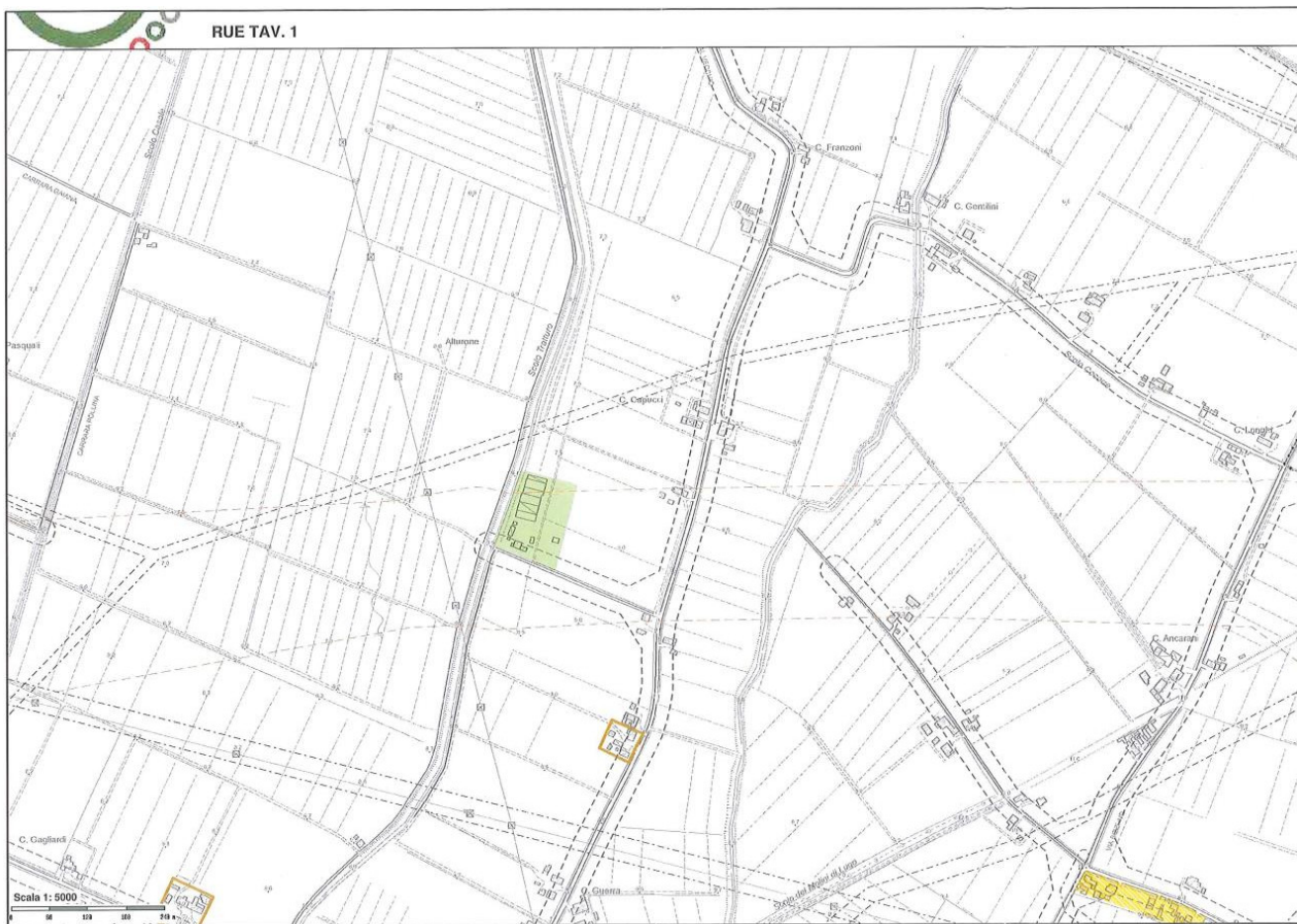
<b>1. PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2. RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO</b>	<b>6</b>
2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	6
2.2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
2.2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
2.2.2 Misure dei microtremori	10
<b>3. AZIONE SISMICA</b>	<b>12</b>
3.1. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA	12
3.1.1 NTC2018 del 17-01-2018	12
3.1.2 DGR 630/2019	12
3.2. VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	14
<b>4. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>15</b>
4.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	15
4.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto	17
4.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato	20
4.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO	23
4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa	24
4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno	25
4.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2	26
4.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE ULTIMO DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI	28
<b>5. CONCLUSIONI</b>	<b>30</b>
5.1. INDICAZIONI, DI CARATTERE GENERALE, ESECUTIVE E PROGETTUALI	31

## 1. PREMESSA

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza a quanto prescritto dalle seguenti leggi e norme:

- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio e sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Giugno 1990;
- OPCM n°3274/2003 e successive modifiche - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- OPCM n. 3519/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e successivi aggiornamenti.
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare n.7 del 11-02-2019 relativa alle NTC2018

Il lavoro in progetto realizzazione di nuove strutture e l'adeguamento delle esistenti del canile e dell'infermeria gatti, come schematicamente riportato nei sottostanti estratti di progetto.

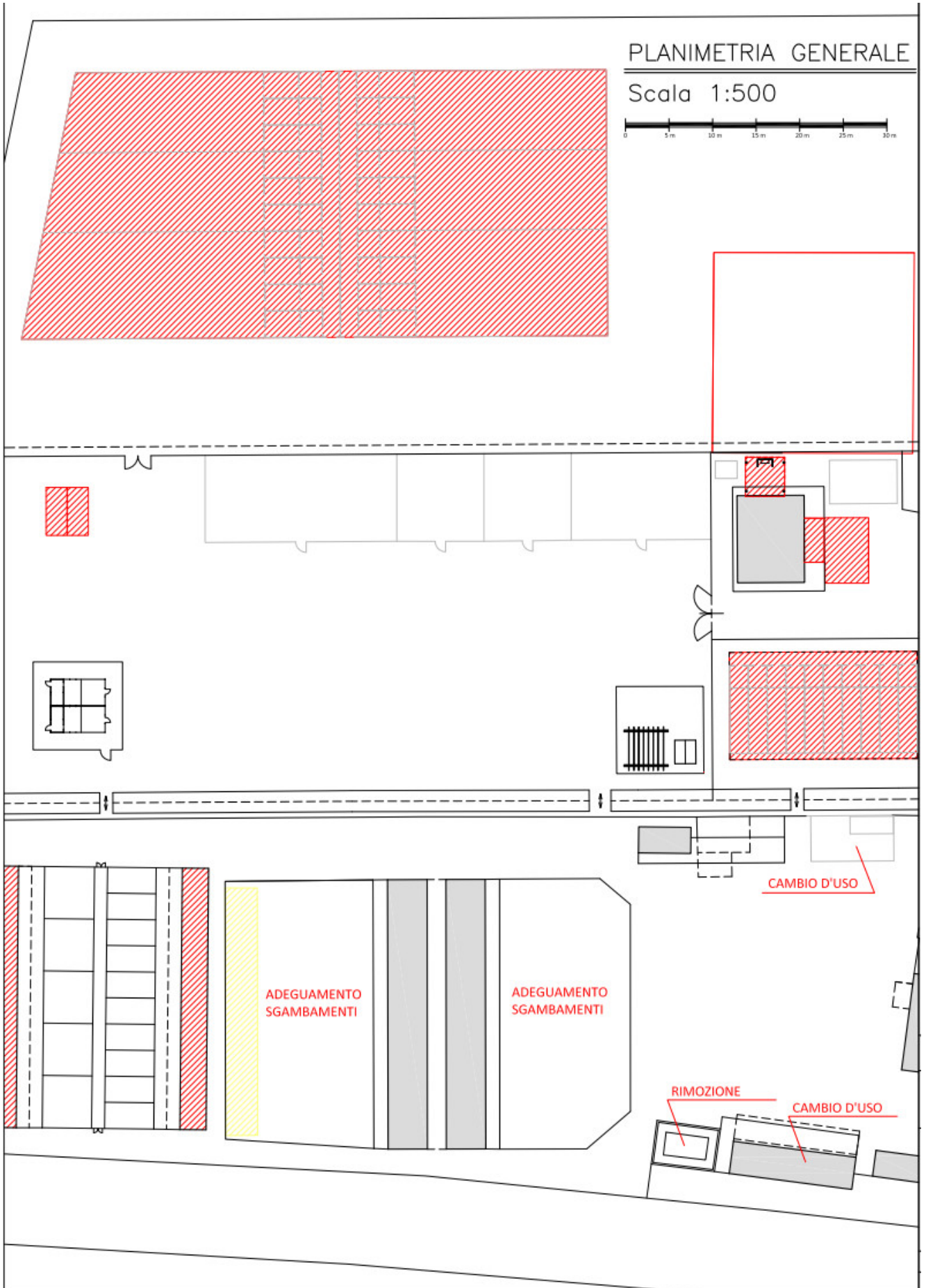




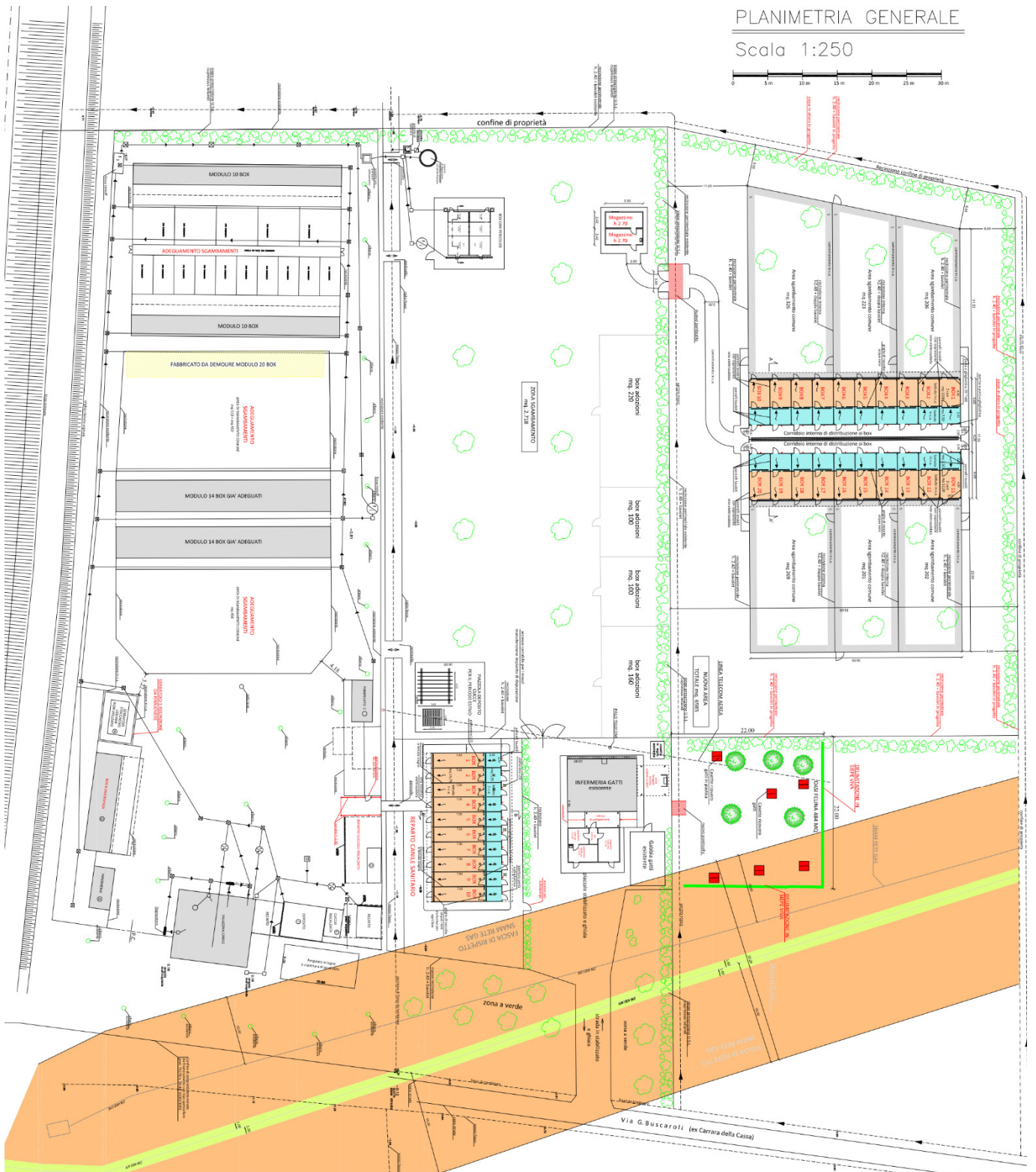




Scala 1:500



Scala 1:250





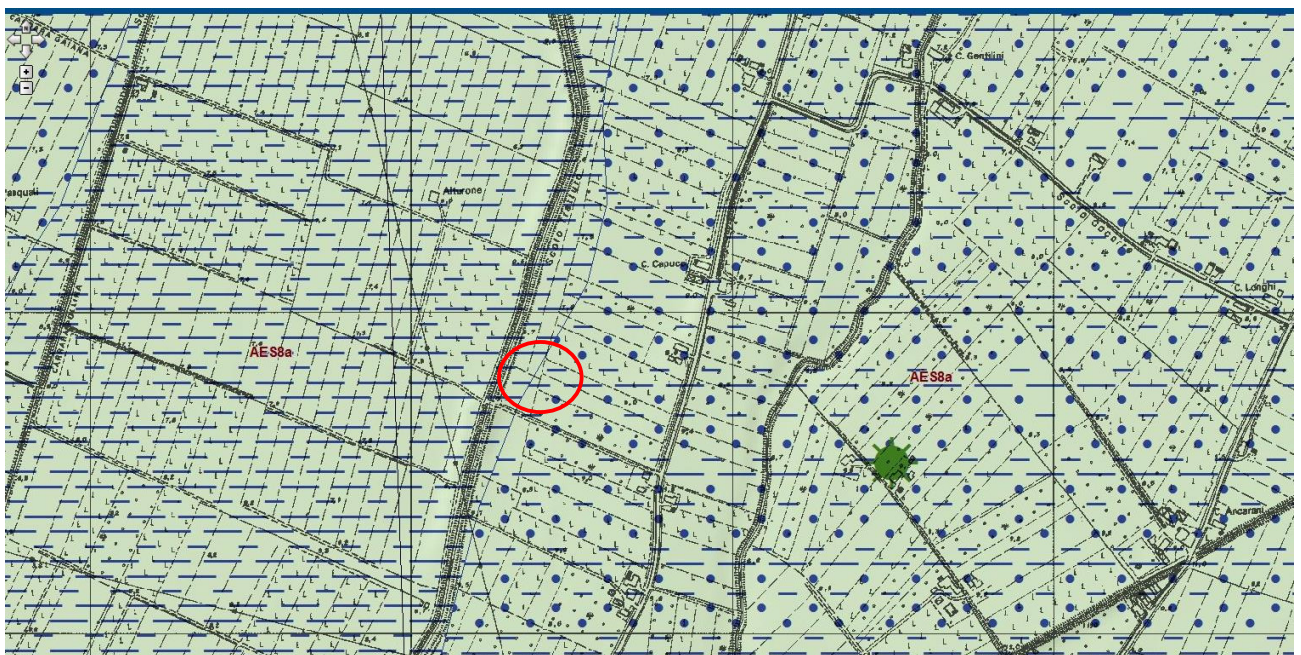
## 2. RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

### 2.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Il lotto di progetto si trova in una zona agricola del comune di Lugo, nella località di Bizzuno, presenta una morfologia pianeggiante e si trova ad una quota media di circa 7.5÷9.0 m.s.l.m. come si ricava dalla C.T.R. in scala 1:5000 della Regione Emilia-Romagna.

L'elemento idrografico principale del territorio è costituito dallo Scolo Tratturo che scorre, arginato, in adiacenza Ovest del canile e gattile, e alla distanza di 100 m Ovest dell'area di realizzazione dei nuovi Box per cani.

La geologia dell'area è caratterizzata da coperture quaternarie appartenenti all'Unità di Modena (AES8a): Sabbia Limosa Argillosa e Argilla Limosa - Piana alluvionale. In particolare, in nuovi Box cani saranno realizzati sul litotipo Sabbia Limosa Argillosa.



### Legenda

Province



Comuni



Griglia 10.000



Prove puntuali

• pozzo per acqua

Linee geomorf./antrop. (10K)

— ventaglio di esondazione

Ambienti deposiz. e litologie (10K)



— Sabbia Limosa Argillosa - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

— AES8a - Unità di Modena





	<b>AES8 - Subsistema di Ravenna</b>
	<b>AES8a - Unità di Modena</b>

### AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m.

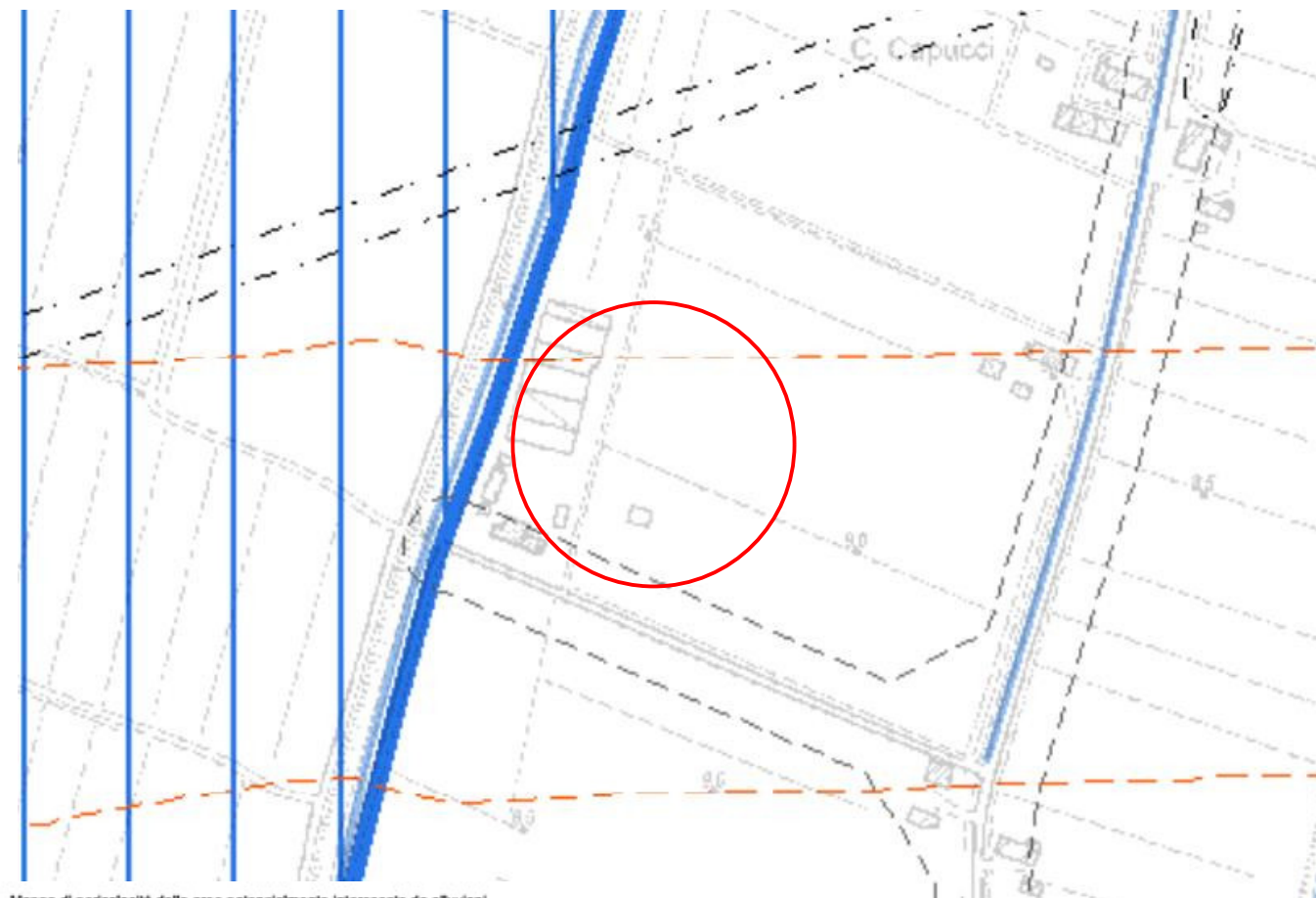
*Pleistocene sup. - Olocene*

### AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati (primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive), deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Nella costa e nel Mare Adriatico sabbie di cordone litorale e di fronte deltizia passanti ad argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C Lo spessore massimo dell'unità è generalmente di alcuni metri, talora plurimetrico.

*Olocene*

In base agli elaborati relativi alla tavola unica del territorio, APPROVATI con delibera di Consiglio Comunale n.18 del 21/03/2019 e sono entrati in vigore con la pubblicazione sul BURERT n.120 del 17/04/2019, il sito in esame non ricade in una zona soggetta a particolare vincoli di interesse geologico.



Mapa di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni

Corsi d'acqua naturali (Scheda dei vincoli VS07)

Alluvioni poco frequenti (P2)

Alluvioni frequenti (P3)

Reticolo secondario di pianura (Scheda dei vincoli VS08)

Alluvioni poco frequenti (P2)

Alluvioni frequenti (P3)

Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree che non necessitano di approfondimento (I livello) (Scheda dei vincoli VS12)

Aree soggette a particolare amplificazione del rischio sismico: aree per le quali è richiesta la verifica del loro possibile inserimento nelle zone che chiedono un'analisi approfondita (III livello) (Scheda dei vincoli VS12)

Approfondimento aree di terzo livello (studio MS) (Scheda dei vincoli VS13)

Indice di liquefazione

IL <= 2 basso

2 > IL <= 5 medio

5 > IL <= 15 alto (elevato)



## 2.2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche geomeccaniche del terreno interessato al progetto ed in considerazione del rilievo effettuato, sono state realizzate n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono sul sedime di progetto dei nuovi box per cani.

Mentre per la verifica della Vs30 e del periodo proprio di vibrazione del suolo è stata realizzata una misura HVSR.

### 2.2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per le prove penetrometriche si è utilizzato un penetrometro con spinta di 30 tonnellate, montato su sottocarro (peso complessivo 5500 kg), dotato di punta elettrica costruita secondo la tipologia "Gouda" che ha permesso l'acquisizione dei dati ogni 2 cm di avanzamento.

La punta presenta dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cmq 10 ed angolo di 60°;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cmq 150;
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta (Qc), alla resistenza all'attrito laterale (Fs) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi allegati.

Dall'indice di comportamento Ic, che è funzione di Qc e Fs/Qc, si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e utilizzando le metodologie suggerite dal tipo di indagine adottata (test penetrometrici) è stato possibile ricostruire le caratteristiche meccanico-fisiche di ciascuna porzione di terreno presa in considerazione, traducendo in termini meccanici i risultati penetrometrici seguendo criteri suggeriti dalla letteratura.

Unità A	<i>Da 0.0m a -0.5÷1.0 m dal piano campagna.</i> Terreno di alterazione superficiale, lavorazione agricola, di natura limoso-argillosa-sabbiosa
Unità B	<i>Da -0.5÷1.0 m a -2.1 m dal piano di campagna, massima profondità indagata</i> Limi argillosi e argille limose sovraconsolidati per essiccamento, consistenza plastica. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 1.6 MPa e 1.6 MPa.
Unità C	<i>Da -2.1 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata</i> Limi argillosi e argille limose a consistenza, tendenzialmente in aumento con la profondità, da molle-plastica a plastica, con intercalazioni di livelli sabbioso-limosi. I valori penetrometrici risultano mediamente compresi tra 0.7÷0.8 MPa e 1.9÷2.0 MPa, tendenzialmente in aumento con la profondità. <b>Attenzione: tra -2.1 m e 3.0 m dal piano di campagna, presenza di terreni con caratteristiche geotecniche scandenti. Valori penetrometrici attorno a 0.7÷0.8 MPa</b>

Il livello della falda freatica, misurato all'interno dei fori penetrometrici, alla data delle indagini geognostiche si attestava a circa -2.4 m dal piano di campagna, essendo influenzato dal vicino Scolo Tratturo.

In generale, dal confronto tra le prove eseguite e altre di repertorio realizzate nella zona, si osserva che le caratteristiche areali litostratigrafiche del substrato dell'area di interesse risultano nel complesso omogenee, presentando un assetto lentiforme per le intercalazioni di livelli di natura sabbiosa e limoso sabbiosa.



### 2.2.2 Misure dei microtremori

Per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della Vs30 si è utilizzato il TROMINO, uno strumento in grado di misurare i microtremori.

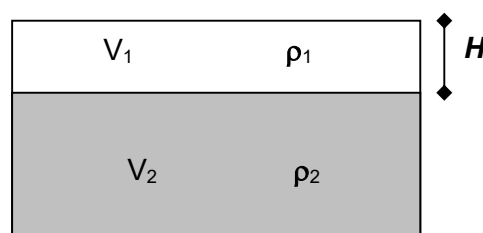
Il tremore sismico, comunemente definito "rumore sismico", esiste ovunque sulla superficie della terra. Esso è principalmente costituito da onde superficiali, ovvero da onde elastiche prodotte dall'interferenza costruttiva di onde P ed S che si propagano negli strati superficiali. Il rumore sismico è prodotto essenzialmente dal vento o dalle onde marine. A questo rumore di fondo, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ecc.) e naturali. I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossima a quella delle onde S, il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione della velocità di queste ultime.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo da rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoschi e Igaraschi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando lo schema della figura sottostante in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità ( $\rho_1$  e  $\rho_2$ ) e le diverse velocità delle onde sismiche ( $V_1$  e  $V_2$ ). Un'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizioni di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f_r = \frac{V_{s1}}{4 * H}$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi dello spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando la sopra riportata equazione.



L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) in contenuto di frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Un aspetto assai importante è che il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici più o meno come una luce bianca diffusa illumina gli oggetti eccitando le lunghezze d'onda tipiche di ciascun oggetto e dandogli il suo tipico colore.

Questo è molto importante a livello ingegneristico perché se un edificio ha frequenze proprie di vibrazione uguali a quelle del substrato su cui è fondato, durante un sisma, si assiste al fenomeno dell'accoppiamento delle vibrazioni. Questo effetto di amplificazione sismica produrrà un grande aumento della sollecitazione sugli edifici.

La calibrazione delle misure dei microtremori è stata eseguita in base alle indagini geognostiche eseguite sul sito d'esplorazione.

La prova eseguita impiegando la suddetta metodologia dei microtremori ha evidenziato, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), una Vs30 **attorno 202 m/s**.

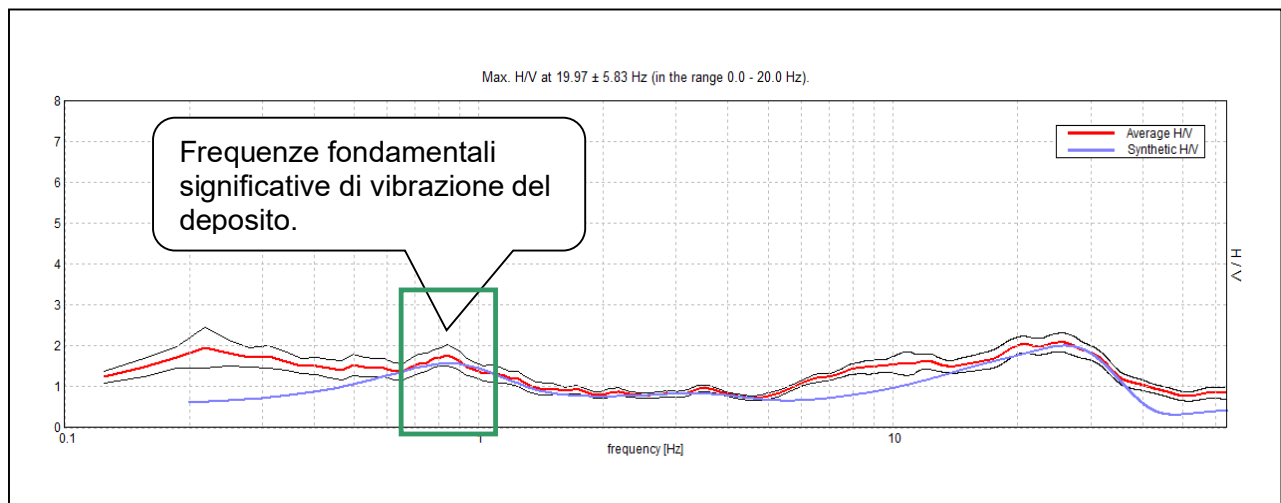
L'analisi delle frequenze fondamentali di amplificazione del sito evidenzia l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

Nel caso specifico è possibile individuare le seguenti frequenze tipiche per il deposito esaminato, significative per gli edifici

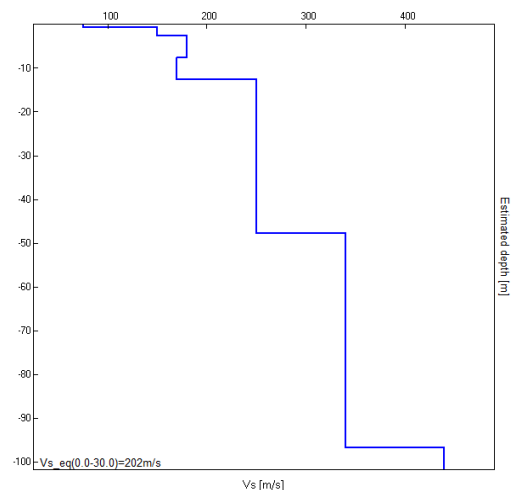
Frequenza (f=Hz)	Periodo (T=sec)
0.8÷0.9	1.25÷1.11

La progettazione e le verifiche del modello sismico delle opere in progetto potranno essere utilmente confrontate con la frequenza fondamentale del sito indagato.

#### *Misura dei microtremori realizzate sul sito di progetto*



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.68	0.68	75	0.42
2.68	2.00	150	0.42
7.68	5.00	180	0.40
12.68	5.00	170	0.40
47.68	35.00	250	0.40
96.68	49.00	340	0.40
inf.	inf.	440	0.40
Vs_eq(0.0-30.0)=208m/s			



### 3. AZIONE SISMICA

#### 3.1. EFFETTI DI UN SISMA DI PROGETTO SUI TERRENI INTERESSATI DALL'OPERA

##### 3.1.1 NTC2018 del 17-01-2018

In base alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M del 17-01-2018 l'area, considerando tempi di ritorno di 475 anni, presenta un'accelerazione al bedrock sismico di **ag=0.176g**.

Dalle misure di sismica passiva risulta che il sito di indagine è caratterizzato da **Vs30= 202 m/s**, quindi il sito ricade in **categoria C**, con relativo coefficiente di amplificazione stratigrafico pari a **Ss=1.44**

Inoltre, essendo la morfologia del terreno pianeggiante, il coefficiente di amplificazione topografica risulta **S<sub>T</sub>=1.0**.

Pertanto, l'accelerazione massima al suolo sarà pari a

$$a_{\max}g = ag \cdot S_s \cdot S_T = \mathbf{0.253g}$$

(Vedi tabelle in allegato).

##### 3.1.2 DGR 630/2019

il sito di interesse ricade nel settore di pianura 2, con accelerazione di riferimento pari ad **ag=0.176g**.

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** (0,1s≤T≤0,5s), **SA2** (0,4s≤T≤0,8s), **SA3** (0,7s≤T≤1,1s), **SA4** (0,5s≤T≤1,5s)

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** (0,1s≤T≤0,5s), **SI2** (0,5s≤T≤1,0s), **SI3** (0,5s≤T≤1,5s)

Considerando le suddette Vs30, considerando una velocità equivalente Vs30=202 m/s, si ottengono le seguenti amplificazione dello spettro elastico:

- F.A. P.G.A. = 1.7
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE 0.1s<T<0.5s = 2.0
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE 0.5s<T<1.0s = 3.0
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE 0.5s<T<1.5s = 3.3

Per quanto riguarda l'ag al suolo attribuita al sito in esame, facendo sempre riferimento alla già citata D.G.R., considerando un sisma di progetto di 475 anni, come previsto dalla D.G.R. in parola, si ha un valore pari ad **ag=0.176\*1.7=0.300g**, quindi superiore rispetto a quanto ottenuto seguendo le procedure della normativa nazionale considerando un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni.



- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.1s < T < 0.5s = 0.352g$
- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.5s < T < 1.0s = 0.528g$
- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.5s < T < 1.5s = 0.580g$

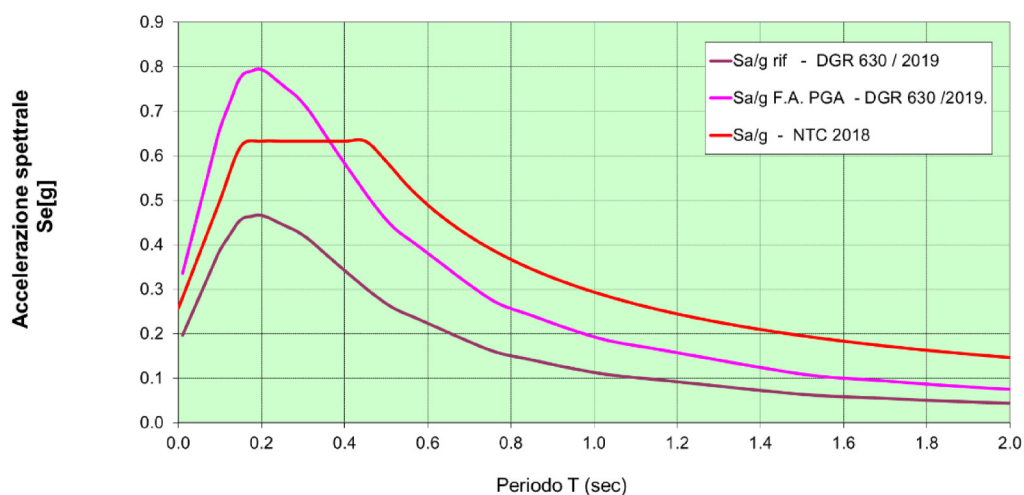
Inoltre, facendo riferimento ai valori della griglia forniti dalla Regione, è possibile definire il valore di  $H_{SM}$ , parametro che esprime lo scuotimento atteso al sito in valore assoluto.

$$H_{SM} = \frac{ASI_{UHS}}{\Delta T} \times FA$$

Intervallo periodo di riferimento	Valore FA	Valore pesato – interpolazione punti griglia $ASI_{UHS}/\Delta T$	Valori di $H_{SM}$ (cm/sec <sup>2</sup> )
$0.1s \leq T \leq 0.5s$	2.0	380	760

VALUTAZIONE PARAMETRI SISMICI DEL SITO				
Decreto Ministeriale NTC 2018		Regione Emilia-Romagna DGR 630 / 2019		
Latitudine	44.463100	44.463100	Latitude (gradi decimali ED50)	
Longitudine	11.921100	11.921100	Longitude (gradi decimali ED50)	
Accelerazione su suolo di riferimento rigido - SLV (ag/g)		0.176	0.176	Accelerazione massima orizzontale di picco al suolo per To (a <sub>ref</sub> )
Tipo di costruzione		2	PIANURA 2 Riferimento territoriale / Suolo di riferimento	
Classe d'uso		2	Pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di un importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100m dal piano campagna e dal tetto del substrato rigido a circa 150m dal piano campagna	
Vita Nominale (V <sub>N</sub> )		50 anni		
Coefficiente d'uso (C <sub>U</sub> )		1		
Vita di riferimento (V <sub>N</sub> x C <sub>U</sub> )		50 anni		
Tempi di ritorno (SLV)		475 anni	800	Velocità di taglio di riferimento del substrato marino (Vs) (m/s), oppure Velocità onde di taglio Bedrock like (Vs) (m/s)
Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m (Vs30)		202	202	Velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30m (Vs30) (m/s)
Categoria di sottosuolo		C	RANGE 150-400	
Coefficiente di amplificazione per tipo di suolo (Ss)		1.44	1.7	Fattore di Amplificazione del PGA. (Peak Ground Acceleration)
			2	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.1s < To < 0.5s)
			3	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.0s)
			3.3	Fattore di Amplificazione Intensità Spettrale (F.A. 0.5s < To < 1.5s)
Categoria topografica		T1		
Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S <sub>T</sub> )		1	1	Coefficiente di amplificazione per categoria topografica (S <sub>T</sub> )
Accelerazione massima orizzontale al suolo (a <sub>max</sub> /g)= a <sub>g</sub> /g)*S <sub>T</sub>		0.253	0.300	Accelerazione massima orizzontale al suolo (a <sub>g</sub> /g = a <sub>ref</sub> * F.A. PGA. * S <sub>T</sub> )

Spettro di risposta elastico per SLV - ( $T_R = 475$  anni - smorzamento 5%)



### 3.2. Verifica del rischio di liquefazione

Una sollecitazione sismica provoca una messa in accelerazione delle particelle del suolo che possono determinare liquefazione e/o modificazioni topografiche dell'area.

Inoltre, sono possibili assestamenti per riduzione di porosità. Ciò avviene in misura maggiore per quei terreni incoerenti poiché i granuli sottoposti a vibrazione perdono resistenza di attrito e quindi vengono favoriti fenomeni di scorrimento con assestamenti e rifluimenti, con possibili processi di liquefazione in caso di terreni saturi di acqua.

La coesione conserva invece la sua efficacia, indipendentemente dalla vibrazione; quindi i terreni coerenti presentano, in concreto, inalterata la resistenza alle azioni taglianti rapide e con essi sono più rari cedimenti delle opere per assestamenti e rifluimenti generati da azioni dinamiche come quelle sismiche.

Al fine di verificare il rischio di liquefazione sono state eseguite verifiche con il metodo AGI (2005), Boulanger & Idriss (2014) e Robertson e Cabal, (2009) per la valutazione della suscettività, e con il metodo di Facciorusso & Vannucchi (2009) per la valutazione della pericolosità.

Le analisi nel suo insieme hanno evidenziato indice del potenziale di liquefazione (IL) compreso tra 0.1 e 1.0.

La successiva analisi della pericolosità, eseguita con il metodo di Facciorusso & Vannucchi ha evidenziato una pericolosità attorno a 2%, con giudizio di pericolosità: **“non liquefazione quasi certa”**. Pertanto, non si evidenziano rischi per i fenomeni cosismici di liquefazione per il sito indagato in caso di sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni.

Inoltre, con un sisma di progetto allo SLV i cedimenti post sisma, risulteranno dell'ordine massimo di circa 5÷7 cm, per i terreni granulari, e di circa 1 cm, per i terreni fini. Considerando che non saranno immediati, ma si manifesteranno lentamente nel tempo, e che saranno sostanzialmente diffusi su un'ampia area, quindi con assestamenti differenziali trascurabili per il sito in esame, risulteranno compatibili per la struttura in progetto sia in riferimento agli SLV sia a quelli allo SLD, come osservabile anche da quanto proposto da Sowers (1962).

*Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)*

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo $\rho_{\max}$ (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30

## 4. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

### 4.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Riferendosi ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici.

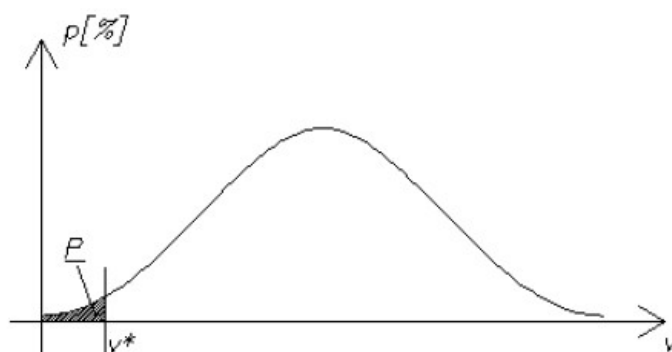
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

Da ciò discende:

- *Stima cautelativa*: si tratta di una stima che deve essere a favore della sicurezza. Cioè si deve tenere conto dell'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi e all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio;
- *Valore che influenza l'insorgere dello stato limite*: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura al collasso verticale della fondazione. Si osserva che se invece della rottura al collasso verticale, esaminiamo la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

L'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica, anche se questa non è resa obbligatoria, cioè non deve necessariamente essere adottata dai singoli stati membri.

Nel caso specifico utilizzando il metodo statistico, il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo è definito come quel valore al quale è associata una determinata probabilità di non superamento.



*Densità di probabilità p*

Osservando il sopra riportato grafico, si rileva che P è la probabilità di non superamento della variabile v connessa al valore  $v^*$  (valore caratteristico cercato se  $P=5\%$ ).  $v^*$  viene quindi calcolato imponendo che l'area P sia uguale a 5%.

In particolare, in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato, si possono presentare le seguenti situazioni:

- 4.3 Elevati volumi di terreno;
- 4.3 Piccoli volumi di terreno;
- 4.3 Campioni di scarsa numerosità.

#### 1. Elevati volumi di terreno

Quando la zona d'influenza coinvolge elevati volumi di terreno bisogna selezionare un 5° percentile della distribuzione media.

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left( \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Dove:

$x_k$  = valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$  = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

$t$  = valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u=95% (ossia  $1-\alpha=0.95$  o alternativamente,  $\alpha=0.05$ )

$s$  = deviazione standard del campione

$n$  = numero di dati

## 2. Piccoli volumi di terreno

Nel caso che la rottura sia locale, ossia interessi volumi relativamente piccoli del terreno, la formula da applicare è la seguente.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \bullet s \approx \bar{x} \pm 1.645 \bullet s$$

Dove:

$x_k$  = valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$  = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

$z$  = distribuzione normale standardizzata

$s$  = deviazione standard del campione

## 3. Campioni di scarsa numerosità

Per campioni di scarsa numerosità è possibile utilizzare anche la più generica equazione di Schneider, che offre la seguente formula semplificata:

$$x_k = \bar{x} * 1 - \frac{COV}{2}$$

Dove:

$x_k$  = valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$  = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

$COV$  = covarianza

Diversi autori propongono valori di covarianza per i vari parametri geotecnici

Shneider (1997)

Angolo di attrito = 10%

Coesione = 40%

Modulo di comprimibilità = 40%

Phoon et al. 1995

Peso di volume naturale = 7%

Valore di  $q_c$  (MPa) per sabbie = 38%

Valore di  $q_c$  (MPa) per argille limose = 27%

Valore di  $q_T$  (MPa) per argille = 8%

Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

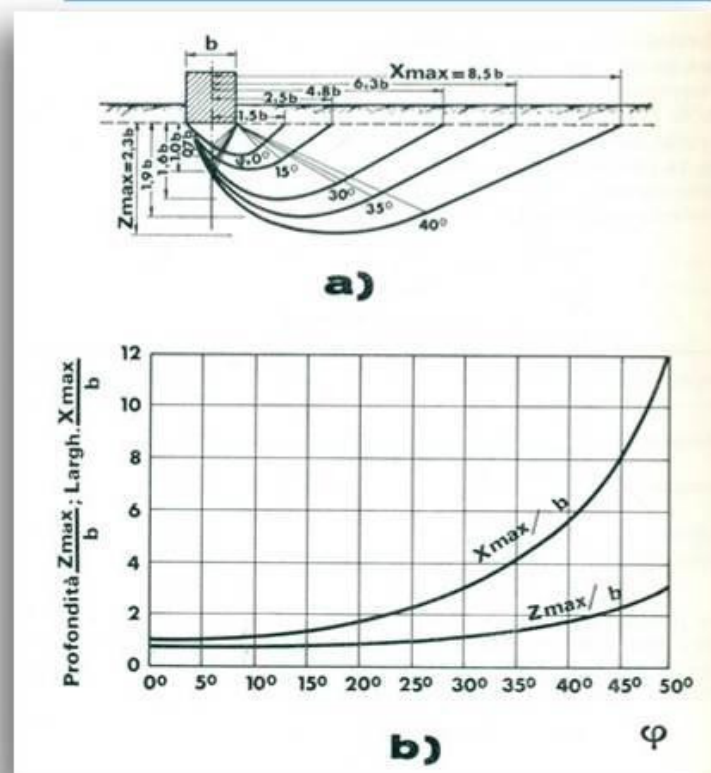
#### 4.1.1 Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto

Nel caso in esame, considerando le sopra riportate relazioni, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche.

Considerando fondazioni superficiali, meccanismo di rottura di tipo generale e il volume interessato dall'involuppo di rottura, dovranno utilizzarsi i seguenti valori per valutare le resistenze di progetto

Si evidenzia che in considerazione del tipo di prova, penetrometrie, per i terreni a grana fine risultano più attendibili i parametri geotecnici in condizioni non drenate.

##### *Metodo utilizzato per la valutazione del volume interessato dalla rottura*



- a) Superfici di rottura per valori diversi dell'angolo di attrito;
- b) Corrispondenti variazioni dell'approfondimento ( $z_{max}$ ) e dell'estensione ( $x_{max}$ ) della superficie di scorrimento.



## PER FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA

### MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI NON DRENATE B = 17.4m

<b>Indice di Rigidezza Ir:</b> $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	<b>Media</b>	
		461.21	368.97	<b>468.02</b>	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	350	178	355	daN/cm <sup>2</sup>
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.76	0.48	0.76	daN/cm <sup>2</sup>
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.932	0.932	0.932	daN/cm <sup>2</sup>
φ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0	
<b>Indice di Rigidezza Ir critica:</b> $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	<b>Media</b>	
		10.48	10.48	<b>10.48</b>	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.572			
<b>Meccanismo di Rottura</b>		<b>Rottura Generale</b>	<b>Rottura Generale</b>	<b>Rottura Generale</b>	

### MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate B = 17.4m

<b>Indice di Rigidezza Ir:</b> $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	<b>Media</b>	
		461.21	368.97	<b>468.02</b>	
in cui:					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	350	178	355	daN/cm <sup>2</sup>
C' = Coesione Drenata	=	0.76	0.48	0.76	daN/cm <sup>2</sup>
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.932	0.932	0.932	daN/cm <sup>2</sup>
φ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0	
<b>Indice di Rigidezza Ir critica:</b> $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
		Elevati Volumi	Piccoli Volumi	<b>Media</b>	
		10.48	10.48	<b>10.48</b>	
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.572			
<b>Meccanismo di Rottura</b>		<b>Rottura Generale</b>	<b>Rottura Generale</b>	<b>Rottura Generale</b>	

		Condizioni drenate / non drenate			
Parametro per verifica scorrimento fondazione superficiale profondità di posa D = 0.5 ~ 0.5 m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	φ	20.6 °	19.5 °	20.8 °	0.8 °
COESIONE DRENATA	C'	0.498 daN/cm <sup>2</sup>	0.491 daN/cm <sup>2</sup>	0.499 daN/cm <sup>2</sup>	0.005 daN/cm <sup>2</sup>
COESIONE NON DRENATA	Cu	0.66 daN/cm <sup>2</sup>	0.56 daN/cm <sup>2</sup>	0.66 daN/cm <sup>2</sup>	0.06 daN/cm <sup>2</sup>

Condizioni non drenate					
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 17.4$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	$\phi$	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA	$C'$	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	$C_u$	0.76 daN/cm <sup>2</sup>	0.48 daN/cm <sup>2</sup>	0.76 daN/cm <sup>2</sup>	0.17 daN/cm <sup>2</sup>
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	$\phi_{cv}$	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	$P$			0.37	0.06
MODULO DI TAGLIO INIZIALE $G_o$	$G_o$	350 daN/cm <sup>2</sup>	178 daN/cm <sup>2</sup>	355 daN/cm <sup>2</sup>	108 daN/cm <sup>2</sup>
MODULO ELASTICO	$E$	206 daN/cm <sup>2</sup>	93 daN/cm <sup>2</sup>	210 daN/cm <sup>2</sup>	71 daN/cm <sup>2</sup>
$K_i$ DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	$K_i$			2.57 daN/cm <sup>3</sup>	0.69 daN/cm <sup>3</sup>
$K_w$ DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 17.4$ m Vesic	$K_w$			0.14 daN/cm <sup>3</sup>	
DENSITA' DEL TERRENO	$\gamma$	1768 daN/m <sup>3</sup>	1658 daN/m <sup>3</sup>	1771 daN/m <sup>3</sup>	69 daN/m <sup>3</sup>
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	$\gamma_s$	1368 daN/m <sup>3</sup>	1258 daN/m <sup>3</sup>	1371 daN/m <sup>3</sup>	69 daN/m <sup>3</sup>
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			4.06	3.97

Condizioni drenate					
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 17.4$ m e profondità di posa $D = 0.5 \sim 0.5$ m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	$\phi$	25.2 °	15.2 °	25.8 °	6.5 °
COESIONE DRENATA	$C'$	0.159 daN/cm <sup>2</sup>	0 daN/cm <sup>2</sup>	0.169 daN/cm <sup>2</sup>	0.201 daN/cm <sup>2</sup>
COESIONE NON DRENATA	$C_u$	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	$\phi_{cv}$	29.6 °	24.1 °	30.3 °	3.7 °
COEFFICIENTE DI POISSON	$P$			0.37	0.06
MODULO DI TAGLIO INIZIALE $G_o$	$G_o$	364 daN/cm <sup>2</sup>	157 daN/cm <sup>2</sup>	371 daN/cm <sup>2</sup>	130 daN/cm <sup>2</sup>
MODULO ELASTICO	$E$	215 daN/cm <sup>2</sup>	82 daN/cm <sup>2</sup>	219 daN/cm <sup>2</sup>	84 daN/cm <sup>2</sup>
$K_i$ DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	$K_i$			2.61 daN/cm <sup>3</sup>	0.74 daN/cm <sup>3</sup>
$K_w$ DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 17.4$ m Vesic	$K_w$			0.15 daN/cm <sup>3</sup>	
DENSITA' DEL TERRENO	$\gamma$	1771 daN/m <sup>3</sup>	1636 daN/m <sup>3</sup>	1775 daN/m <sup>3</sup>	85 daN/m <sup>3</sup>
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	$\gamma_s$	1371 daN/m <sup>3</sup>	1236 daN/m <sup>3</sup>	1375 daN/m <sup>3</sup>	85 daN/m <sup>3</sup>
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			3.99	3.91

## MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Si ricorda che il modulo di reazione non dipende unicamente dalle caratteristiche del terreno di fondazione, ma anche dalle dimensioni della struttura e dall'entità e posizione dei carichi applicati. Esso è un parametro di interazione struttura-terreno che deve essere valutato specificatamente dal progettista anche sulla base delle peculiarità della struttura in progetto.

Nel caso specifico il valore riportato nelle sopra riportate tabelle è stato valutato utilizzando la formula di Vesic (1961).

$$k = E/B^*(1-\mu^2)$$

dove

k = modulo di reazione di Winkler

E = modulo elastico

B = larghezza della fondazione

$\mu$  = coefficiente di Poisson

Ad ogni modo valori indicativi del modulo di reazione possono essere, ad esempio, ricavati dalla seguente tabella proposta da vari autori

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

**Valori indicativi della costante di Winkler K in Kg/cm<sup>3</sup>**

Il progettista potrà valutare il valore più opportuno anche in base alle caratteristiche dell'opera di fondazione in progetto, oltre a quelle relative al terreno del substrato, essendo il valore specificatamente influenzato dalla interazione struttura-terreno.

### **4.1.2 Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato**

Si stimano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità litostratigrafiche considerando che, in funzione delle prove geognostiche eseguite (test penetrometrici), i parametri geotecnici in condizioni non drenate per i terreni di natura argillosa risultano, nel caso specifico, più attendibili rispetto a quelle drenate, a lungo termine.

Attenzione, i parametri geotecnici dell'unità geotecnica A devono essere presi con cautela in quanto terreni di alterazione superficiale.

Per la valutazione dei cedimenti, nel caso specifico, si è fatto opportunamente riferimento ai valori del modulo edometrico (M) ricavato ogni 2 cm di avanzamento e graficati nel modulo di calcolo allegato.

ANGOLO DI ATTRITO Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME CONSTANTE	DENSITA' RELATIVA Tatsuoka 1990	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA programma Robertson 2013	COEFFICIENTE DI POISSON Manuale di uso C.D.G.	MODULO DI TAGLIO INIZIALE Robertson 2013	MODULO ELASTICO autori vari	MODULO EDOMETRICO Benassi	Ki di Winkler per piastra di 30cm	Kh di Winkler per pali di diametro 30cm	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO Marchi / SGT 2014
---	---	------------------------------------	------------------	--	---	---	--------------------------------	---------------------------	--------------------------------------	--	----------------------	----------------------------	---

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

$\phi$	$\phi_{cv}$	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	$\gamma$ valori medie	$\gamma_s$ valori medie	OCR valori medie
19.9			0.10	0.07	0.19	111	26	9	0.41	0.41	1849	1249	33.93
19.7			0.49	0.52	0.22	264	139	46	1.94	1.94	1795	1395	18.03
18.9			0.48	0.56	0.23	340	160	53	2.27	2.27	1862	1462	12.15
20.3			0.15	0.32	0.34	147	79	26	1.32	1.32	1691	1291	4.06
19.8			0.17	0.41	0.39	185	111	30	1.26	1.61	1747	1347	4.31
20.3			0.00	0.32	0.40	219	118	39	1.43	1.56	1735	1335	2.71
20.5			0.00	0.49	0.38	229	149	28	1.08	1.52	1791	1391	3.44
21.8			0.00	0.45	0.40	241	142	47	1.93	1.98	1737	1337	2.21
20.9			0.00	0.34	0.38	189	78	19	1.16	1.45	1754	1354	2.34
20.0			0.00	0.53	0.40	330	179	60	2.42	2.42	1829	1429	2.07
18.4			0.00	0.58	0.39	337	185	31	2.26	2.52	1868	1468	2.45

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		ZONA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A		
A	0.00	0.50	0.00	0.50	ROBERTSON	ROBERTSON 1990
B	0.50	1.00	0.50	1.00		
C	1.00	2.10	1.00	2.10		
D	2.10	3.00	2.10	3.00		
E	3.00	5.50	3.00	5.30		
F	5.50	8.00	5.30	8.20		
G	8.00	9.00	8.20	9.00		
H	9.00	11.40	9.00	11.40		
I	11.40	13.00	11.40	13.50		
J	13.00	15.00	13.50	17.00		
K			17.00	20.00		

VALORI CARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		Ic	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A			
A	0.00	0.50	0.00	0.50	3.14	3	argilla-argilla limosa
B	0.50	1.00	0.50	1.00	2.97	3	argilla-argilla limosa
C	1.00	2.10	1.00	2.10	2.93	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.10	3.00	2.10	3.00	2.97	3	argilla-argilla limosa
E	3.00	5.50	3.00	5.30	2.85	4	limo argilloso-argilla limosa
F	5.50	8.00	5.30	8.20	2.98	3	argilla-argilla limosa
G	8.00	9.00	8.20	9.00	2.75	4	limo argilloso-argilla limosa
H	9.00	11.40	9.00	11.40	3.00	3	argilla-argilla limosa
I	11.40	13.00	11.40	13.50	2.88	4	limo argilloso-argilla limosa
J	13.00	15.00	13.50	17.00	3.10	3	argilla-argilla limosa
K			17.00	20.00	2.89	4	limo argilloso-argilla limosa

$\phi$	$\phi_{cv}$	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	$\gamma$ valori medie	$\gamma^s$ valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>		daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>	kg/cm <sup>c</sup>	kg/cm <sup>c</sup>	kg/m <sup>c</sup>	kg/m <sup>c</sup>	
21.7			0.29	0.32	0.19	189	87	29	1.20	1.20	1649	1249	33.93
20.7			0.50	0.62	0.22	313	166	55	2.24	2.24	1795	1395	18.03
20.0			0.50	0.82	0.23	402	226	75	2.85	2.85	1862	1462	12.15
22.6			0.29	0.49	0.34	218	121	40	1.78	1.78	1691	1291	4.06
24.5			0.35	0.73	0.39	285	182	62	2.26	2.36	1747	1347	4.31
23.6			0.10	0.59	0.40	282	165	55	2.16	2.19	1735	1335	2.71
26.3			0.25	0.94	0.38	374	227	87	2.47	2.65	1791	1391	3.44
24.1			0.01	0.67	0.40	309	187	62	2.46	2.47	1737	1337	2.21
26.5			0.04	0.85	0.38	363	215	80	2.49	2.62	1754	1354	2.34
21.9			0.00	0.77	0.40	452	247	82	3.01	3.01	1829	1429	2.07
23.8			0.05	1.15	0.39	569	339	126	3.53	3.61	1868	1468	2.45

VALORI MEDI

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		Ic	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A			
A	0.00	0.50	0.00	0.50	3.14	3	argilla-argilla limosa
B	0.50	1.00	0.50	1.00	2.97	3	argilla-argilla limosa
C	1.00	2.10	1.00	2.10	2.93	4	limo argilloso-argilla limosa
D	2.10	3.00	2.10	3.00	2.97	3	argilla-argilla limosa
E	3.00	5.50	3.00	5.30	2.85	4	limo argilloso-argilla limosa
F	5.50	8.00	5.30	8.20	2.98	3	argilla-argilla limosa
G	8.00	9.00	8.20	9.00	2.75	4	limo argilloso-argilla limosa
H	9.00	11.40	9.00	11.40	3.00	3	argilla-argilla limosa
I	11.40	13.00	11.40	13.50	2.88	4	limo argilloso-argilla limosa
J	13.00	15.00	13.50	17.00	3.10	3	argilla-argilla limosa
K			17.00	20.00	2.89	4	limo argilloso-argilla limosa

$\phi$	$\phi_{cv}$	Dr	C'	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	$\gamma$ valori medie	$\gamma^s$ valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>		daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>	daN/cm <sup>q</sup>	kg/cm <sup>c</sup>	kg/cm <sup>c</sup>	kg/m <sup>c</sup>	kg/m <sup>c</sup>	
22.1			0.33	0.37	0.19	216	100	33	1.37	1.37	1649	1249	33.93
20.9			0.50	0.64	0.22	323	172	57	2.30	2.30	1795	1395	18.03
20.1			0.50	0.85	0.23	410	234	78	2.92	2.92	1862	1462	12.15
22.9			0.31	0.51	0.34	228	127	42	1.85	1.85	1691	1291	4.06
24.9			0.37	0.75	0.39	293	188	65	2.34	2.42	1747	1347	4.31
23.8			0.11	0.61	0.40	287	168	57	2.22	2.24	1735	1335	2.71
27.2			0.29	1.02	0.38	396	239	96	2.68	2.82	1791	1391	3.44
24.3			0.02	0.68	0.40	315	190	64	2.51	2.51	1737	1337	2.21
27.1			0.07	0.91	0.38	381	229	86	2.63	2.74	1754	1354	2.34
22.1			0.00	0.79	0.40	462	253	84	3.06	3.06	1829	1429	2.07
24.4			0.08	1.23	0.39	598	358	138	3.68	3.74	1868	1468	2.45



#### 4.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO

Nel caso specifico si considerano gli approcci delle NTC 2018, nei termini agli SLU. Considerando i seguenti simboli, riportati nelle NTC 2018.

A = azioni  
M = parametri geotecnici  
R = resistenze  
G1 = azioni strutturali  
G2 = azioni non strutturali permanenti  
Q = Azioni variabili

*Approccio 2*, A1+M1+R3, nel caso specifico si applicano i coefficienti riduttivi solo sulle resistenze R3 e amplificazione sulle azioni statiche A1.

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2018:  $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2018

Peso unità di volume  $\gamma_k = 1$   
Coesione non drenata  $c_{uk} = \gamma_{cu} = 1$   
Coesione drenata  $c'_k = \gamma_{cu} = 1$   
Tangente angolo di attrito interno  $\tan(\phi'_k) = \gamma_\phi = 1$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R3) delle NTC 2018

capacità portante:  $\gamma_R = 2.3$   
scorrimento:  $\gamma_R = 1.1$

In riferimento alle verifiche sismiche, la progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;

le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera; le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente  $\gamma_R$  di Tabella 7.11.II.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

Il progettista dovrà verificare la congruenza delle presenti valutazioni sulla base della peculiarità dell'opera in progetto, ed eventualmente verificare in modo più opportuno le resistenze del terreno agli SLU, agli SLV e agli SLE, come previsto dalle NTC2018.

#### 4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa

La determinazione della pressione ultima del terreno permette di individuare l'instaurarsi o meno di fenomeni con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite determinata nel terreno di fondazione dalle azioni trasmesse al terreno al piano di posa della fondazione.

La valutazione della capacità portante di fondazione superficiale è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico. I calcoli sono stati effettuati adottando sia la condizione drenata di lungo periodo, sia la condizione non drenata.

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen:

per condizioni drenate:  $q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$

e per condizioni non drenate:  $q_{ult} = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q'$

con:  $N_{\gamma}, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante,  $s_{\gamma}, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione,  $i_{\gamma}, i_c, i_q$  = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico,  $b_{\gamma}, b_c, b_q$  = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione,  $g_{\gamma}, g_c, g_q$  = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna,  $d_c, d_q$  = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica della resistenza allo scorrimento si applica la seguente relazione generale:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_k/\gamma_c * B * L + Nd * \tan(\phi_k')/\gamma_{\phi}]$$

Che nel caso di valutazione delle resistenze in condizioni non drenate diventa:

$$Ed = H \leq Rd = \frac{1}{\gamma_R} * [c_{uk}/\gamma_{cu} * B * L]$$

Dove

$Ed$  =  $H$  = azione orizzontale sulla fondazione

$Rd$  = resistenza allo scorrimento

$B$  = larghezza fondazione

$L$  = lunghezza fondazione

$Nd$  = azione verticale sulla fondazione

Mentre gli altri simboli hanno il significato già sopra riportato.

A favore della sicurezza, per tenere conto dell'attrito fondazione-terreno, si applicherà un coefficiente riduttivo ai parametri geotecnici caratteristici pari a 0.66.

Considerando che le azioni orizzontali si riferiscono alle azioni sismiche, agendo queste ultime per breve tempo ed essendo il terreno resistente di natura argillosa, nella valutazione delle resistenze allo scorrimento si farà riferimento alle condizioni non drenate, tra l'altro più cautelative di quelle drenate.

Per le verifiche in parola viene adottato l'Approccio 2, combinazione 1: (A1+M1+R3).

In generale, per i terreni coesivi (in particolare sotto falda) in condizioni sismiche è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici non drenati di breve termine.

Per le condizioni statiche di lungo termine in generale per i terreni incoerenti è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici drenati.

Per i terreni coesivi in condizioni statiche di lungo termine è necessario adottare i parametri più cautelativi tra quelli drenati e non drenati in base alla singola verifica da effettuare.

Per i terreni coesivi, in condizioni sismiche, ovvero con azioni di breve durata, si dovrà fare riferimento specifico ai parametri geotecnici e alle resistenze in condizioni non drenate di breve termine. Mentre per i terreni granulari si considerano le sole condizioni a lungo termine.

Considerato l'approccio e la combinazione di calcolo adottata, per l'analisi geotecnica, i parametri geotecnici saranno fattorizzati ponendo pari all'unità i coefficienti parziali, e la resistenza di progetto è calcolata con il valore del coefficiente parziale pari a  $\gamma_R=2,3$ . Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

Nel caso specifico, nei calcoli a seguire, è stato applicato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (Al-Karni & Budhu, 1993), considerando, come previsto dalla normativa, il valore pari a  $\gamma_R=1,8$ .

#### **4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli del carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Nei calcoli a seguire si farà riferimento ad una fondazione a platea, relativa all'intera struttura dei box cani, con dimensioni equivalenti di circa 17.4x30.4 m, con incastro terreno-fondazione di almeno 0.5 m.

A favore della sicurezza si utilizzeranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

##### per verifica carico limite, rottura generale

- condizioni non drenate
  - coesione non drenata:  $c_u=70$  kPa
- condizioni drenate
  - angolo di attrito interno:  $\phi' = 25^\circ$
  - coesione drenata:  $c'=15$  kPa

##### per verifica slittamento:

- condizioni non drenate
  - coesione non drenata:  $c_u=50$  kPa
- condizioni drenate
  - angolo di attrito interno:  $\phi' = 19^\circ$
  - coesione drenata:  $c'=40$  kPa

#### 4.2.3 Collasso per carico limite dell'insieme "fondazione-terreno" – approccio 2

##### CONDIZIONI NON DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE			Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_k$		0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$		0.00
Resistenza non drenata (kPa)	$c_{uk}$		70.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	$\gamma_1$		20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	$\gamma_2$		10.00
PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA			Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_k$		0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$		0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	$MVP\%$		0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	$c_{ak}$		50.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	$MC\%$		0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	$\gamma_1$		10.00
<b>FONDAZIONE DI 17.4 X 30.4 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M</b>			
<b>Verifiche in condizioni non drenate</b>			
<b>Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico</b>			
Carico Limite	$N_{lim} =$		294 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$		<b>163 [kPa] x B * L</b>
<b>Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico</b>			
Carico Limite	$T_{lim} =$		33 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$		<b>30 [kPa] x B * L</b>
<b>Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico</b>			
Carico Limite	$N_{lim} =$		408 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$		<b>177 [kPa] x B * L</b>



## CONDIZIONI DRENATE

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE			Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_k$		25.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$		0.47
Coesione efficace (kPa)	$c_k$		15.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	$\gamma_1$		20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	$\gamma_2$		10.00
PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA			Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_k$		19.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$		0.34
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	$MIM\%$		0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	$c_k$		40.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	$MC\%$		0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	$\gamma_1$		10.00
<b>FONDAZIONE DI 17.4 X 30.4 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M</b>			
<b>Verifiche in condizioni drenate</b>			
<b>Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico</b>			
Carico Limite	$N_{lim} =$		402 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		1.8
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$		<b>223 [kPa] x B * L</b>
<b>Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico</b>			
Carico Limite	$T_{lim} =$		36 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$		<b>32 [kPa] x B * L</b>
<b>Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico</b>			
Carico Limite	$N_{lim} =$		897 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$		2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$		<b>390 [kPa] x B * L</b>

### 4.3. Valutazione dello Stato Limite Ultimo di Esercizio (SLE) – Deformazioni irreversibili

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto del box canile, è stata ipotizzata una fondazione a platea con dimensione equivalente di 17.4x30.4 m, con un piano di posa a circa -0.5 m dall'attuale piano di campagna.

La valutazione dei carichi per lo Stato Limite di Esercizio è stata condotta in modo iterativo sulla base degli ipotizzati cedimenti ammissibili dalla struttura, facendo riferimento a quanto proposto da BJERRUM (1963) e da WILUN & STARZEWSKI (1975), ponendosi in ogni caso a favore della sicurezza.

Per la distribuzione dei carichi in profondità si è fatto uso del metodo di Steinbrenner con soluzione di Ohde.

Mentre i relativi assestamenti del terreno sono stati verificati applicando la teoria dei cedimenti a tempo infinito e all'80% del costipamento dei pori.

Per la  $\Sigma s = \Sigma(\Delta h \cdot m_v \cdot \Delta p)$

con

$s$  = entità del cedimento (cm)

$\Delta h$  = spessore del terreno sottoposto al calcolo (cm)

$\Delta p$  = carico agente sullo spessore considerato (Kg/cmq)

$M_v$  = coefficiente di compressibilità volumetrica (cmq/Kg)

si ottengono i risultati riportati nelle tabelle allegate.

Pertanto, le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE - risultano:

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> <b>Tipologia fondazioni: platea equivalente di 17.4x30.4 m</b>	$N_k \leq$	<b>Cd = 35 [kPa] x B*L</b>	<b>Ced. ed. CPTU 1 = 4.87 cm CPTU 2 = 5.46 cm</b>
---	------------	--------------------------------	---

limite delle azioni caratteristiche ( $N_k$ ) che risulta opportuno non superare al fine di non avere assestamenti non tollerabili dalla struttura.

Si valuta anche la resistenza locale allo stato limite ultimo di esercizio stimando il cedimento ammissibile di un elemento indipendente della fondazione a platea, con dimensioni di 2x2 m. Nel caso specifico risulta  $Cd_{locale} = 110$  kPa.

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)					Locale			
Comune	Lugo	Distanza fondazione tra (m)		angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro	
Localita'	Bizzuno							
Committente	TE.AM s.r.l			angolo	1.00	1.00	1.41	
Fondazione rettangolare	2 X 2 m			spigolo corto	1.00	1.41	1.00	
Piano di posa	0.5 -- 0.5 m			spigolo lungo	1.00	1.41	1.00	
Carico applicato	1.10 daN/cm2			centro	1.41	1.00	1.00	

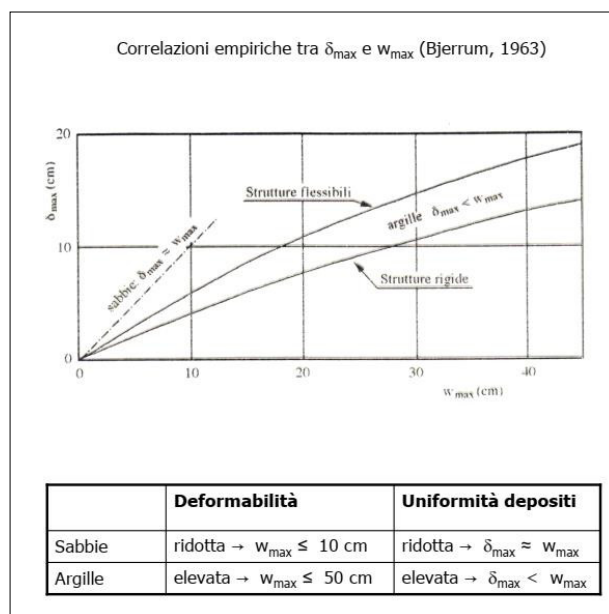
#### CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIO

PROVA 1		Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare								
priva rigidezza	angolo	1.56		angolo	0.67	0.67	0.67	1.76
priva rigidezza	spigolo corto	2.23		spigolo corto	0.67	0.00	0.00	1.09
priva rigidezza	spigolo lungo	2.23		spigolo lungo	0.67	0.00	0.00	1.09
priva rigidezza	centro	3.32		centro	1.76	1.09	1.09	
<b>rigida</b>	<b>0.00</b>	<b>3.07</b>						

PROVA 2		Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi		Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro
Pianta rettangolare								
priva rigidezza	angolo	1.66		angolo	0.70	0.70	0.70	1.85
priva rigidezza	spigolo corto	2.36		spigolo corto	0.70	0.00	0.00	1.15
priva rigidezza	spigolo lungo	2.36		spigolo lungo	0.70	0.00	0.00	1.15
priva rigidezza	centro	3.51		centro	1.85	1.15	1.15	
<b>rigida</b>	<b>0.00</b>	<b>3.25</b>						

Tabelle di riferimento per i cedimenti ammissibili.

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ( $\alpha_{amm}$ )
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 ÷ 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100 + 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 ÷ 150	1/100 + 1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 ÷ 100	1/200 + 1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti	60 ÷ 80	1/300 + 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 ÷ 60	1/500 + 1/700



## 5. CONCLUSIONI

La morfologia dell'area d'interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota.

Uno sguardo complessivo ai risultati delle prove effettuate evidenzia:

- da 0 m a -0.5÷1.0 m dal piano di campagna, terreni di alterazione superficiale;
- da -0.5÷1.0 m a -2.1 m dal piano di campagna, limi argillosi e argille limose, sovraconsolidati per essiccamento, a consistenza plastica.
- da -2.1 m a -20 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, prevalenti limi argillosi e argille limose a consistenza da molle-plastica a plastica. **Attenzione: da -2.1 m a -3.0 m terreni con caratteristiche geotecniche scadenti;**

Il livello della falda freatica, misurato all'interno dei fori penetrometrici, alla data delle indagini geognostiche si attestava a circa -2.4 m dal piano di campagna.

In considerazione del livello della falda idrica dal piano di campagna e della sua potenziale risalita, dovranno essere predisposti gli opportuni accorgimenti atti ad impedire la risalita capillare lungo le pareti delle eventuali strutture in progetto.

In funzione della tipologia di progetto in esame e dei prevedibili carichi trasmessi al suolo, la tipologia di fondazioni superficiali a platea o a travi rovesce o a plinti risulta idonea.

### NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 475 anni, da accelerazione al bedrock sismico di  $a_{rif}=0.176g$  e da  $V_{s30}=202\text{ m/s}$ , quindi **categoria di suolo C** con fattore stratigrafico pari a  $S_s=1.44$ . Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max}= 0.253g.$$

### DGR 630/2019

Per quanto riguarda l'ag al suolo attribuita al sito in esame, facendo sempre riferimento alla citata D.G.R., considerando un sisma di progetto di 475 anni, come previsto dalla D.G.R. in parola, si ha un valore pari ad  $ag=0.176*1.7=0.300g$ , quindi superiore rispetto a quanto ottenuto seguendo le procedure della normativa nazionale considerando un sisma di progetto con tempi di ritorno di 475 anni.

Inoltre, sempre dalla DGR risultano le seguenti accelerazioni spettrali:

- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.1s < T < 0.5s = 0.600g$
- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.5s < T < 1.0s = 0.900g$
- ACCELERAZIONE SPETTRALE  $0.5s < T < 1.5s = 0.990g$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenza (f=Hz)	Periodo (T=sec)
0.8÷0.9	1.25÷1.11

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 475 anni, non presenta rischio di liquefazione e i cedimenti post sisma risultano ammissibili nei termini degli SLV e SLD.

A livello indicativo si riportano le resistenze del terreno più cautelative per gli SLU – GEO – stato limite di resistenza del terreno:

Ipotizzando fondazioni a platea con dimensioni equivalenti di 17.4x30.4 m, con incastro terreno-fondazione almeno 0.5 m si ottengono i seguenti valori conservativi allo SLV e SLU.



<i>Approccio 2 – condizioni dinamiche</i>	$N_{lim}=294 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	<b><math>R_d = 163 \text{ [kPa]} \times B \cdot L</math></b>
<i>Approccio 2 – scorrimento</i>	$T_{lim} = 33 \text{ kPa}$	$E_d \leq$	$R_d = 30 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<i>Approccio 2 – condizioni statiche</i>	$N_{lim}=408 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	<b><math>R_d = 177 \text{ [kPa]} \times B \cdot L</math></b>

Mentre le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE -, risultano

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili Tipologia fondazioni: platea equivalente di 17.4x30.4 m</i>	$N_k \leq$	<b><math>C_d = 35 \text{ [kPa]} \times B \cdot L</math></b>	<b>Ced. ed. CPTU 1 = 4.87 cm CPTU 2 = 5.46 cm</b>
---	------------	---	---

Inoltre, la resistenza locale allo stato limite ultimo di esercizio stimando il cedimento ammissibile di un elemento indipendente della fondazione con dimensioni di 2x2 m, risulta pari a  $C_{d_{locale}}=110 \text{ kPa}$ .

Il progettista dovrà verificare le suddette resistenze del terreno in funzione delle risorse disponibili, in base alle peculiarità della struttura in progetto. Inoltre, dovrà verificare in modo più opportuno le resistenze agli stati limite previsti dalle NTC2018.

Per fondazioni a platea risulta idoneo eseguire uno scoticamento con asportazione del terreno alterato e rimaneggiato, realizzando poi un riporto con materiale inerte, costipato a rifiuto, fino al piano di posa della fondazione a platea.

In ogni caso, in generale, risulta comunque utile all'atto esecutivo una estesa ispezione, da parte di personale tecnico competente, dello strato superiore di contatto sottofondazione-terreno e fondazione-inerte di riporto, per accertare l'idoneità del piano di posa della fondazione ai carichi previsti in progetto, ovvero la conformità del terreno di fondazione a quanto emerso in sede di rilievo geologico ed assunto a base dei calcoli.

### **5.1. Indicazioni, di carattere generale, esecutive e progettuali**

Nell'esecuzione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni dirette e degli scavi si dovranno adottare le seguenti cautele:

- controllare che il terreno messo a giorno dagli scavi di splanteamento per la realizzazione dei piani di posa delle fondazioni risulti omogeneo (medesima consistenza, colorazione etc.). Si dovrà verificare l'uniformità del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto e/o sostituire il terreno rammollito con materiale idoneo.
- Il getto della fondazione, ovvero la realizzazione della sottofondazione, dovrà essere eseguito tempestivamente appena completati gli scavi; se, a causa di eventuali interruzioni dovute al maltempo, dovesse essersi imbibito il terreno di appoggio, si dovrà provvedere all'asportazione della parte rammollita e sostituzione con materiale idoneo.
- Prima del getto della fondazione dovrà essere preventivamente pulito da detriti, acqua e fango la zona di contatto.
- Nel caso di dover effettuare riporti e/o rinterri localizzati (attorno alle fondazioni) o estesi (ricariche generalizzate), questi dovranno essere realizzati a regola d'arte, con strati successivi di modesto spessore (25 \* 30 cm) di terreno compattato fino ad una densità pari al 95% di quella massima di

compattazione individuata dalle prove di laboratorio (AASHO modificata); in alternativa è possibile effettuare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche mediante stabilizzazione a calce/cemento. E' da considerare che riporti estesi determinano cedimenti e distorsioni aggiuntivi rispetto a quelli calcolati per il solo fabbricato.

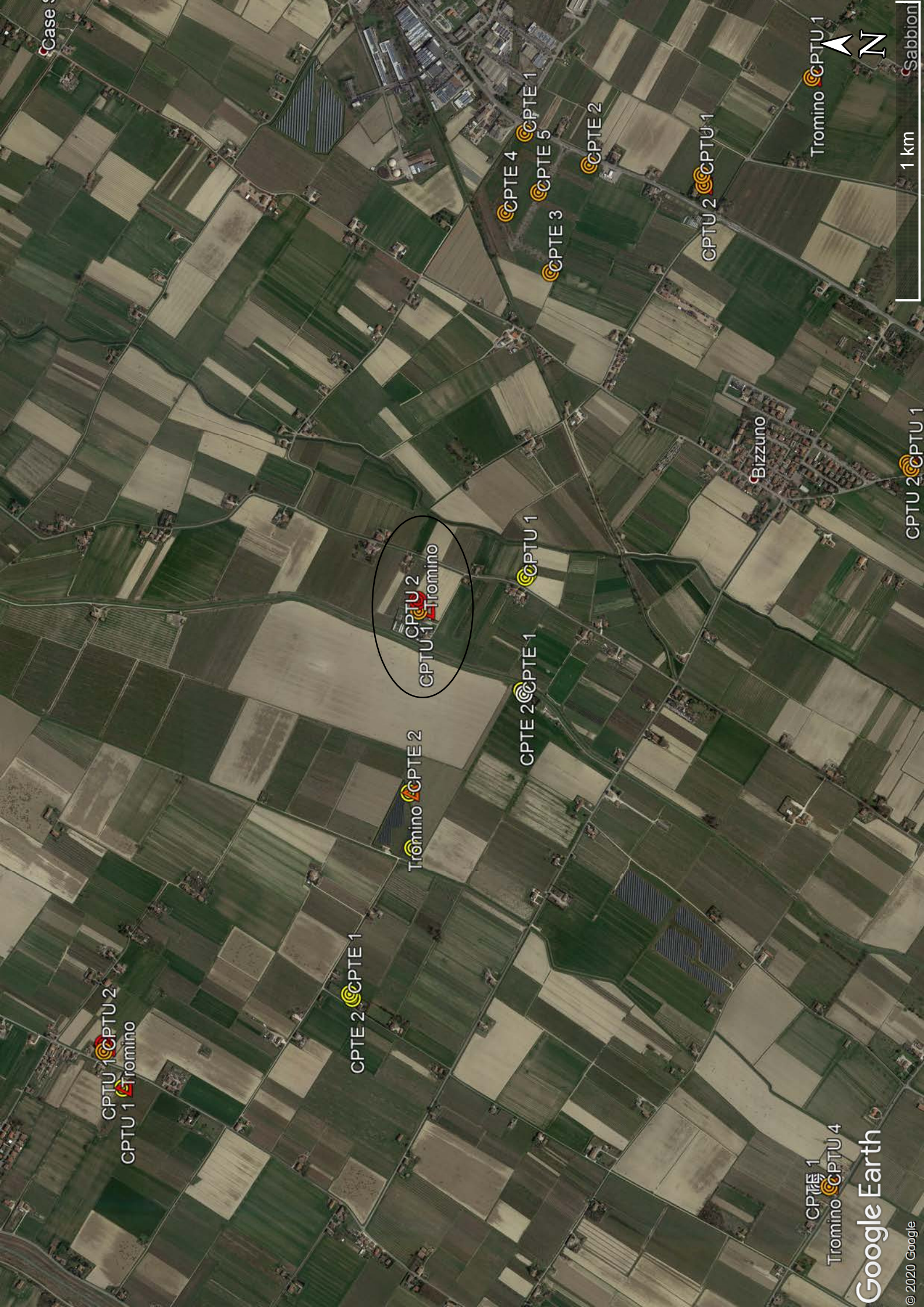
- Nel caso di dover realizzare scavi e/o opere di sostegno degli scavi, le pareti dovranno essere permanentemente coperti con teli impermeabili, per il mantenimento delle condizioni di umidità naturale. Inoltre, il progettista o il direttore lavori o il responsabile della sicurezza dovrà valutare la sicurezza degli scavi e delle eventuali opere di sostegno, sia in fase esecutiva che di esercizio.
- La regimazione delle acque corrive superficiali dovrà essere garantita e garantita la buona tenuta delle condotte interrate per la circolazione dei fluidi (fognature, impianti idrici).
- L'impermeabilità superficiale del piano di campagna: tale impermeabilità dovrà essere ottenuta mediante cotica vegetale erbosa, marciapiedi, contropendenze adeguate a ridosso del manufatto per l'allontanamento delle acque meteoriche.
- Particolare attenzione andrà posta alla piantumazione delle alberature che per via dell'evapotraspirazione potrebbero determinare il disseccamento del terreno, oltretutto reso impermeabile dalla costruzione, con possibile innesco di fenomeni di ritiro dei terreni e conseguenti assestamenti differenziali del fabbricato.

*Dicembre, 2020*

---

# ALLEGATI





Case

CPTU 1 CPTU 2

CPTU 1 Tromino

CPTU 2 CPTU 1

Tromino CPTU 2

CPTU 2 CPTU 1

CPTU 2 CPTU 1

CPTU 4 CPTU 1

CPTU 3

CPTU 2

CPTU 2 CPTU 1

CPTU 1

Tromino CPTU 4

Tromino CPTU 1

Google Earth

© 2020 Google

CPTU 2 CPTU 1

1 km

Sabbion





CPTU 2

CPTU 1

Tromino





Comune  
Via  
Localita'  
Committente  
Data

Lugo  
Buscaroli 2  
Bizzuno  
TE.AM s.r.l  
10-dic-20

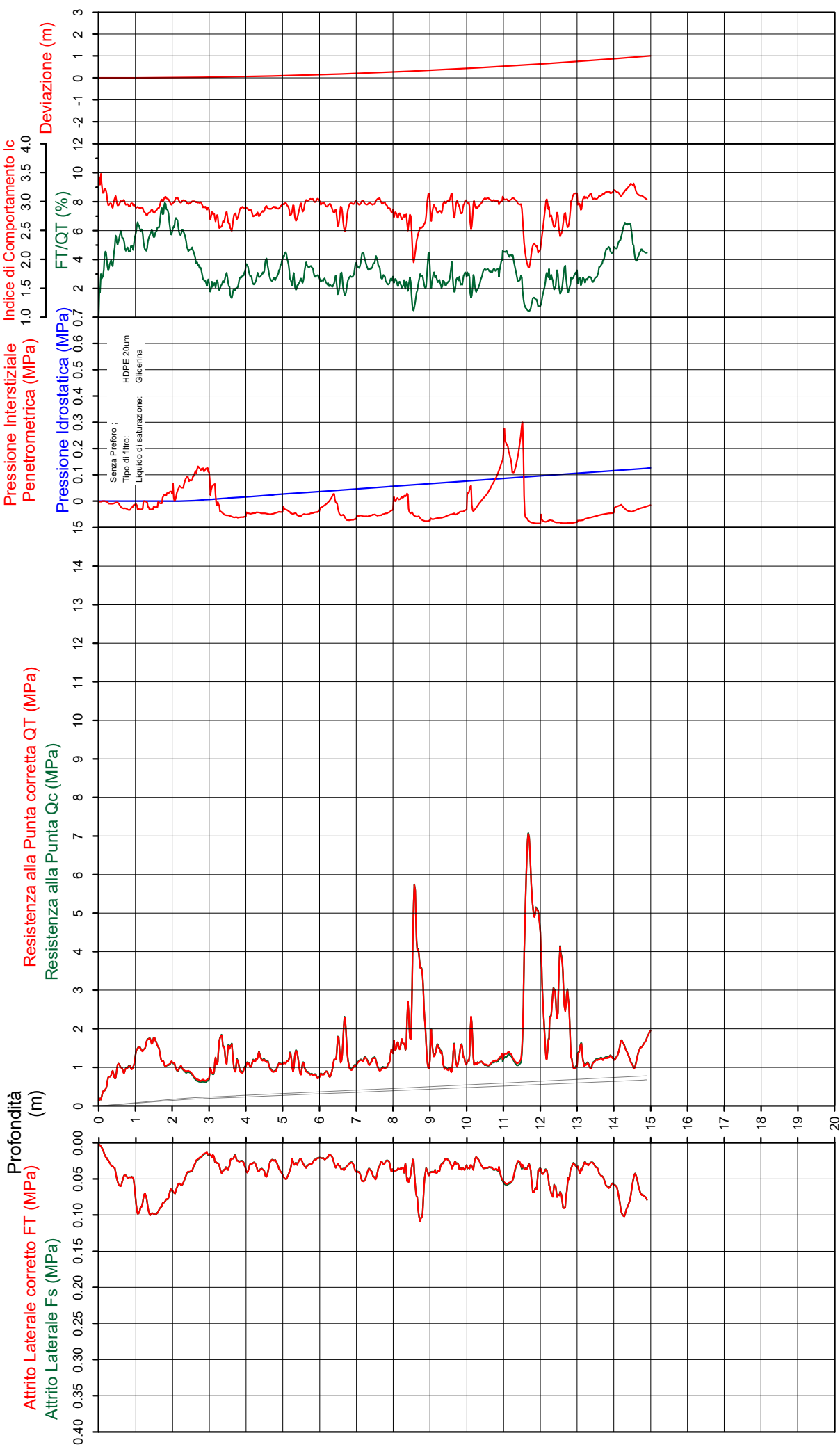
Falda 2.40 m

Sigla della Punta  
Azzerramento  
Ultimo taratura guadagno  
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707  
Inizio prova  
29-nov-2020  
30-nov-2020

## CPTU

1



## CPTU

1

Data  
 Cantiere / Via  
 Località  
 Comune  
 Profondità falda idrica m.

10 dicembre 2020  
 Buscaroli 2  
 Bizzuno  
 Lugo  
 2.40



**Società di  
 Geologia  
 Territoriale**

S.G.T. sas.  
 di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
144

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm²	daN/cm²	%		Idriss iterazione		m				%		daN/cm²		daN/cm²	m/sec
3.1	5.3	0.11	3.2	3.27	argilla-argilla limosa	0.00	=====		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.24	29.26	18.6	93
						0.20	=====								
7.6	12.9	0.28	3.7	2.97	argilla-argilla limosa	0.40	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	31.70	44.1	124
9.7	16.5	0.50	5.2	2.97	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	15.22	55.4	141
						1.00	=====								
15.6	26.5	0.91	6.0	2.86	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.91	14.18	87.8	165
						1.70	=====								
10.9	18.6	0.74	7.0	3.02	argilla-argilla limosa	2.10	=====		Plastica	.	.	0.70	7.52	60.3	152
8.5	14.4	0.40	4.9	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	5.03	48.4	129
						2.80	=====								
7.5	12.8	0.16	2.3	2.85	limo argilloso-argilla limosa	3.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	3.16	34.5	110
13.9	22.2	0.32	2.4	2.67	limo argilloso-argilla limosa	3.60	=====		Plastica	.	.	0.84	4.67	66.8	136
						3.80	=====								
11.4	18.0	0.22	2.1	2.70	limo argilloso-argilla limosa	4.00	=====		Plastica	.	.	0.72	4.94	48.8	125
9.3	14.8	0.28	3.3	2.88	limo argilloso-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	3.62	54.3	126
11.7	17.5	0.36	3.3	2.82	limo argilloso-argilla limosa	4.60	=====		Plastica	.	.	0.74	4.09	68.1	137
						4.80	=====								
9.4	13.8	0.26	3.1	2.89	limo argilloso-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	3.47	55.8	126
11.1	15.5	0.34	3.4	2.87	limo argilloso-argilla limosa	5.60	=====		Plastica	.	.	0.71	3.31	64.5	135
						6.10	=====								
8.1	11.0	0.26	3.7	3.01	argilla-argilla limosa	6.30	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.55	2.66	47.1	124
8.3	10.9	0.20	2.8	2.94	limo argilloso-argilla limosa	6.80	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.56	2.50	44.5	120
14.3	17.8	0.31	2.5	2.75	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.85	2.80	69.9	141
						7.60	=====								
11.1	13.5	0.41	4.2	2.98	argilla-argilla limosa	8.00	=====		Plastica	.	.	0.71	2.44	64.3	143
						8.50	=====								
10.8	12.6	0.30	3.2	2.93	limo argilloso-argilla limosa	8.90	=====		Plastica	.	.	0.69	2.25	63.3	135
17.4	19.4	0.40	2.5	2.72	limo argilloso-argilla limosa	9.00	=====		Plastica	.	.	0.98	3.57	85.9	154
						9.40	=====								
37.2	39.7	0.69	2.1	2.41	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	36.5	35.1	.	.	158.8	186
						9.60	=====								
11.0	11.8	0.42	4.5	3.04	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.70	2.36	63.2	146
14.1	14.9	0.36	2.9	2.85	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.85	3.41	80.7	148
						9.40	=====								
9.4	9.8	0.26	3.4	3.03	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.95	54.9	132
13.6	13.7	0.33	2.9	2.88	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.82	2.67	77.5	147

H2O

CPTU

1

Data  
Cantiere / Via  
Località  
Comune  
Profondità falda idrica m.

10 dicembre 2020  
Buscaroli 2  
Bizzuno  
Lugo  
2.40



**Società di  
Geologia  
Territoriale**

S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs15
144

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm <sup>2</sup>		daN/cm <sup>2</sup>	%	Idriss iterazione		m				%		daN/cm <sup>2</sup>		daN/cm <sup>2</sup>	m/sec
						10.20	=====								
11.9	11.4	0.38	3.8	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.75	2.01	69.1	146
						11.50	=====								
48.2	45.2	0.44	1.1	2.20	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	40.8	35.8	.	.	158.6	186
						12.10	=====								
14.1	12.6	0.40	3.4	2.94	limo argilloso-argilla limosa	12.20	=====		Plastica	.	.	0.85	2.34	82.5	155
25.3	22.7	0.66	2.9	2.71	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.24	3.37	144.2	183
						12.50	=====								
39.0	35.1	0.73	2.0	2.45	sabbia limosa-limo sabbioso	12.60	=====		Sciolta	32.5	34.7	.	.	161.9	198
27.2	24.1	0.71	2.8	2.67	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.29	4.39	150.0	188
						12.80	=====								
12.0	9.9	0.42	4.3	3.09	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.75	1.84	68.9	151
						14.10	=====								
15.1	12.1	0.91	7.3	3.17	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.89	2.20	82.9	182
						14.40	=====								
10.9	8.5	0.59	7.1	3.27	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.70	1.62	60.0	158
						14.60	=====								
15.2	12.0	0.68	5.4	3.09	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.89	1.87	86.5	173
							=====								

Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno  
Committente TE.AM s.r.l  
Data 10-dic-20

Numero prova 1  
Quota falda 2.40

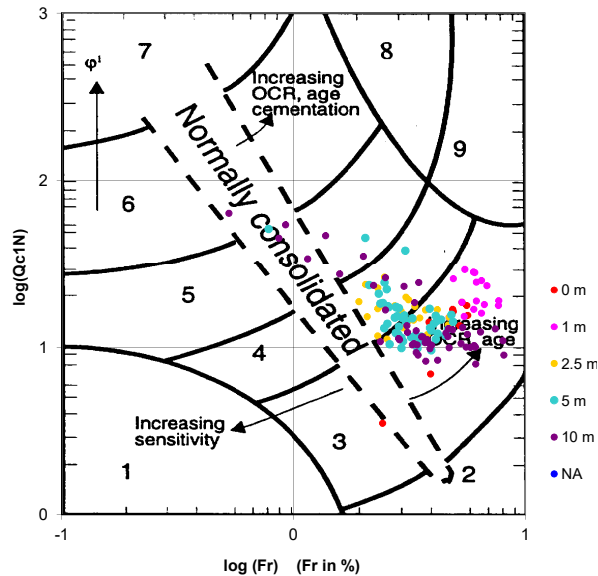


**Società di  
Geologia  
Territoriale**

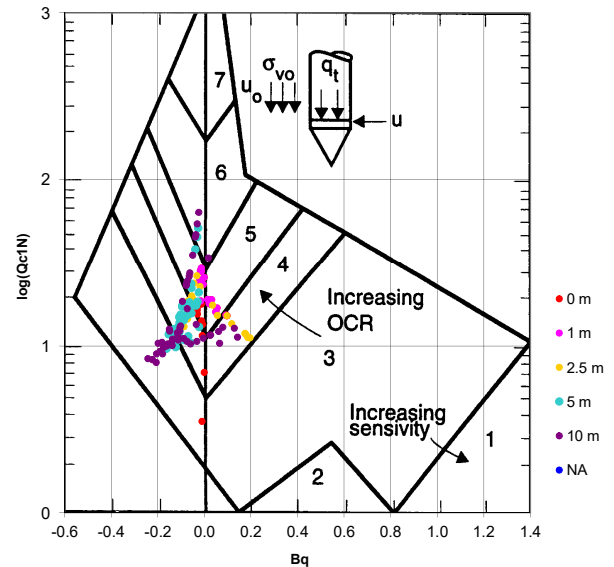
S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

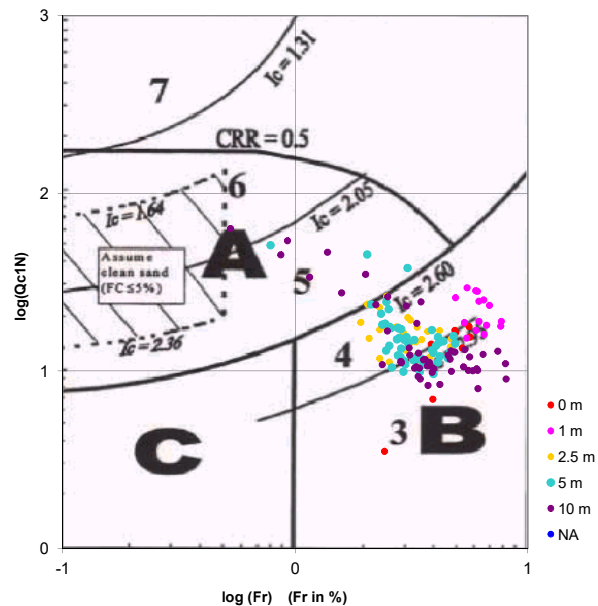
**Cross-plot Qc1N verso Fr  
(Robertson 1990)**



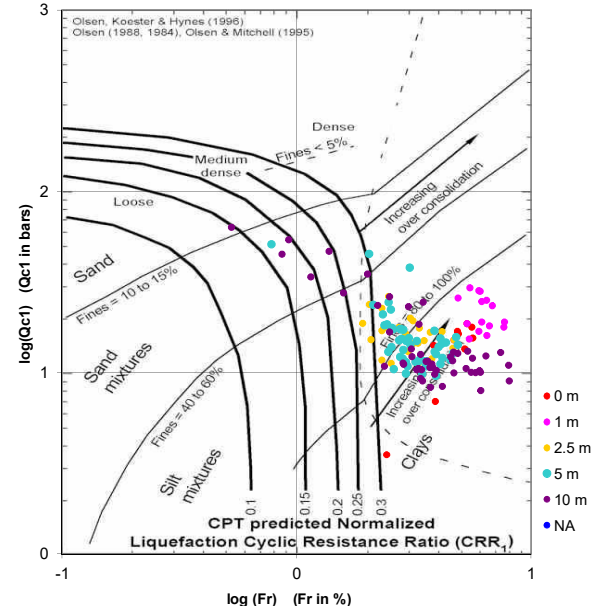
**Cross-plot Qc1N verso Bq  
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr  
per la verifica della liquefazione  
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr  
per la verifica della liquefazione  
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.



Comune  
Via  
Localita'  
Committente  
Data

Lugo  
Buscaroli 2  
Bizzuno  
TE.AM s.r.l  
10-dic-20

Falda

2.40 m

Sigla della Punta  
Azzeramento  
Ultimo taratura guadagno  
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707  
Inizio prova  
29-nov-2020  
30-nov-2020

## CPTU

2

Profondità  
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)

Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)

Resistenza alla Punta Qc (MPa)

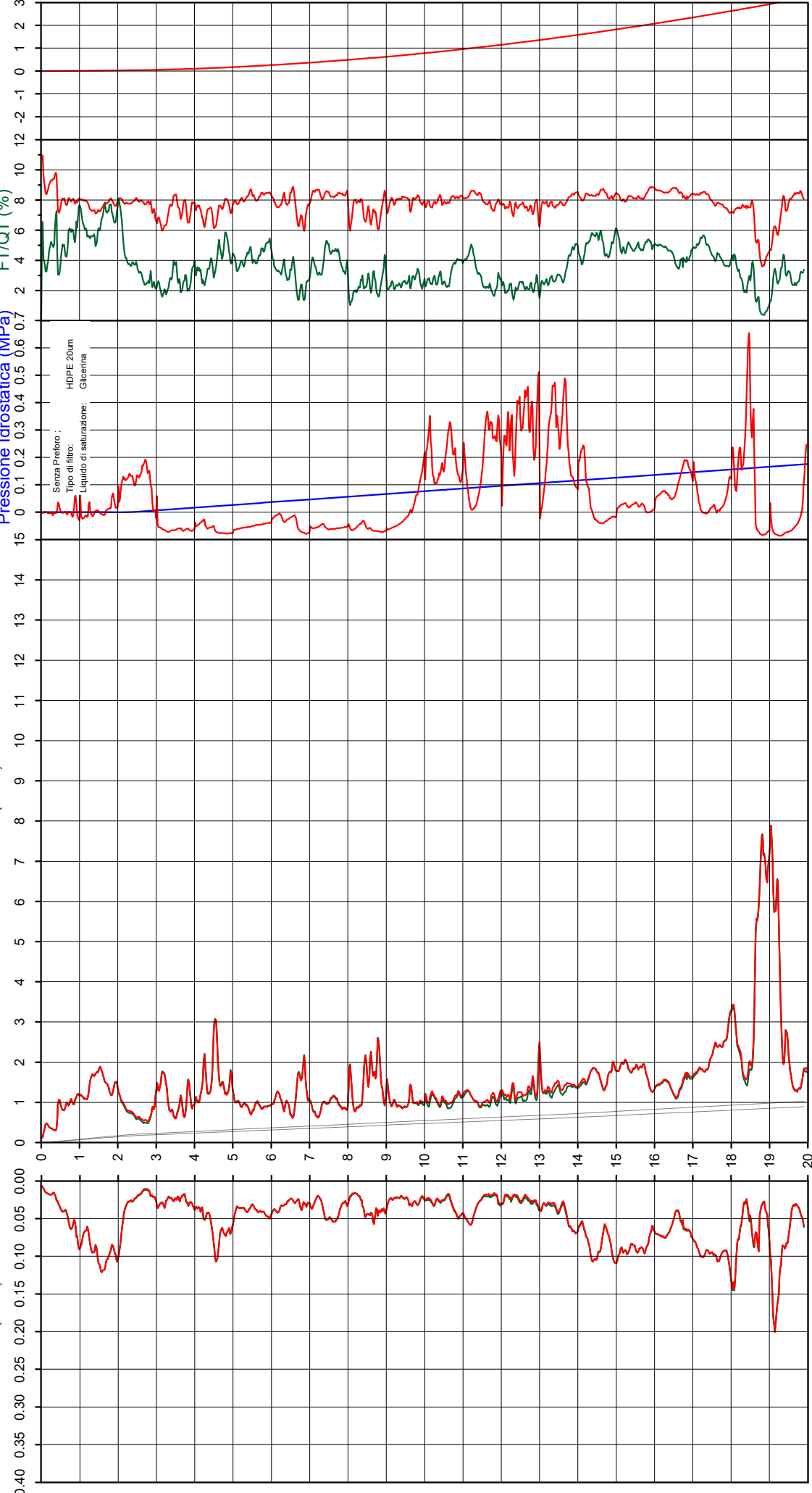
Pressione Interstiziale  
Penetrometrica (MPa)

Pressione Idrostatica (MPa)

FT/QT (%)

Indice di Comportamento Ic

Deviazione (m)



## CPTU

2

Data  
Cantiere / Via  
Località  
Comune  
Profondità falda idrica m.

10 dicembre 2020  
Buscaroli 2  
Bizzuno  
Lugo  
2.40



**Società di  
Geologia  
Territoriale**

S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
149

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Atrito φ' Kulhaw & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm²		daN/cm²	%	Idriss iterazione						%		daN/cm²		daN/cm²	m/sec
3.4	5.8	0.16	5.0	3.33	argilla-argilla limosa	0.00	=====		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.26	16.57	22.3	103
						0.40	=====								
9.4	16.1	0.46	4.9	2.96	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	19.39	54.0	138
						0.90	=====								
11.4	19.4	0.76	6.8	2.99	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.72	14.78	63.2	154
						1.20	=====								
16.3	27.8	1.00	6.2	2.86	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.94	12.38	91.7	169
						1.70	=====								
13.1	22.2	0.93	7.3	2.98	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.80	9.06	71.8	162
						2.10	=====								
7.0	11.9	0.23	3.3	2.96	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.49	5.01	41.0	114
						2.90	=====								
11.9	19.9	0.28	2.5	2.71	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.75	4.78	58.1	129
						3.10	=====								
16.7	26.8	0.30	1.9	2.53	sabbia limosa-limo sabbioso	3.20	=====		Sciolti	23.5	32.8	.	.	67.0	138
14.3	23.1	0.29	2.1	2.61	limo argilloso-argilla limosa	3.30	=====		Plastica	.	.	0.85	6.47	61.3	134
7.5	12.6	0.24	3.5	2.95	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	3.55	43.5	117
						3.60	=====								
8.9	14.5	0.22	2.8	2.85	limo argilloso-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	4.11	48.5	121
						3.80	=====								
13.5	20.9	0.30	2.4	2.68	limo argilloso-argilla limosa	3.90	=====		Plastica	.	.	0.82	5.51	63.2	135
10.4	16.2	0.35	3.7	2.88	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.67	3.53	60.6	133
						4.20	=====								
18.6	26.9	0.48	2.7	2.63	limo argilloso-argilla limosa	4.30	=====		Plastica	.	.	1.02	7.07	98.7	154
12.4	18.6	0.43	3.7	2.84	limo argilloso-argilla limosa	4.40	=====		Plastica	.	.	0.77	4.66	72.3	143
23.2	32.1	0.84	3.9	2.68	limo argilloso-argilla limosa		=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	6.69	134.6	176
						4.60	=====								
13.5	19.1	0.64	5.1	2.92	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.82	5.31	77.2	155
						5.10	=====								
9.0	12.4	0.40	5.0	3.05	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.60	3.03	51.7	135
						6.10	=====								
11.4	14.7	0.38	3.7	2.92	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.72	3.52	66.2	140
						6.30	=====								
8.2	10.5	0.28	4.0	3.06	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.55	2.50	47.2	126
						6.60	=====								
14.7	18.0	0.30	2.3	2.72	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.87	3.52	67.9	142
						6.80	=====								
18.8	22.7	0.31	1.8	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	6.90	=====		Sciolti	18.0	32.3	.	.	73.8	149
11.2	13.7	0.31	3.1	2.90	limo argilloso-argilla limosa	7.00	=====		Plastica	.	.	0.71	2.95	65.5	137
8.5	10.2	0.35	4.7	3.11	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.57	2.29	48.6	131
						7.50	=====								
11.0	12.8	0.52	5.4	3.06	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.70	2.63	62.3	149
						7.70	=====								
8.9	10.3	0.35	4.6	3.10	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	2.32	50.9	134
						8.00	=====								
11.4	12.8	0.19	2.1	2.84	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.72	3.83	49.2	127
						8.30	=====								
15.9	17.2	0.40	2.9	2.81	limo argilloso-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.92	2.34	90.8	152
						9.10	=====								
9.9	10.2	0.25	3.1	3.00	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.65	1.97	59.2	132
						10.00	=====								

H2O

Data  
Cantiere / Via  
Località  
Comune  
Profondità falda idrica m.

10 dicembre 2020  
Buscaroli 2  
Bizzuno  
Lugo  
2.40



**Società di  
Geologia  
Territoriale**

S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
149

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Idriss iterazione basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito φ' Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009
daN/cm²		daN/cm²	%	Idriss iterazione		m				%		daN/cm²		daN/cm²	m/sec
11.4	11.4	0.26	2.7	2.93	limo argilloso-argilla limosa	10.30	=====		Plastica	.	.	0.72	2.12	60.9	137
10.9	10.4	0.35	3.8	3.04	argilla-argilla limosa	11.60	=====		Plastica	.	.	0.70	1.79	63.0	141
12.2	10.9	0.22	2.2	2.89	limo argilloso-argilla limosa	12.90	=====		Plastica	.	.	0.76	1.71	54.3	136
16.6	14.5	0.34	2.5	2.83	limo argilloso-argilla limosa	13.10	=====		Plastica	.	.	0.95	2.82	82.1	157
14.3	12.0	0.48	4.0	3.00	argilla-argilla limosa	14.30	=====		Plastica	.	.	0.85	1.94	82.7	159
16.5	13.4	0.92	6.6	3.11	argilla-argilla limosa	14.70	=====		Plastica	.	.	0.94	2.58	92.0	184
18.4	14.4	0.90	5.8	3.04	argilla-argilla limosa	15.80	=====		Plastica	.	.	1.01	2.06	103.8	188
13.8	10.2	0.63	5.8	3.16	argilla-argilla limosa	16.70	=====		Plastica	.	.	0.83	1.83	78.1	169
17.7	12.7	0.82	5.6	3.08	argilla-argilla limosa	17.50	=====		Plastica	.	.	0.99	1.94	100.3	185
24.5	17.5	0.98	4.6	2.92	limo argilloso-argilla limosa	17.90	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.79	140.5	202
32.4	23.5	1.27	4.3	2.80	limo argilloso-argilla limosa	18.10	=====		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.42	3.61	186.6	220
23.3	16.3	0.73	3.5	2.87	limo argilloso-argilla limosa	18.30	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	2.92	135.4	190
17.4	11.8	0.34	2.4	2.88	limo argilloso-argilla limosa	18.50	=====		Plastica	.	.	0.98	1.82	82.2	161
23.4	16.2	0.73	3.7	2.89	limo argilloso-argilla limosa	18.60	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.18	2.62	136.1	194
62.8	47.6	0.96	1.7	2.27	sabbia limosa-limo sabbioso	19.30	=====		Mediamente Addensata	42.5	36.1	.	.	241.8	222
23.9	15.9	0.85	4.3	2.93	limo argilloso-argilla limosa	19.50	=====		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.20	2.35	137.6	199
14.7	9.3	0.42	3.7	3.08	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.87	1.75	85.6	162

Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno  
Committente TE.AM s.r.l  
Data 10-dic-20

Numero prova 2  
Quota falda 2.40

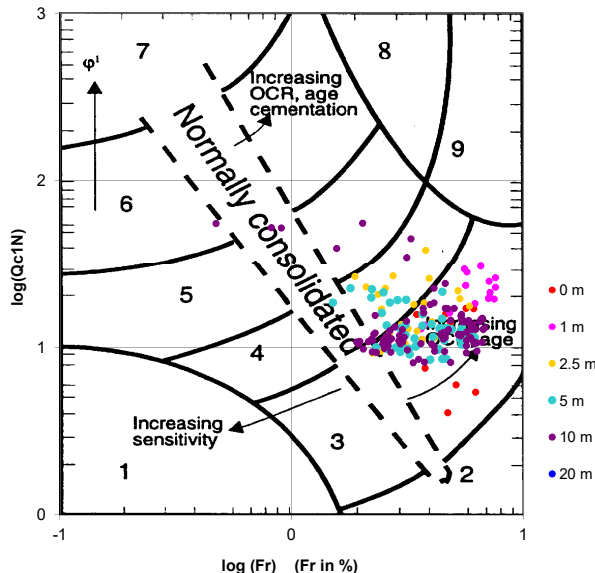


**Società di  
Geologia  
Territoriale**

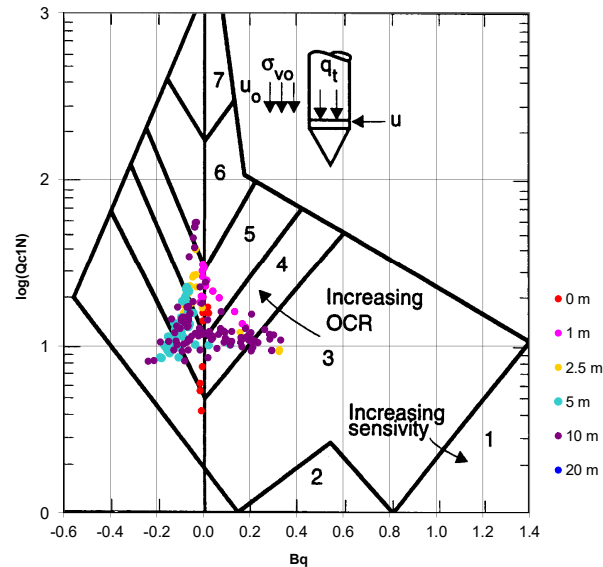
S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

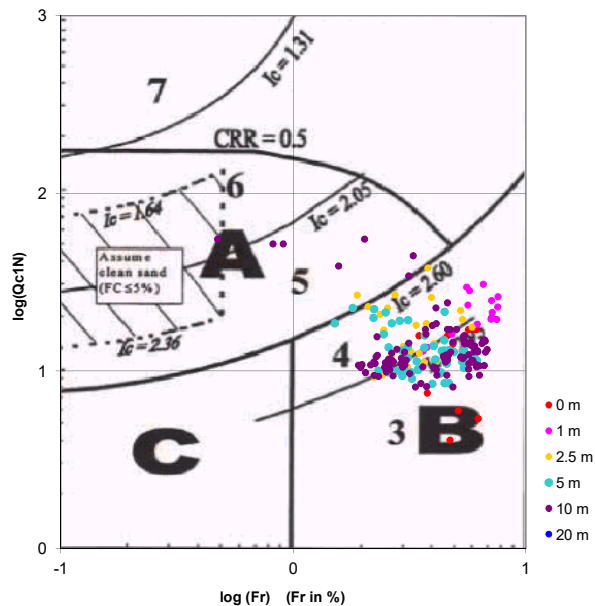
**Cross-plot Qc1N verso Fr  
(Robertson 1990)**



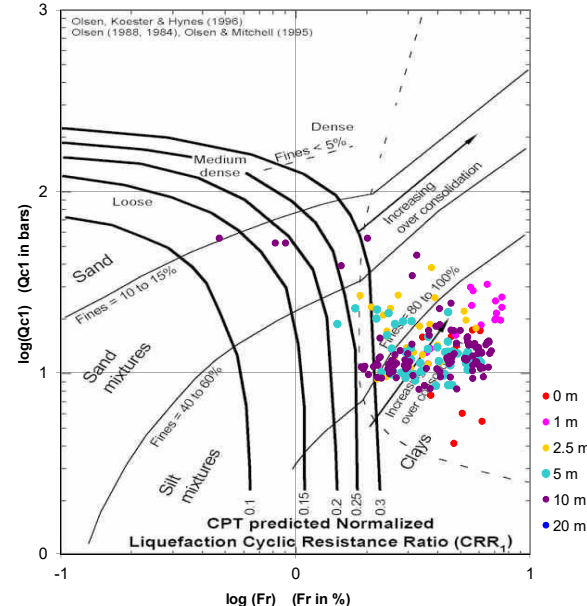
**Cross-plot Qc1N verso Bq  
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr  
per la verifica della liquefazione  
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr  
per la verifica della liquefazione  
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limoso – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilit 

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticit� e sensitivit�, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno  
Committente TE.AM s.r.l



**Società di  
Geologia  
Territoriale**

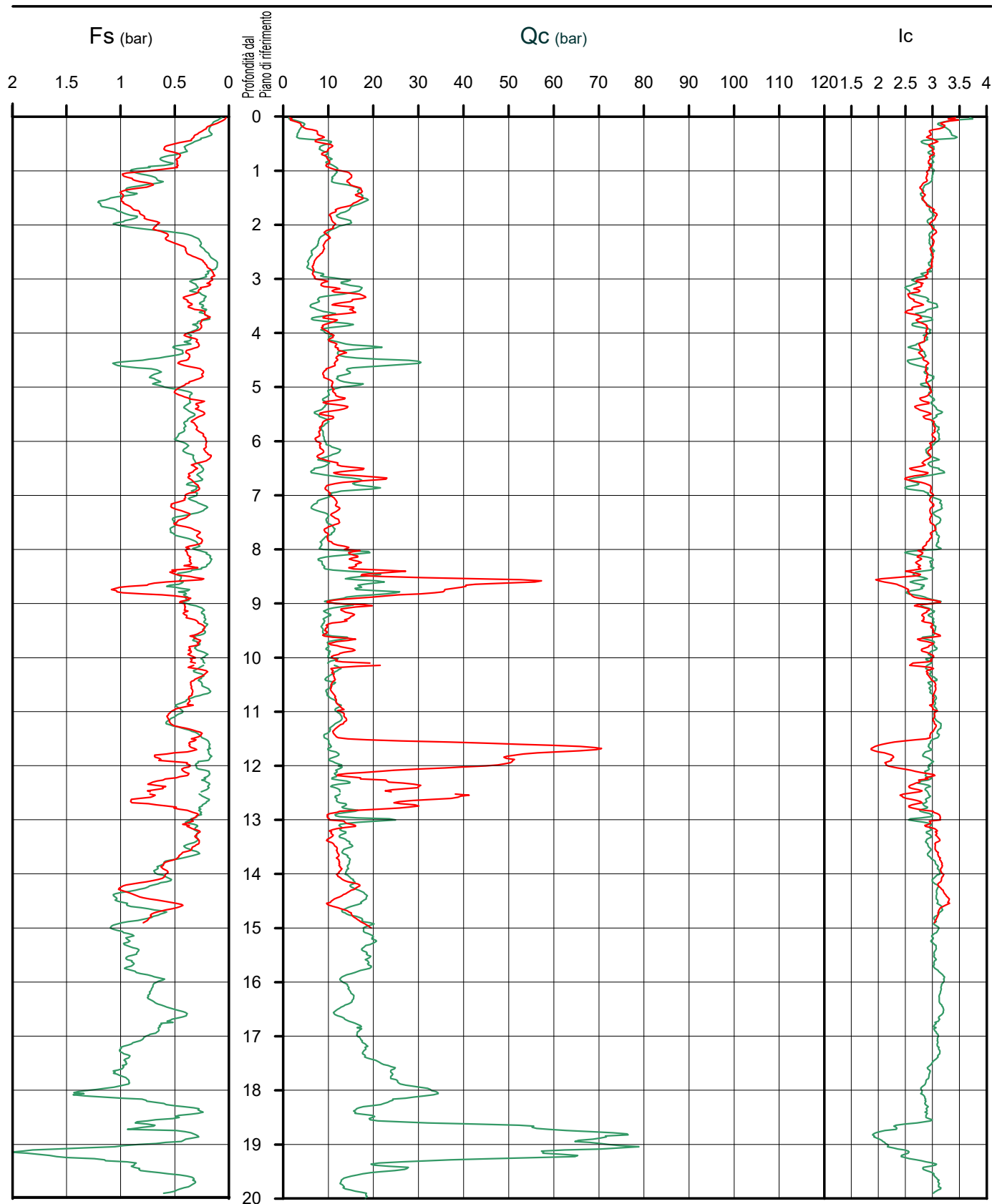
S.G.T. sas  
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)

[www.geo55.com](http://www.geo55.com)

## LEGENDA

CPT 1  
CPT 2




Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno  
Committente TE.AM s.r.l

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1  
CPT 2

SGT



Società di

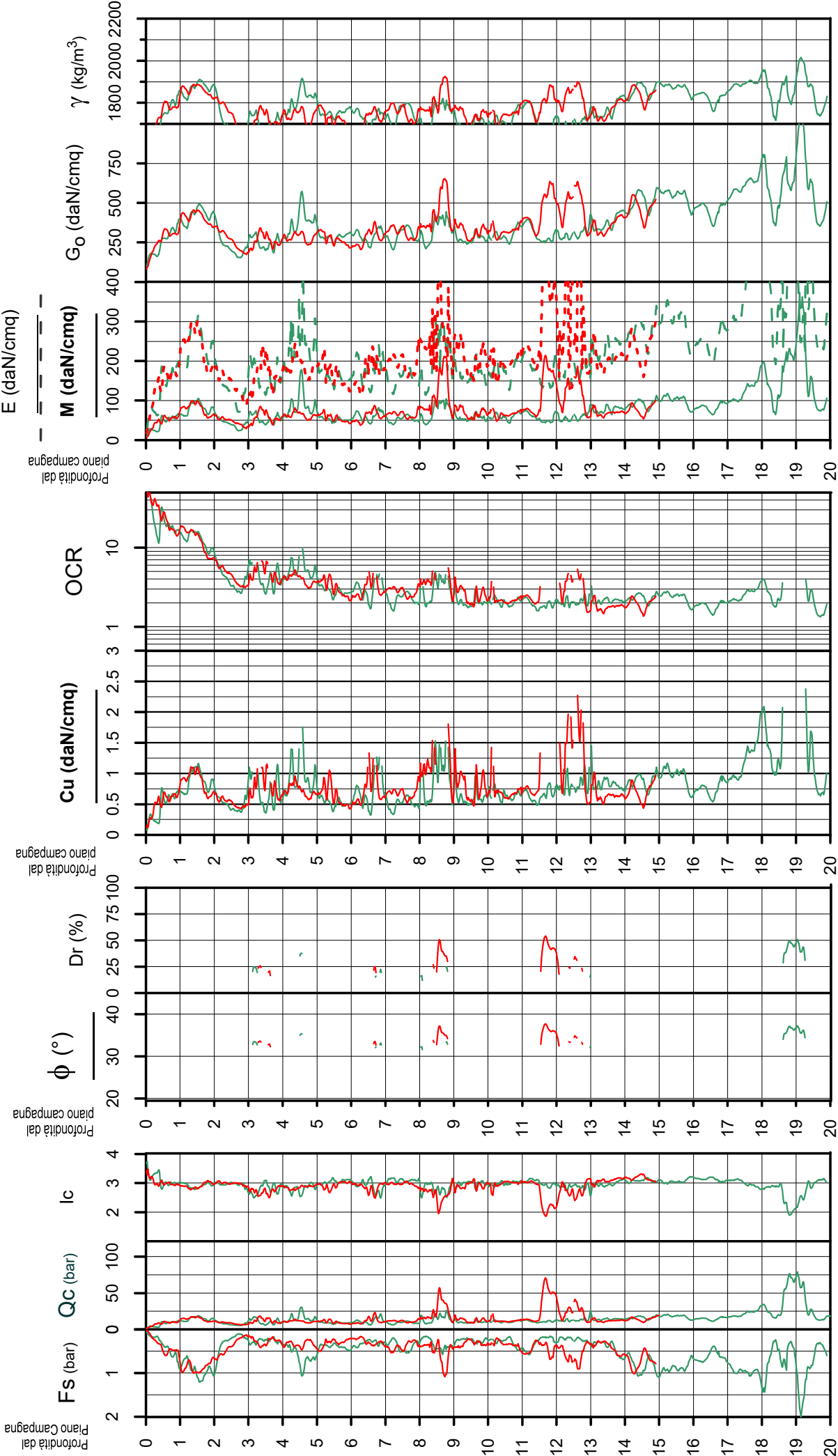
Geologia

Territoriale

S.G.T. sas  
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com





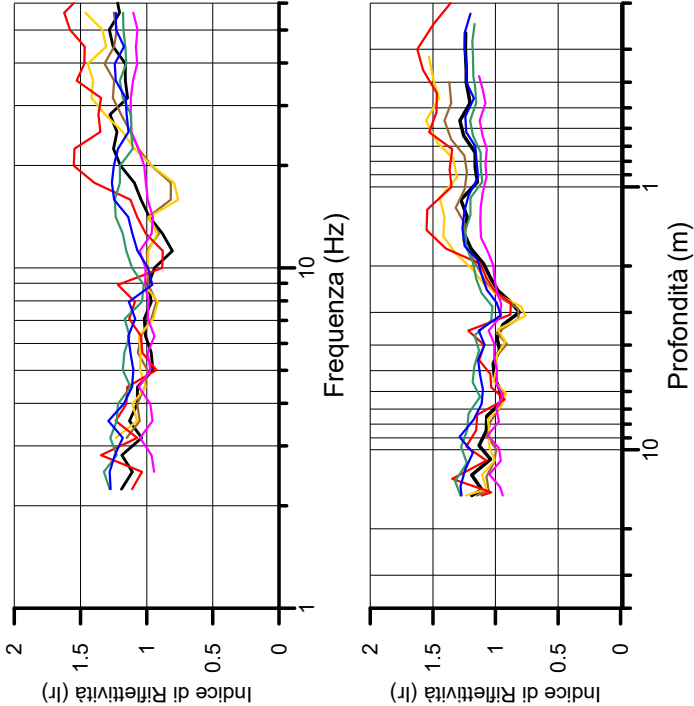
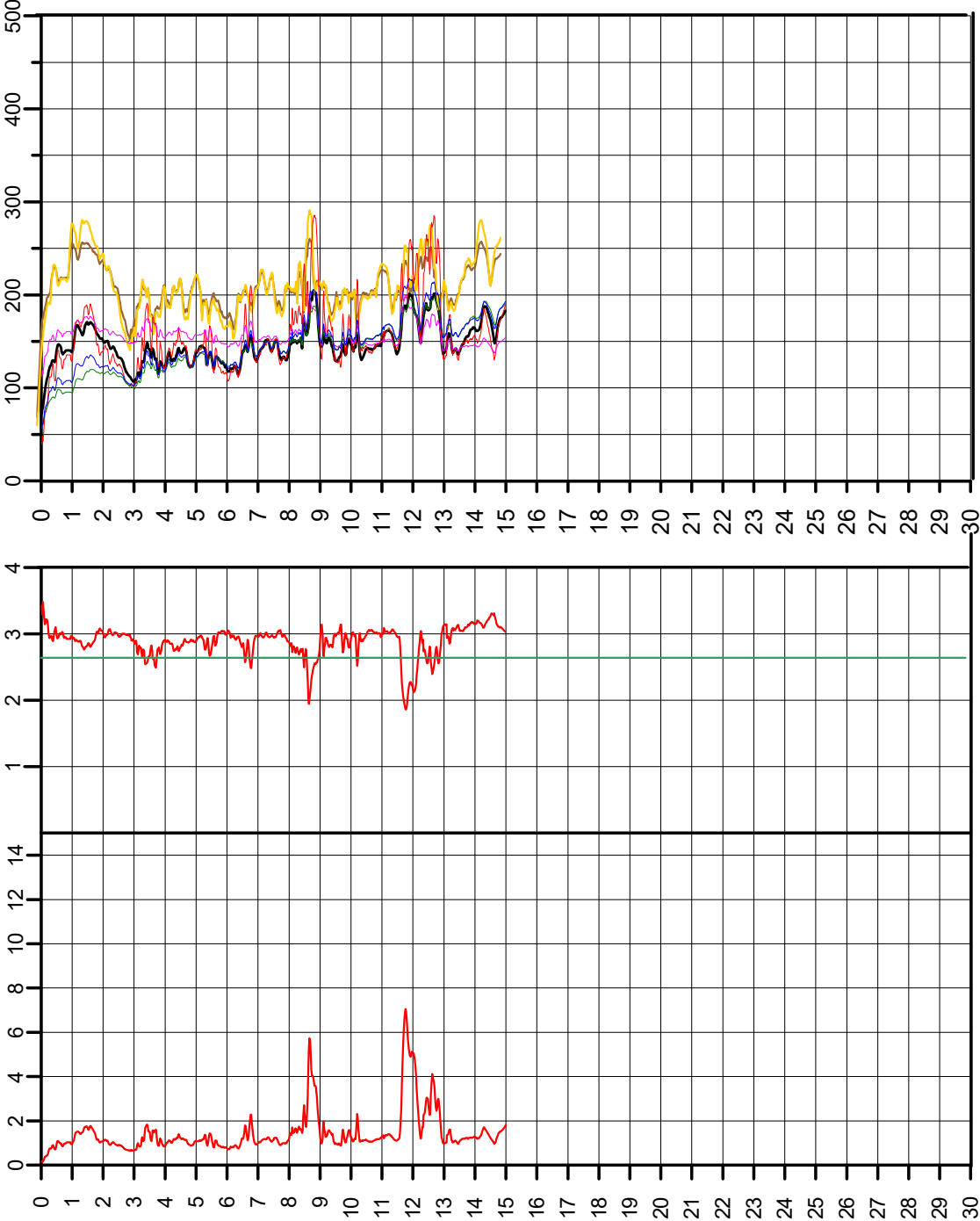
Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno

CPT 1

Velocità Onde di Taglio (m/sec)  
Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);  
Madiai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;  
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;  
Robertson & Cabal 2010

Qc (MPa)

Ic

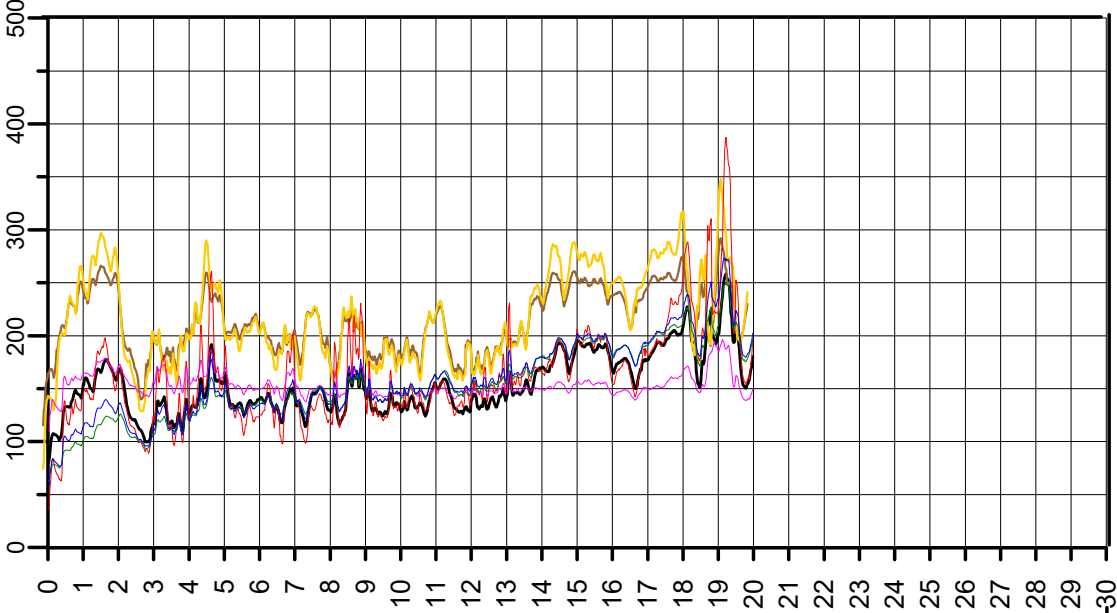


Autore	Vs15
Andrus et.al. 2001SF = 1	141
Piratheepan 2002	136
Madiai 2002	156
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	146
Hegazy & Mayne 1995	204
Mayne 2006	203
Robertson Cabal 2010	144

CPT 2

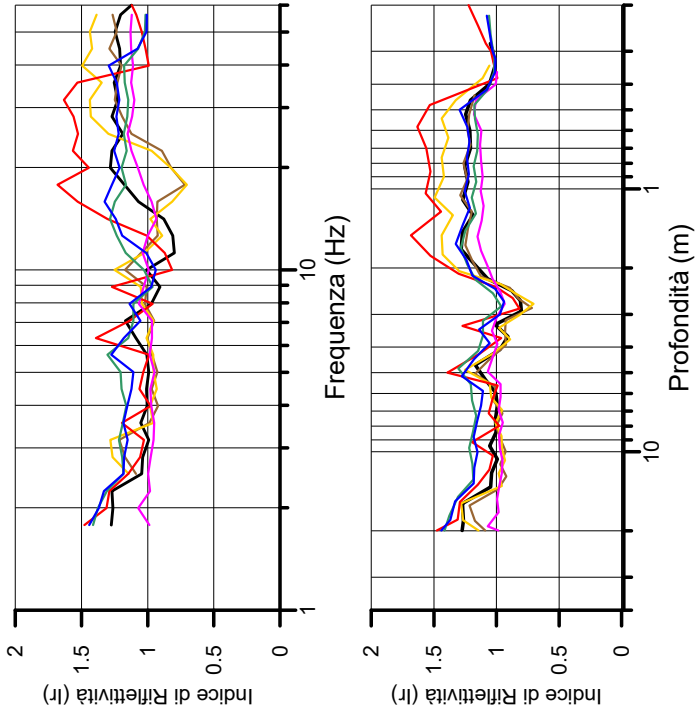
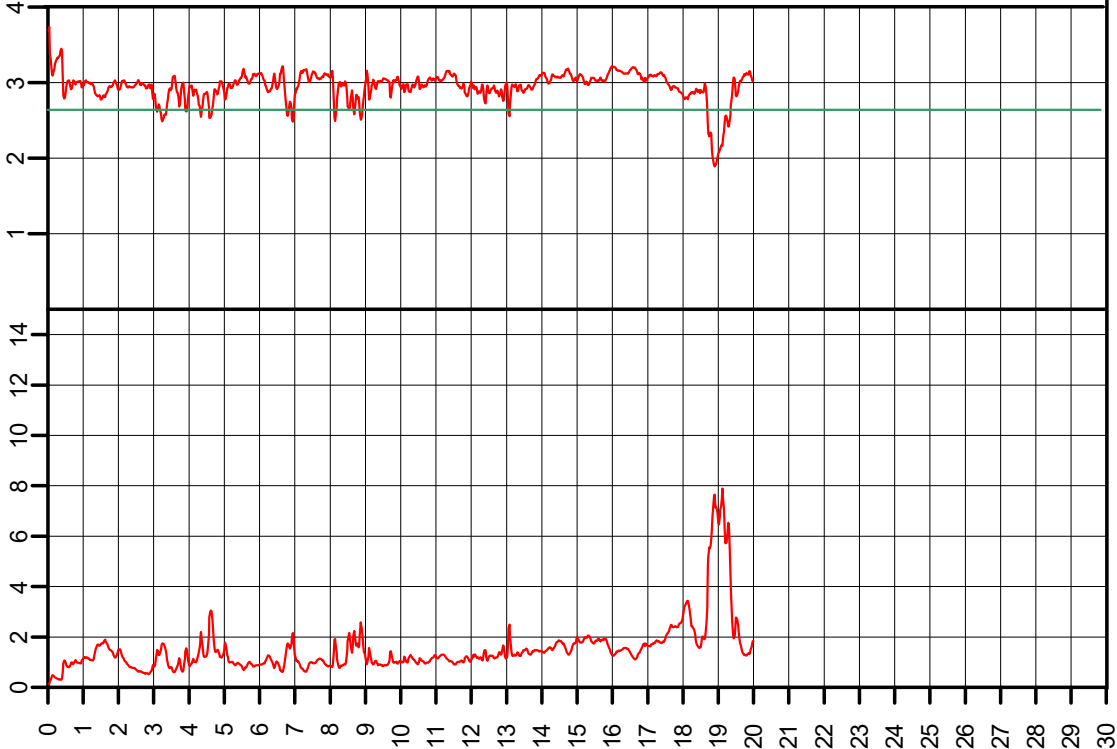
Velocità Onde di Taglio (m/sec)

Mayne & Rix 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie);  
Madiai 2002; Piratheepan 2002; Andrus 2001;  
Hegazy & Mayne 1995; Mayne 2006;  
Robertson & Cabal 2010



Qc (MPa)

Ic

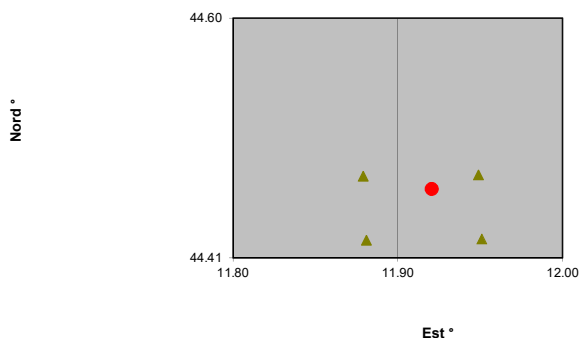


Autore	Vs20
Andrus et.al. 2001SF = 1	149
Piratheepan 2002	145
Madiai 2002	153
Mayne & Rix 1995 (clays) / Baldi 1989 (sands)	149
Hegazy & Mayne 1995	208
Mayne 2006	208
Robertson Cabal 2010	149

### Ubicazione del sito

Comune Lugo  
Località Bizzuno

Google Earth (WGS84) NTC2018 (ED50)  
Longitudine (° decimali) **11.9195** **11.920646**  
Latitudine (° decimali) **44.4624** **44.464150**



### I 4 nodi del reticolo di riferimento per l'azione sismica intorno al punto di interesse

ID	Distanza al punta di interesse di (km)	Longitudine	Latitudine
16961	2.552	11.949	44.475
16960	3.481	11.879	44.474
17183	4.975	11.951	44.425
17182	5.462	11.881	44.424

Tipi di Costruzione			
1	Costruzione Temporanee e provvisorie	< = 10	<b>50</b>
2	Costruzioni con livelli de prestazioni ordinari	> = 50	
3	Costruzioni con livelli de prestazioni elevati	> = 100	

Classe d'uso		Coefficiente Cu	Progetto Coefficiente Cu
1	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7	<b>1</b>
2	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 in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1	
3	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.	1.5	
4	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 DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche 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 a impianti di produzione di energia elettrica.	2	

### Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = V_n \cdot C_u = 50$ anni

Stati Limiti		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_r = 50$ anni Pvr	Periodo di ritorno dell'azione sismica Tr (anni)
SLO	Stato Limite di Operatività	81%	30
SLD	Stato Limite di Danno	63%	50
SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	475
SLC	Stato Limite di prevenzione del Colasso	5%	975

### Valori sismici Decreto Ministeriale 14-01-2018

	$a_g$ (in g/10)	$a_g/g$	Fo	Tc*
1. STATO LIMITE DI OPERATIVITA'	0.535	0.054	2.450	0.260
2. STATO LIMITE DEL DANNO	0.671	0.067	2.457	0.274
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	<b>1.764</b>	<b>0.176</b>	<b>2.452</b>	<b>0.295</b>
4. STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLASSO	2.313	0.231	2.432	0.297

Valori applicati	$a_g$ (in g/10)	$a_g/g$	Fo	TC*
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	<b>1.764</b>	<b>0.176</b>	<b>2.452</b>	<b>0.295</b>

# VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 1

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	141 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	136 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	156 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Fox 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	146 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hegazy & Mayne 1995)	203 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	204 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	144 m/sec	D

TIPO DI SUOLO STIMATO
C

## ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

## 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 475

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	1.764 m/sec <sup>2</sup>	0.176 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.44	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.44	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.532 m/sec <sup>2</sup>	0.253 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

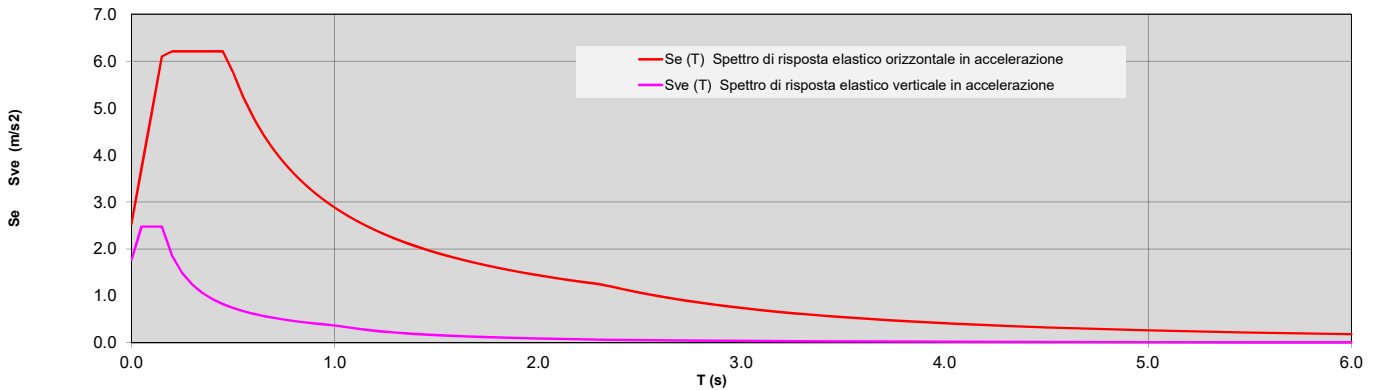
## PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb	0.15	0.05
Tc	0.46	0.15
Td	2.32	1.00
Te	6.00	
Tf	10.00	

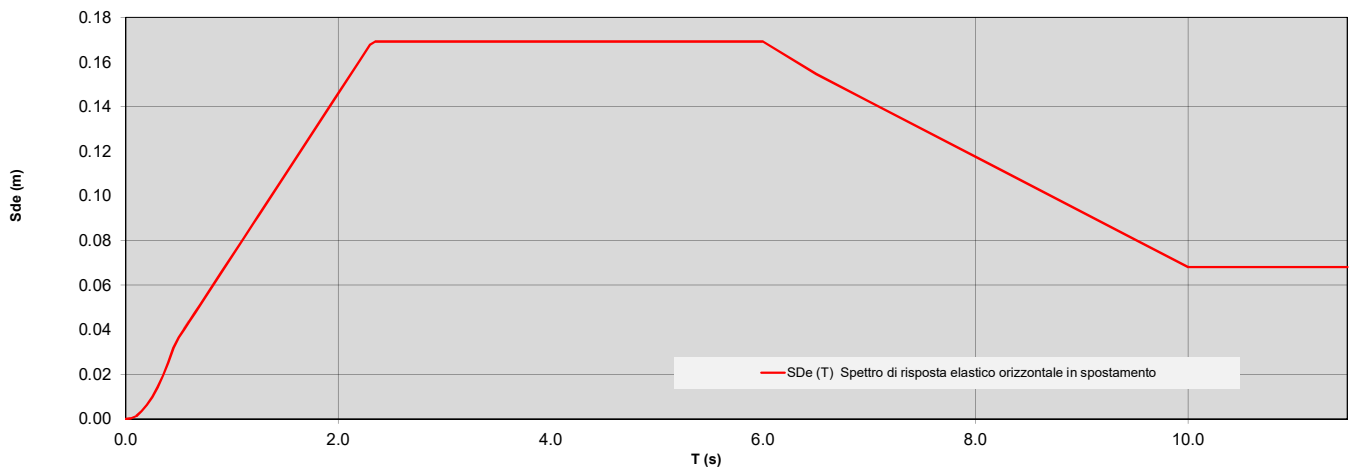
## PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.532 m/sec <sup>2</sup>
Velocità orizzontale massima	vg	0.19 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.07 m

## Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec<sup>2</sup>)



## Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



## PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K <sub>h</sub> terreno Coefficiente sismico orizzontale	K <sub>v</sub> terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K <sub>h</sub> terreno Coefficiente sismico orizzontale	K <sub>v</sub> terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.054	2.450	0.260	1.50	1.00	0.080	0.13	0.39	1.81	6.00	10.00	0.20	0.016	0.008	0.18	0.014	0.007
del Danno	0.067	2.457	0.274	1.50	1.00	0.101	0.15	0.44	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010	0.24	0.024	0.012
Salvaguardia della Vita	0.176	2.462	0.295	1.44	1.00	0.254	0.15	0.46	2.31	6.00	10.00	0.24	0.061	0.030	0.31	0.079	0.039
Prevenzione del Colasso	0.231	2.432	0.297	1.36	1.00	0.315	0.16	0.47	2.53	6.00	10.00	0.28	0.088	0.044	0.31	0.098	0.049

## VALUTAZIONE DEL TIPO DI SUOLO BASATO SU CPT 2

		TIPO DI SUOLO SUGGERITO
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Andrus 2001)	149 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Piratheepan 2002)	145 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Madiat 2002)	153 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne & Fox 1995 (argille) / Baldi 1989 (sabbie))	149 m/sec	D
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Hegazy & Mayne 1995)	208 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Mayne 2006)	208 m/sec	C
Velocità di propagazione onde di taglio Vs (Robertson Cabal 2009) (m/sec)	149 m/sec	D

TIPO DI SUOLO STIMATO
C

## ACCELERAZIONE ED AMPLIFICAZIONE SECONDO NTC 2018

## 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA Tr = 475

Accelerazione massima al substrato sismico		amax al substrato sismico	1.764 m/sec <sup>2</sup>	0.176 g
Amplificazione per tipo di suolo	C	Ss	1.44	
Amplificazione topografica		ST	1.00	
S totale		Ss * ST	1.44	
Accelerazione massima in superficie		amax in superficie	2.532 m/sec <sup>2</sup>	0.253 g

ξ (%) coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	5	fattore η	1.00
---	---	-----------	------

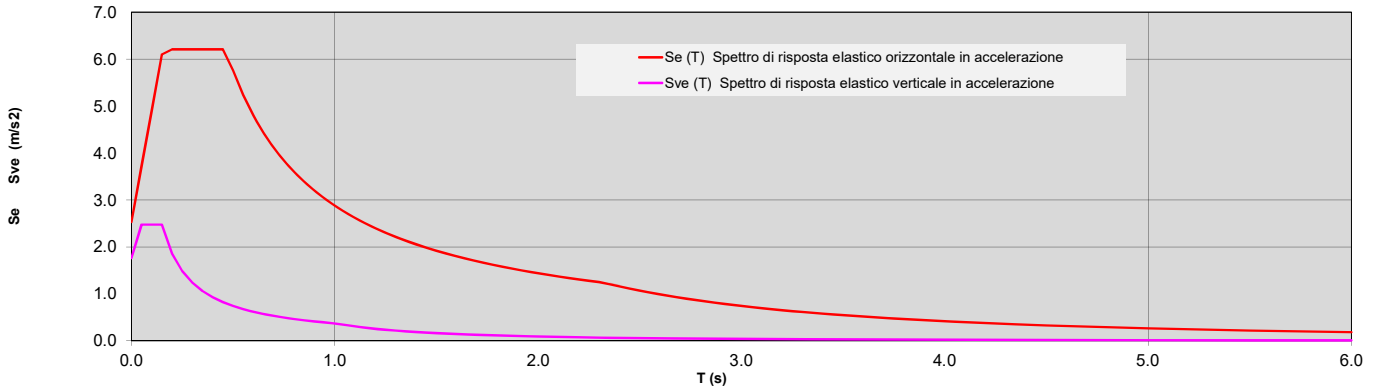
## PERIODI DI SEPARAZIONI DEI RAMI DELLO SPETTRO

Tipo di suolo	ORIZZONTALE	VERTICALE
Tb	0.15	0.05
Tc	0.46	0.15
Td	2.32	1.00
Te	6.00	
Tf	10.00	

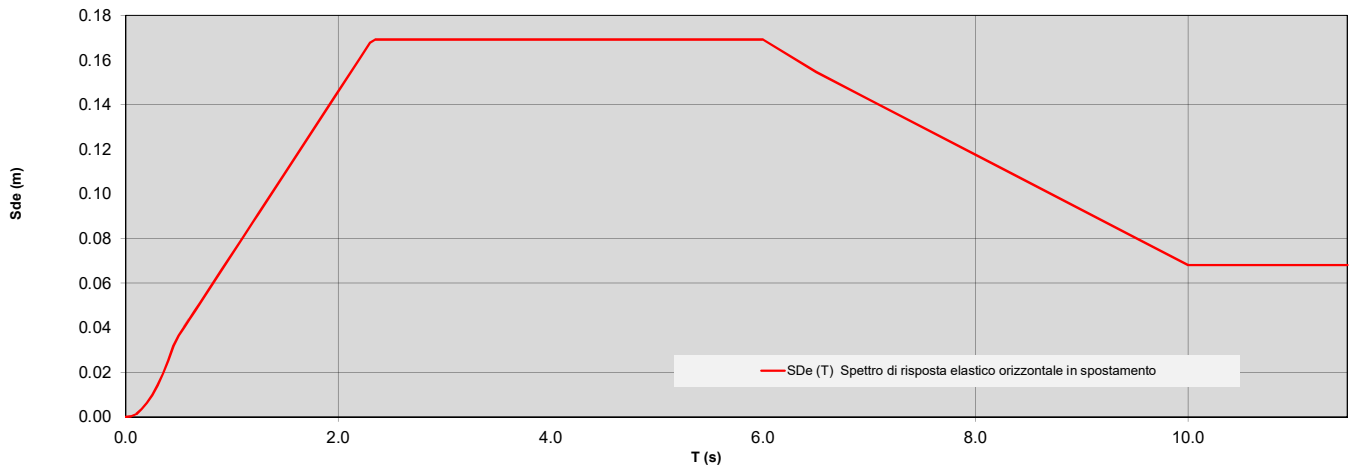
## PARAMETRI DI PICCO

Accelerazione orizzontale massima	ag	2.532 m/sec <sup>2</sup>
Velocità orizzontale massima	vg	0.19 m/sec
Spostamento orizzontale massimo	dg	0.07 m

## Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in accelerazione (m/sec<sup>2</sup>)



## Spettro di risposta elastico allo 3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA in spostamento (m)



## PARAMETRI SISMICI PER CATEGORIA DEL SUOLO C

STATO LIMITE	ag / g	Fo	Tc*	SS Amplificazione Stratigrafica	ST Amplificazione Topografica	ag / g * SS * ST Accelerazione totale	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)	Te (sec)	Tf (sec)	Fondazioni e Pendii			Opere di Sostegno		
												βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K <sub>h</sub> terreno Coefficiente sismico orizzontale	K <sub>v</sub> terreno Coefficiente sismico verticale	βs Coefficiente di riduzione per ag/g	K <sub>h</sub> terreno Coefficiente sismico orizzontale	K <sub>v</sub> terreno Coefficiente sismico verticale
di Operatività	0.054	2.450	0.260	1.50	1.00	0.080	0.13	0.39	1.81	6.00	10.00	0.20	0.016	0.008	0.18	0.014	0.007
del Danno	0.067	2.457	0.274	1.50	1.00	0.101	0.15	0.44	1.87	6.00	10.00	0.20	0.020	0.010	0.24	0.024	0.012
Salvaguardia della Vita	0.176	2.462	0.295	1.44	1.00	0.254	0.15	0.46	2.31	6.00	10.00	0.24	0.061	0.030	0.31	0.079	0.039
Prevenzione del Colasso	0.231	2.432	0.297	1.36	1.00	0.315	0.16	0.47	2.53	6.00	10.00	0.28	0.088	0.044	0.31	0.098	0.049

**VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005**

- CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE  
(ISHIHARA & YOSEMINI 1993)**

\* Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990

- | Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova | Cedimento | Indice di spostamento laterale LDI (cm) |
|---|-----------|---|
|   | (cm)      | (cm)                                    |
| <b>Cedimento totale</b>   | <b>7</b>  | <b>62</b>                               |
| <b>Cedimento totale considerando strati sottili</b>   | <b>4</b>  | <b>51</b>                               |

(IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

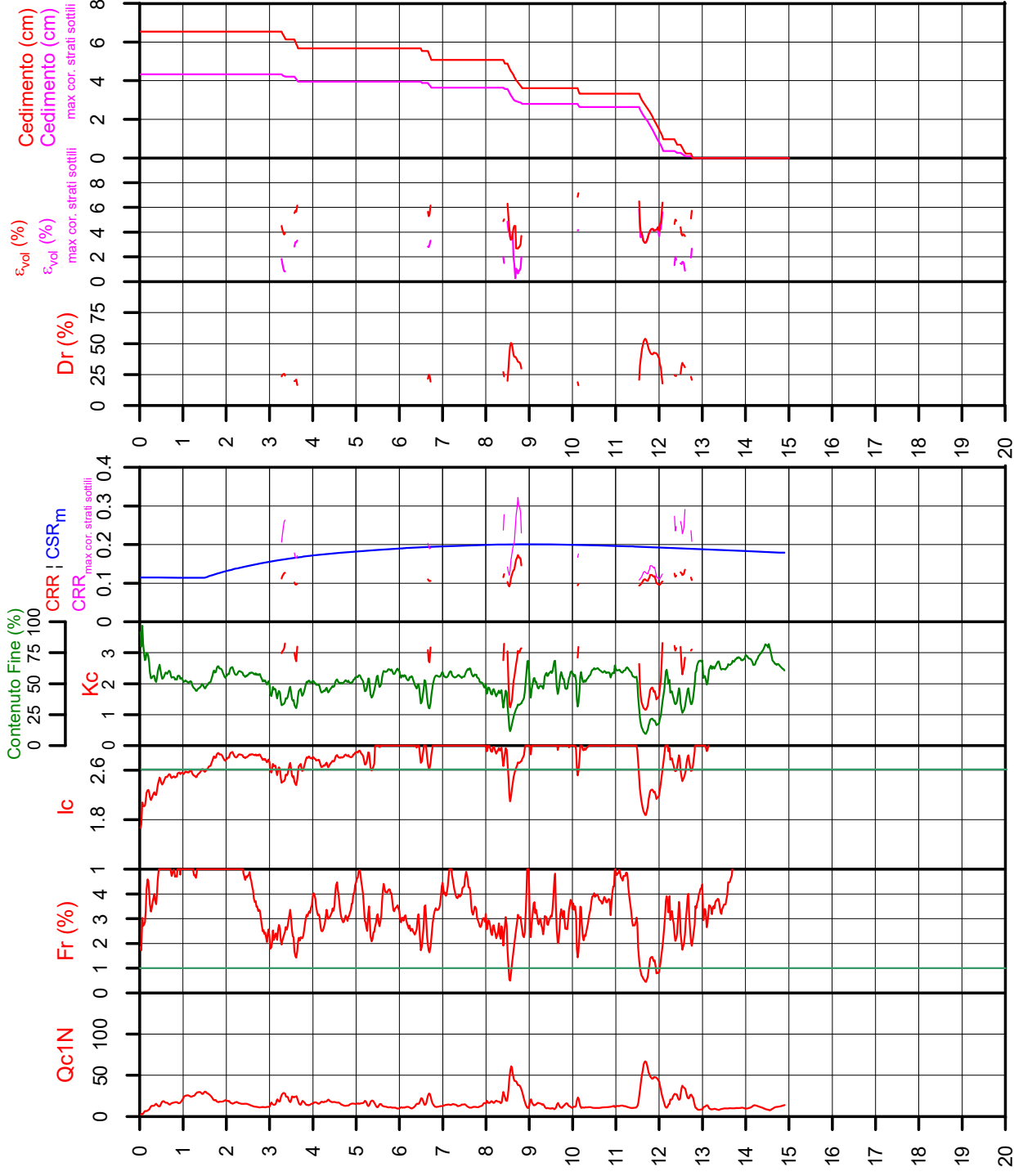
## INDICE I<sub>L</sub> DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005

VALUTAZIONE DELL'INDICE I DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Esili e la profondità.

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
con correzione per strati sottili	1.0
	IL <= 2
	2 < IL <= 5
	MODERATA
	5 < IL <= 15
	ELEVATA
	IL > 15
	MOLTO ALTA

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Faciorusso 2009)		GIUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
6	4	%
		PPBI $\leq 15$
		15 < PPBI $\leq 35$
		35 < PPBI $\leq 65$
		65 < PPBI $\leq 85$
		PPBI > 85





Comune

Via

Localita'

Committente

Data

Lugo

Buscaroli 2

Biuzzuno

TE.AM s.r.l

10-dic-20

CPT

2

Falda presunta

1.5 metri

NTC 2018

latitudine 44.46415°  
longitudine 11.920646°  
tipo di suolo  
amplificazione topografica  
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA  
DELLA VITA

amax substrato (m/sec2)  
fattore amplificazione  
amax al p.c. (m/sec2)  
magnitudine

1.764  
1.435  
1.000  
2.532  
6.140

C  
C  
1.000  
2.532  
6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.46415°  
longitudine 11.920646°  
Suolo di riferimento  
amplificazione topografica  
amax al p.c. (m/sec2)  
magnitudine

amax substrato (m/sec2)  
fattore amplificazione  
amax al p.c. (m/sec2)  
magnitudine

1.765  
1.700  
3.000  
6.140

Planura 2  
1.000  
3.000  
6.140

SGT

Società di Geologia Territoriale

S.G.T. sas

di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50

48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com

PROCEDURA

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO LE LINEE GUIDAAGI 2005

\* amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018

\* CSR 6.14 calcolato con MSF secondo Itriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)

\* CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con

- Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998

- Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ns per granulometria calcolato da Ic e Qc1N secondo Robertson & Wride 1998

- Fattore Kh per la correzione di Qc1N<sub>cs</sub> per strati sottili di sabbia in mezzo argilla

\* Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:

Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta

\* Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (ISHIHARA & YOSEMINE 1983)

Parametri utilizzati:

\* Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1980

\* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	5	37
Cedimento totale considerando strati sottili	3	32

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guide AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità.

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	IL <= 5 BASSO
con correzione per strati sottili	5 < IL <= 15 ELEVATO
	IL > 15 ESTREMAMENTE ELEVATO

VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità.

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	IL <= 2 BASSA
con correzione per strati sottili	2 < IL <= 5 MODERATA
	5 < IL <= 15 ELEVATA
	IL > 15 MOLTO ALTA

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)

senza correzione per strati sottili

GUIDIZIO DI PERICOLISTITA'
NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

**Qc1N** **Fr (%)** **Ic** **Kc** **CRR** **CSR<sub>m</sub>** **Dr (%)** **ε<sub>vol</sub> (%)** **ε<sub>vol</sub> (%)** **Cedimento (cm)**

**POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE AGI 2005	POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	IL <= 5 BASSO
con correzione per strati sottili	5 < IL <= 15 ELEVATO
	IL > 15 ESTREMAMENTE ELEVATO

**GUIDIZIO DI PERICOLISTITA'**

GUIDIZIO DI PERICOLISTITA'
NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
LIQUEFAZIONE E NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABLE
LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABLE
LIQUEFAZIONE QUASI CERTA

Comune  
Via  
Localita'  
Committente  
Data

Lugo  
Buscatoli 2  
Bizzuno  
TE, AM s.r.l  
10-dic-20

CPT 1

Falda presunta 1.5 metri

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

NTC 2018

latitudine 44.46415° longitudine 11.920646°	amax substrato (m/sec2) 1.764	amax substrato (m/sec2) 1.765
tipo di sudio	fattore amplificazione 1.435	fattore amplificazione 1.700
amplificazione topografica	amax al p.c. (m/sec2) 2.532	amax al p.c. (m/sec2) 3.000
3. STATO LIMITESALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo 6.140	magnitudo 6.140

## PROCEDURA

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISSE 2014

- \* amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- \* CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- \* CRRm (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
  - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
  - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
  - Correzione di Qc1N a Qc1Ncs basato su contenuto di fine e Qc1N
  - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
  - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs, per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- \* Applicazione di correzione per tensione efficace K<sub>r</sub> secondo Boulanger & Idriss 2014.
- \* Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:
  - Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- \* **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR6.14 \* Ks / CSR7.5**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (SHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- \* Densità Relativa Dr secondo Tusaoki 1990
- \* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

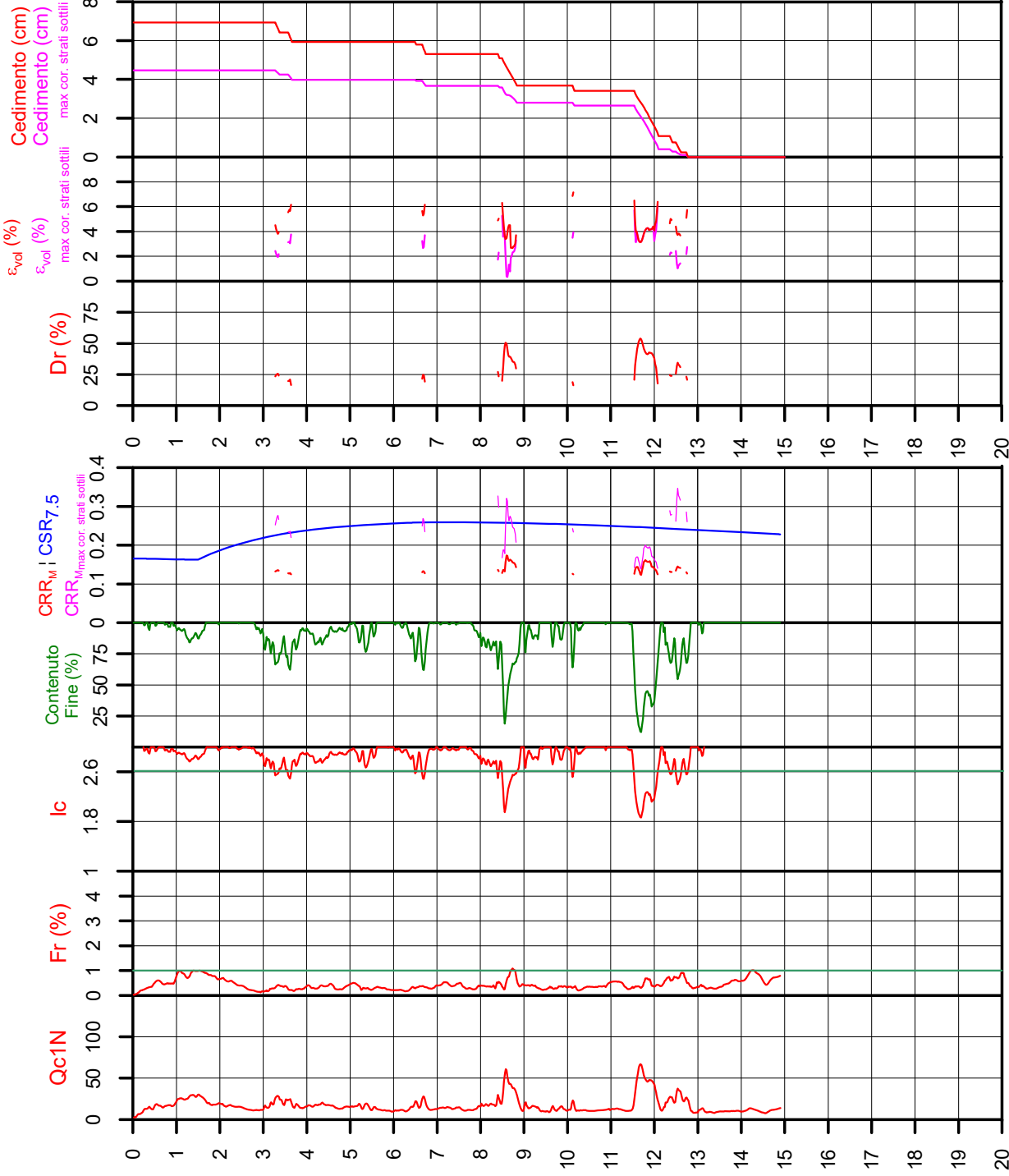
Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	6.9	62
Cedimento totale correzione strati sottili	4.5	48

VALUTAZIONE DELL' INDICE I, DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)  
Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità.

INDICE I, DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
senza correzione per strati sottili	3.3
con correzione per strati sottili	1.0
IL <= 2	BASSA
2 < IL <= 5	MODERATA
5 < IL <= 15	ELEVATA
IL > 15	MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)	%	GUDIZIO DI PERICOLISITA'
senza correzione per strati sottili	7	
con correzione per strati sottili	4	
PPBI <= 15		NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
15 < PPBI <= 35		LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
35 < PPBI <= 65		LIQUEFAZIONE NON LIQUEFAZIONE UGUALMENTE PROBABILE
65 < PPBI <= 85		LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
PPBI > 85		LIQUEFAZIONE QUASI CERTA



Comune  
Via  
Localita'  
Committente  
Data

Lugo  
Buscatoli 2  
Bizzuno  
TE\_AM s.r.l  
10-dic-20

CPT

2  
Falda presunta 1.5 metri

NTC 2018

latitudine 44.46415° longitudine 11.920646°	amax substrato (m/sec2) 1.764
tipo di sudio	fattore amplificazione 1.435
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 2.532
3. STATO LIMITESALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudo 6.140

DGR Emilia-Romagna 630 / 2019

latitudine 44.46415° longitudine 11.920646°	amax substrato (m/sec2) 1.765
Sudio di riferimento Pianura 2	fattore amplificazione 1.700
amplificazione topografica 1.000	amax al p.c. (m/sec2) 3.000
	magnitudo 6.140

## PROCEDURA

VERIFICADI LIQUEFAZIONE SECONDO BOULANGER & IDRISS 2014

- \* amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- \* CSR secondo Boulanger & Idriss 2014 (Cyclic Stress Ratio per magnitudine 7.5)
- \* CRRm (Cyclic Resistance Ratio corretto per magnitudo 6.14) calcolato con
  - Qc1N secondo Qc1N secondo Robertson & Wride 1998
  - Contenuto di fine secondo Boulanger & Idriss 2014
  - Correzione di Qc1N a Qc1Ncs basato su contenuto di fine e Qc1N
  - MSF (Magnitude Scaling Factor secondo Boulanger & Idriss 2014"
  - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs, per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- \* Applicazione di correzione per tensione efficace K<sub>r</sub> secondo Boulanger & Idriss 2014.
- \* Applicazione di criteri di esclusione di liquefazione secondo Robertson & Wride 1998:  
Ic > 2.60 e Fr > 1% e spessori sopra falda presunta.
- \* **Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR6.14 \* Ks / CSR7.5**

CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE (SHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- \* Densità Relativa Dr secondo Tusaoki 1990
- \* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova	Cedimento (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento totale	5.5	50
Cedimento totale correzione strati sottili	3.6	38

VALUTAZIONE DELL' INDICE I, DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (SONMEZ 2003)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità.

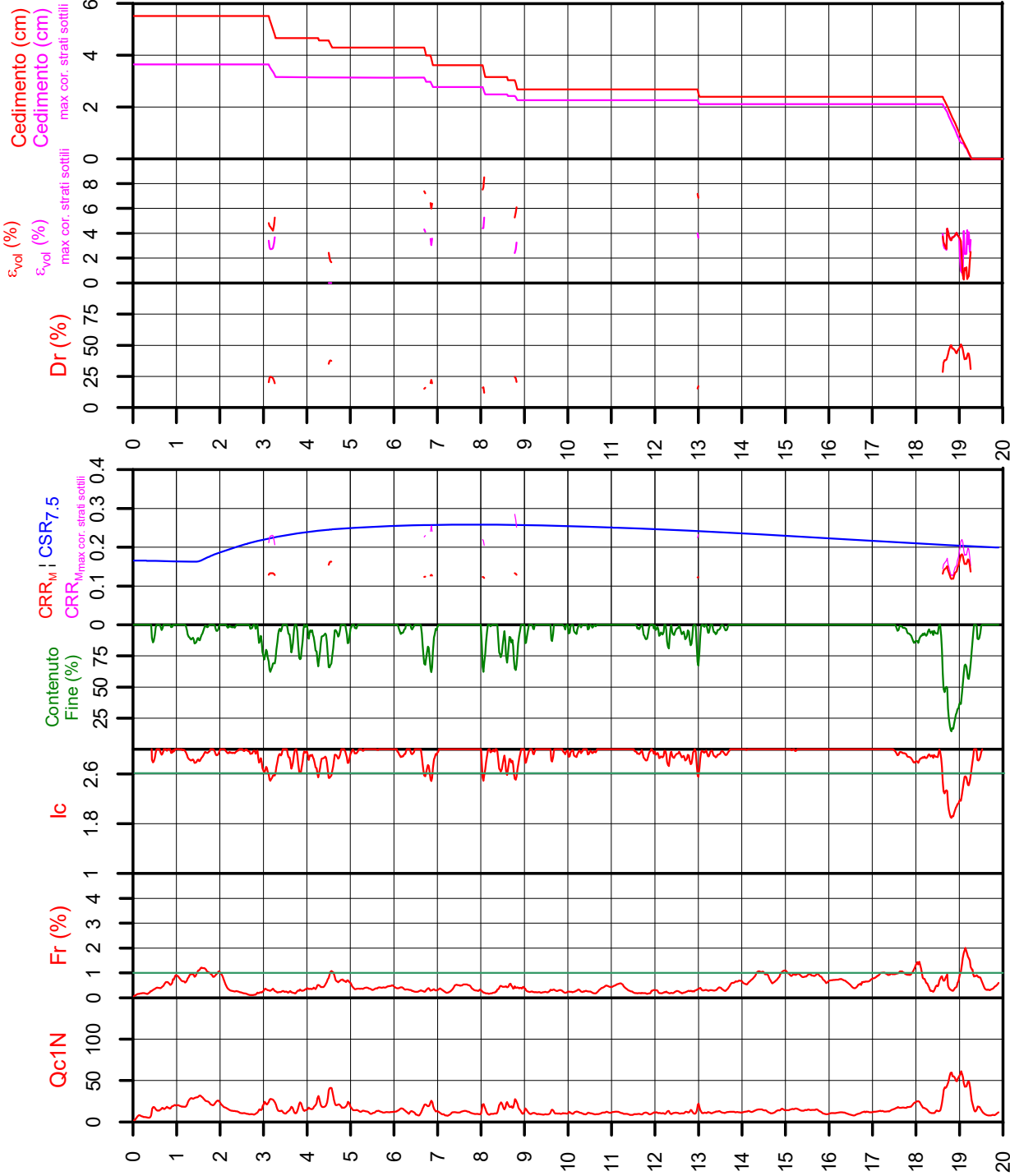
INDICE I, DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2005)

senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
1.8	0.2	IL <= 2 BASSA
		2 < IL <= 5 MODERATA
		5 < IL <= 15 ELEVATA
		IL > 15 MOLTO ALTA

PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE PPBI (FACCIORUSSO & VANNUCCHI 2009)

INDICE PPBI DI PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE (Facciorusso 2009)

senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	%	GUDIZIO DI PERICOLISITA'
4	2	PPBI <= 15	NON LIQUEFAZIONE QUASI CERTA
		15 < PPBI <= 35	LIQUEFAZIONE IMPROBABILE
		35 < PPBI <= 65	LIQUEFAZIONE ENON LIQUEFAZIONE
		65 < PPBI <= 85	LIQUEFAZIONE MOLTO PROBABILE
		PPBI > 85	LIQUEFAZIONE QUASI CERTA



INDICE I <sub>1</sub> DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
	0.7	BASSO
3.7		MODERATO
		ELEVATO
		ESTREMAMENTE ELEVATO

Comune  
Via  
Localita'  
Committente  
Data

CPT 2  
Falda presunta 1.5 metri

NTC 2018		DGR Emilia-Romagna 630 / 2019	
latitudine 44.46415°	ammax substrato (m/sec2)	latitudine 44.46415°	ammax substrato (m/sec2)
longitudine 11.920646°	1.764	longitudine 11.920646°	1.765
tipo di suolo	fattore amplificazione	tipo di riferimento	fattore amplificazione
C	1.435	Planura 2	1.700
amplificazione topografica ammax al p.c. (m/sec2)		amplificazione topografica ammax al p.c. (m/sec2)	
1.000	2.532	1.000	3.000
3. STATO LIMITE SALVAGUARDIA DELLA VITA	magnitudine	magnitudine	6.140

S.G.T. sas  
di Van Zutphen Albert & C.  
Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)  
www.geo55.com



## PROCEDURA

### VERIFICA DI LIQUEFAZIONE SECONDO ROBERSTON & CABAL 2009

- \* amax e fattore di amplificazione secondo NTC 2018
- \* CSR 6.14 calcolato MSF secondo Itriss & Boulanger 2004 (correzione per magnitudine)
- \* CRR (Cyclic Resistance Ratio) calcolato con
  - Qc1N secondo Itriss & Boulanger 2004
  - Fattore Kc per la correzione di Qc1N to Qc1Ncs per granulometria calcolato da Ic secondo Robertson & Cabal 2009
  - Fattore Kh per la correzione di Qc1Ncs per strati sottili di sabbia in mezzo argilla
- \* Fattore di sicurezza per liquefazione: Fslq = CRR 7.5 / CSR 6.14

### CALCOLO DEL CEDIMENTO E DELL' INDICE DI SPOSTAMENTO LATERALE PER TERRENI GRANULARI (ISHIHARA & YOSEMINE 1993)

Parametri utilizzati:

- \* Densità Relativa Dr secondo Tutsaoki 1990
- \* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

Cedimento ed indice di spostamento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni granulari	Cedimento terreni granulari (cm)	Indice di spostamento laterale LDI (cm)
Cedimento	3	33
Cedimento considerando strati sottili	2	25

### CALCOLO DEL CEDIMENTO PER TERRENI FINI (ROBERTSON 2009)

Parametri utilizzati:

- \* Qc1N secondo Itriss & Boulanger 2004
- \* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra

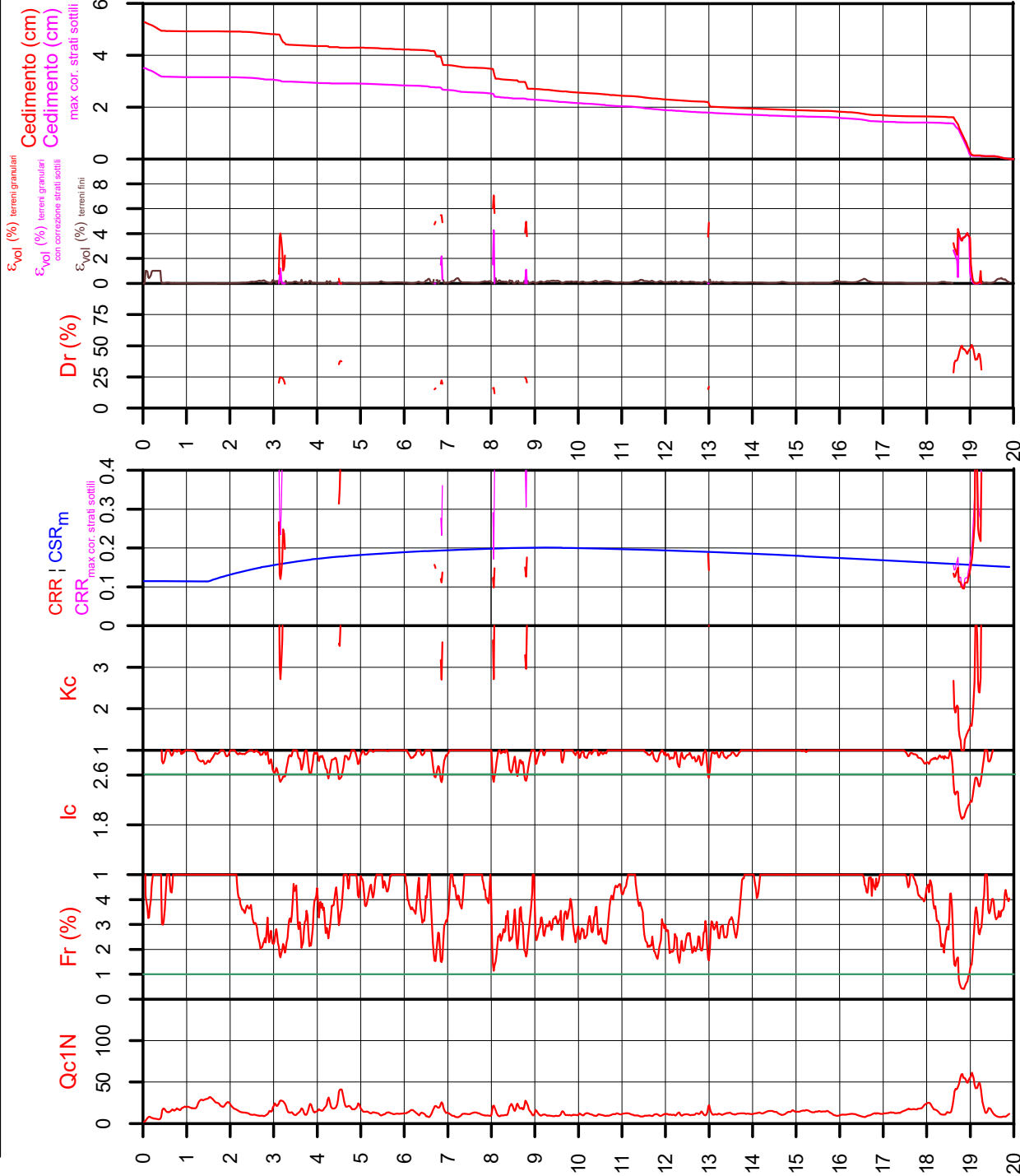
Cedimento laterale calcolato tra piano campagna e massima profondità della prova per terreni fini	Cedimento terreni fini (cm)	Cedimento totale fini + granulari (cm)
Cedimento	2	5
Cedimento considerando strati sottili	2	3

### VALUTAZIONE DELL' INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (IWASAKI 1982) (Riferimento Linee Guida AGI 2005; pagina 105)

Metodo di valutazione degli effetti di liquefazione basato su Fslq e la profondità.

- \* Fattore di sicurezza per liquefazione come sopra
- \* Profondità

INDICE IL DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE		POTENZIALE DI ROTTURA
senza correzione per strati sottili	con correzione per strati sottili	
2.8	0.1	IL <= 2 BASSO
		2 < IL <= 5 MODERATO
		5 < IL <= 15 ELEVATO
		IL > 15 ESTREMAMENTE ELEVATO





VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N<sub>lim</sub> VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N<sub>lim</sub> si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

$N_{lim} = sc * ic * bc * gc * dc * N_c * c_d + sq * iq * bq * gq * dq * N_q * g_1' * D + 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * N_g * B * g_2'$										=	408 kPa			
in cui:														
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal $\phi'$				=	5.14	Nc = (Nq - 1) * cotan $\phi'$							
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal $\phi'$				=	1.00	Nq = tan <sup>2</sup> (45 + $\phi'/2$ ) * e <sup><math>\lambda</math></sup> (pi * tan $\phi'$ )							
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal $\phi'$				=	0.00	Ng = 1.5 * (Nq - 1) * tan $\phi'$							
$\phi'_k$	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008				=	0.0 °	=	0.00 radians						
tan( $\phi'$ ) <sub>k</sub>	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008				=									
c <sub>d</sub>	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008				=	70 kPa	=	0.70 daN/cmq						
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione				=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc						
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione				=	10.00 kN/mc	=	1.000 ton/mc						
D	profondita di posa della fondazione				=	0.50 m								
Nk	carico verticale caratteristico				=	25891 kN	=	258.91 ton						
Tk	carico orizzontale caratteristico				=	0 kN	=	0.00 ton						
M <sub>b</sub>	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)				=	0 kN*m	=	0.00 ton*m						
M <sub>l</sub>	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)				=	0 kN*m	=	0.00 ton*m						
e <sub>B</sub>	eccentricità in larghezza B				=	0.00	e <sub>B</sub> = M <sub>B</sub> / N <sub>k</sub>		<div>Controllo della validità dell'eccentricità; e / B o L &lt;= 0.16</div>					
e <sub>L</sub>	eccentricità in lunghezza L				=	0.00	e <sub>L</sub> = M <sub>L</sub> / N <sub>k</sub>							
B <sub>R</sub>	larghezza della fondazione reale				=	17.40 m								
L <sub>R</sub>	lunghezza della fondazione				=	30.40 m								
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico				=	17.40 m	B = B <sub>R</sub> - 2 * e <sub>B</sub>		Brinch-Hansen, 1970					
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico				=	30.40 m	L = L <sub>R</sub> - 2 * e <sub>L</sub>		Brinch-Hansen, 1970					
sc	fattore di forma della fondazione				=	1.09	1 + (B/L) * (Nq/Nc)		Brinch-Hansen, 1970					
sq	fattore di forma della fondazione				=	1.00	1 + (B/L) * sin( $\phi'$ )		Brinch-Hansen, 1970					
sg	fattore di forma della fondazione				=	0.82	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6		Brinch-Hansen, 1970					
θ	inclinazione del carico				=	0.00 °	atan(Tk/Nk)							
ic	fattore dell'inclinazione del carico				=	1.00	(1 - θ / 90) <sup>2</sup>							
iq	fattore dell'inclinazione del carico				=	1.00	= ic							
ig	fattore dell'inclinazione del carico				=	0.00	(1 - θ / $\phi'$ ) <sup>2</sup> : 0 se $\phi$ = 0 o $\phi$ < θ							
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale				=	0.00 °	=	0.00 radians						
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				=	1.00	bq - ((1 - bq) / (Nc * tan $\phi'$ ))		Brinch-Hansen, 1970					
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				=	1.00	exp(-2*ω*tan $\phi'$ )		Brinch-Hansen, 1970					
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				=	1.00	exp(-2.7*ω*tan $\phi'$ )		Brinch-Hansen, 1970					
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione				=	0.00 °	=	0.00 radians						
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				=	1.00	gq - ((1 - gq) / (Nc * tan $\phi'$ ))		Brinch-Hansen, 1970					
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				=	1.00	(1 - 0.5 * tanβ) <sup>5</sup>		Brinch-Hansen, 1970					
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				=	1.00	gq		Brinch-Hansen, 1970					
dc	fattore di profondità				=	1.01	per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)							
dq	fattore di profondità				=	1.00	per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)							
dg	fattore di profondità				=	1.00	per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf) <sup>2</sup> * (D/B)							
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione				=	0.79	per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf) <sup>2</sup> * (D/B) * atan(D/B)							
							1.00 per definizione							
							1 - 0.25 * log(B/2) per B>=2		J.E. Bowles, 1988					
In caso di un substrato roccioso il valore del carico Nlim va ridotto in funzione del RQD:														
Nlim' = Nlim * RQD^2					=	0 kPa								
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)				=	0 %								
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite Nlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto														
Rd = Nlim / 2.3					=	177 kPa		=	1.77 daN/cmq		=	17.7 ton/mq		

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T<sub>lim</sub> ORRIZZONTALE IN CONDIZIONI STATICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T<sub>lim</sub> si applica la formula generale:

$T_{lim} = ca_d * mc\% + (N_k * \tan(\delta')_d * mm\% ) / A_{FOND}$					=	33 kPa		
in cui:								
ca <sub>d</sub>	coesione di progetto fondazione-terreno				=	50 kPa		
mc%	fattore di riduzione per ca <sub>d</sub>				=	0.66		J.E. Bowles, 1988
N <sub>k statico</sub>	carico verticale caratteristico statico				=	0 kN		
δ' <sub>d</sub>	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione				=	0.0	φ <sub>k</sub> * mm	J.E. Bowles, 1988
tan(δ') <sub>d</sub>	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione				=	0.00		
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' <sub>d</sub> )				=	67%		
A <sub>FOND</sub>	superficie effettiva delle fondazioni				=	528.96 mq		mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T <sub>lim</sub> , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto								
R <sub>d</sub> = T <sub>lim</sub> / 1.1					=	30 kPa	=	0.3 daN/cm <sup>2</sup> = 3 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N<sub>lim</sub> VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N <sub>lim</sub> si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.									
N <sub>lim</sub> =		zc * sc * lc * bc * gc * dc* Nc * c <sub>d</sub> + zq * sq * lq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * zg * rg * sg * lg *bg * gg *dg * Ng * B* g2'		=		294 kPa			
#1 CUI:									
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	5.14			Nc = (Nq -1) * cotanφ'			
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	1.00			Nq = tan²(45 + φ/2) * e <sup>φ(pi * tanφ')</sup>			
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal φ'	=	0.00			Ng = 1.5 * (Nq -1) * tanφ'			
φ' <sub>k</sub>	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	=		0.00 radians			
tan(φ' <sub>k</sub> )	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=							
c <sub>d</sub>	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	70 kPa	=		0.70 daN/cm <sup>2</sup>			
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=		2.000 ton/mc			
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	=	10.00 kN/mc	=		1.000 ton/mc			
D	profondita di posa della fondazione	=	0.50 m						
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)	=	25891 kN	=		258.91 ton			
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)	=	5178 kN	=		51.78 ton			
M <sub>b</sub>	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	11533 kN*m	=		115.33 ton*m			
M <sub>l</sub>	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)	=	11330 kN*m	=		113.30 ton*m			
e <sub>B</sub>	eccentricità in larghezza B	=	1.74			e <sub>B</sub> = M <sub>b</sub> / N <sub>k</sub> o 0.1*BR			
e <sub>L</sub>	eccentricità in lunghezza L	=	0.00			e <sub>L</sub> = M <sub>l</sub> / N <sub>k</sub> o 0.1*LR			
B <sub>R</sub>	larghezza della fondazione reale	=	17.40 m						
L <sub>R</sub>	lunghezza della fondazione	=	30.40 m						
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	13.92 m			B = B <sub>R</sub> - 2 * e <sub>B</sub>			Brinch-Hansen, 1970
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico	=	30.40 m			L = L <sub>R</sub> - 2 * e <sub>L</sub>			Brinch-Hansen, 1970
sc	fattore di forma della fondazione	=	1.09			1 + (B/L) * (Nq/Nc)			Brinch-Hansen, 1970
sq	fattore di forma della fondazione	=	1.00			1 + (B/L) * sin(φ')			Brinch-Hansen, 1970
sg	fattore di forma della fondazione	=	0.82			1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6			Brinch-Hansen, 1970
θ	inclinazione del carico	=	9.46 °			atan(Tk/Nk)			
ic	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80			(1-θ / 90)/2			
iq	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.80			= ic			
ig	fattore dell'inclinazione del carico	=	0.00			(1-θ / φ')/2 : 0 se φ = 0 o φ < 0			
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale	=	0.00 °	=		0.00 radians			
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00			bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))			Brinch-Hansen, 1970
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00			exp(-2*ω*tanφ')			Brinch-Hansen, 1970
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base	=	1.00			exp(-2.7*ω*tanφ')			Brinch-Hansen, 1970
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione	=	0.00 °	=		0.00 radians			
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00			gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))			Brinch-Hansen, 1970
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00			(1 - 0.5 + tanβ)/5			Brinch-Hansen, 1970
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna	=	1.00			gq			Brinch-Hansen, 1970
dc	fattore di profondità	=	1.01			per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B) per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)			
dq	fattore di profondità	=	1.00			per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)/2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)/2 * (D/B) * atan(D/B)			
dg	fattore di profondità	=	1.00			1.00 per definizione			
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione	=	0.79			1 - 0.25 * log(B/2) per B>=2			J.E. Bowles, 1988
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno	=	0.061			tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008			
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno	=	0.030			kh / 2			
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.90			exp(-4.3*kh*(1+XX))			Al-Karni & Budhu, 1993
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.80			(1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv))			Al-Karni & Budhu, 1993
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma	=	0.64			(1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv))			Al-Karni & Budhu, 1993
Applicando suddetto formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azioni inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N <sub>lim</sub> in condizioni sismiche									
N <sub>lim</sub> =				=		294 kPa			
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N <sub>lim</sub> va ridotto in funzione del RQD:									
N <sub>lim</sub> ' = N <sub>lim</sub> * RQD^2				=		0 kPa			
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)			=		0 %			
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N <sub>lim</sub> , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
R <sub>d</sub> = N <sub>lim</sub> / 1.8				=		163 kPa		= 1.63 daN/cm <sup>2</sup> = 16.3 ton/mq	

Controllo della validità dell'eccentricità, e / BR o LR <= 0.16	
e <sub>B</sub> / BR	0.10
e <sub>L</sub> / LR	0.00

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T<sub>lim</sub> ORRIZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale $T_{lim}$ si applica la formula generale:									
$T_{lim} = c_{a_d} * mc\% + (N_k * \tan(\delta'_d) * mm\%) / A_{FONDAZIONI}$				=		33 kPa			
in cui:									
$c_{a_d}$	coesione di progetto fondazione-terreno			=		50 kPa			
$mc\%$	fattore di riduzione per $c_{a_d}$			=		0.66		J.E. Bowles, 1988	
$N_{k\ statico}$	carico verticale caratteristico statico			=		25891 kN			
$\delta'_d$	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			=		0.0		$\phi_k * mm$ J.E. Bowles, 1988	
$\tan(\delta'_d)$	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			=		0.00			
$mm\%$	fattore di riduzione per $\tan(\delta'_d)$			=		67%			
						mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poiché il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno			
$A_{FOND}$	superficie effettiva delle fondazioni			=		423.17 mq		L * B per fondazioni a platea 423.17	
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite $T_{lim}$ , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
$R_d = T_{lim} / 1.1$				=		30 kPa		= 0.3 daN/cmq = 3 ton/mq	

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q <sub>crit</sub> ) per cui appaiono le prime zone plastiche.									
Qcrit = pi.greco * c		=	220 kPa	(condizioni non drenate)					
in cui:									
Nq <sub>crit</sub>	fattore critico dipendente da φ	=	0.00	Nq crit = π / (cotg (φ) - ((π/2)-φ)))					(Frohlich)
c	coesione	=	70.00 kPa						
φ' <sub>k</sub>	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008	=	0.0 °	=	0.00 radians				
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	=	20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc				
D	profondità di posa della fondazione	=	0.50 m						
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di									
Qcrit_d = Qcrit / 0.8		=	275 kPa	=	2.749 daN/cmq	=	27.49 ton/mq		

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N<sub>lim</sub> VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE IN TERRENO OMOGENEO

Per la verifica del carico limite verticale N<sub>lim</sub> si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.

<b>N<sub>lim</sub> =</b>		<b>sc * ic * bc * gc * dc * Nc * C<sub>d</sub></b>		<b>+ sq * iq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D</b>		<b>+ 0.5 * rg * sg * ig * bg * gg * dg * Ng * B * g2'</b>		<b>= 897 kPa</b>	
in cui:		Nc		fattore di capacita portante dipendente dal φ'		= 20.72		Nc = (Nq -1) * cotanφ'	
		Nq		fattore di capacita portante dipendente dal φ'		= 10.66		Nq = tan^2(45 + φ'/2) * e^λ(pi * tanφ')	
		Ng		fattore di capacita portante dipendente dal φ'		= 6.76		Ng = 1.5 * (Nq -1) * tanφ'	
		φ' <sub>k</sub>		angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008		= 25.0 °		= 0.44 radians	
		tan(φ') <sub>k</sub>		tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008		=			
		C <sub>d</sub>		coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008		= 15 kPa		= 0.15 daN/cm <sup>2</sup>	
		g1'		peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione		= 20.00 kN/mc		= 2.000 ton/mc	
		g2'		peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione		= 10.00 kN/mc		= 1.000 ton/mc	
		D		profondita di posa della fondazione		= 0.50 m			
		Nk		carico verticale caratteristico		= 25891 kN		= 258.91 ton	
		Tk		carico orizzontale caratteristico		= 0 kN		= 0.00 ton	
		M <sub>b</sub>		momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)		= 0 kN*m		= 0.00 ton*m	
		M <sub>l</sub>		momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)		= 0 kN*m		= 0.00 ton*m	
		e <sub>B</sub>		eccentricità in larghezza B		= 0.00		e <sub>B</sub> = M <sub>B</sub> / N <sub>k</sub>	
		e <sub>L</sub>		eccentricità in lunghezza L		= 0.00		e <sub>L</sub> = M <sub>L</sub> / N <sub>k</sub>	
		B <sub>R</sub>		larghezza della fondazione reale		= 17.40 m			
		L <sub>R</sub>		lunghezza della fondazione		= 30.40 m			
		B		larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico		= 17.40 m		B = B <sub>R</sub> - 2 * e <sub>B</sub>	
		L		lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricità del carico		= 30.40 m		L = L <sub>R</sub> - 2 * e <sub>L</sub>	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
		sc		fattore di forma della fondazione		= 1.24		1 + (B/L) * (Ng/Nc)	
		sq		fattore di forma della fondazione		= 1.19		1 + (B/L) * sin(φ')	
		sg		fattore di forma della fondazione		= 0.82		1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
		θ		inclinazione del carico		= 0.00 °		atan(Tk/Nk)	
		ic		fattore dell'inclinazione del carico		= 1.00		(1-θ / 90)^2	
		iq		fattore dell'inclinazione del carico		= 1.00		= ic	
		ig		fattore dell'inclinazione del carico		= 1.00		(1-θ / φ)^2) : 0 se φ = 0 o φ < θ	
		ω		angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale		= 0.00 °		= 0.00 radians	
		bc		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base		= 1.00		bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))	
		bq		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base		= 1.00		exp(-2*ω*tanφ')	
		bg		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base		= 1.00		exp(-2.7*ω*tanφ')	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
		β		inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione		= 0.00 °		= 0.00 radians	
		gc		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna		= 1.00		gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))	
		gq		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna		= 1.00		(1 - 0.5 * tanβ)^5	
		gg		fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna		= 1.00		gq	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
								Brinch-Hansen, 1970	
		dc		fattore di profondità		= 1.01		per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B)	
		dq		fattore di profondità		= 1.01		per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)	
		dg		fattore di profondità		= 1.00		per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)^2 * (D/B)	
		rg		fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione		= 0.79		per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)^2 * (D/B) * atan(D/B)	
								1.00 per definizione	
								J.E. Bowles, 1988	
In caso di un substrato roccioso il valore del carico Nlim va ridotto in funzione del RQD:									
Nlim' = Nlim * RQD^2						=		0 kPa	
in RQD     Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)									
						=		0 %	
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 2.3 al carico limite Nlim, come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
Rd = Nlim / 2.3						=		390 kPa     =     3.90 daN/cm <sup>2</sup> =     39.0 ton/mq	

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE N<sub>lim</sub> VERTICALE IN CONDIZIONI SISMICHE IN TERRENO OMOGENEO

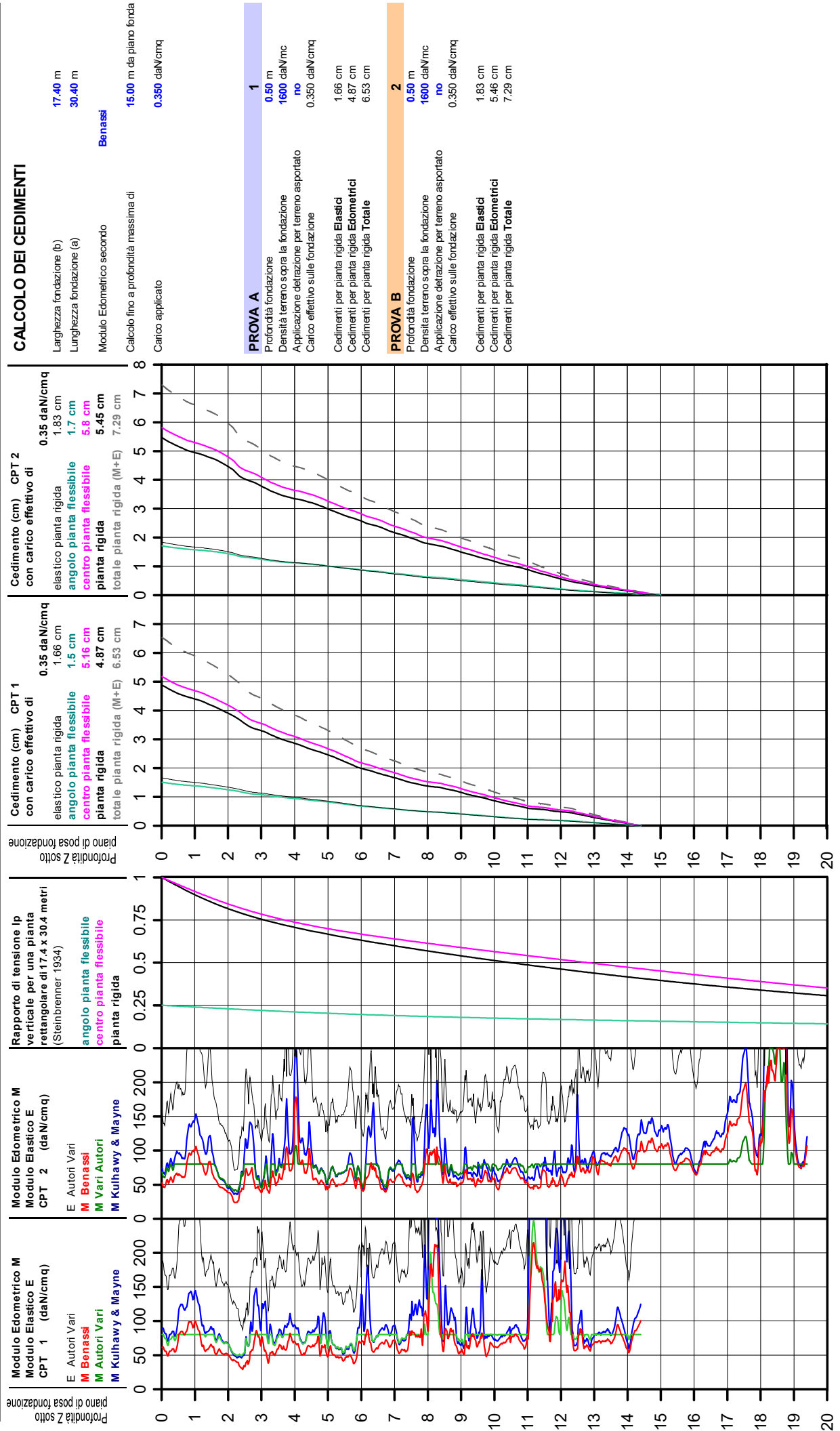
Per la verifica del carico limite verticale N <sub>lim</sub> si applica la formula generale di Brinch-Hansen (1966, 1970) con l'aggiunto di alcuni fattori correttivi da altre autori.									
N <sub>lim</sub> =		zc * sc * lc * bc * gc * dc* Nc * c <sub>d</sub> + zq * sq * lq * bq * gq * dq * Nq * g1' * D + 0.5 * zg * rg * sg * lg *bg * gg *dg * Ng * B* g2'		=	402 kPa				
#1 CUI:									
Nc	fattore di capacita portante dipendente dal φ'				20.72	Nc = (Nq -1) * cotanφ'			
Nq	fattore di capacita portante dipendente dal φ'				10.66	Nq = tan²(45 + φ/2) * e <sup>φ</sup> (pi * tanφ')			
Ng	fattore di capacita portante dipendente dal φ'				6.76	Ng = 1.5 * (Nq -1) * tanφ'			
φ' <sub>k</sub>	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008				25.0 °	=	0.44 radians		
tan(φ' <sub>k</sub> )	tangente del angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008								
c <sub>d</sub>	coesione caratteristica di progetto secondo D.M. 14-01-2008				15 kPa	=	0.15 daN/cm <sup>2</sup>		
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione				20.00 kN/mc	=	2.000 ton/mc		
g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione				10.00 kN/mc	=	1.000 ton/mc		
D	profondita di posa della fondazione				0.50 m				
Nk	carico verticale caratteristico (incluso componente verticale dell'azione sismica E)				25891 kN	=	258.91 ton		
Tk	carico orizzontale caratteristico (incluso componente orizzontale dell'azione sismica E)				5178 kN	=	51.78 ton		
M <sub>b</sub>	momento nella direzione di B (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)				11533 kN*m	=	115.33 ton*m		
M <sub>l</sub>	momento nella direzione di L (Componente orizzontale del carico Tk per l'altezza dove agisce: M = Tk * H)				11330 kN*m	=	113.30 ton*m		
e <sub>B</sub>	eccentricita in larghezza B				1.74	e <sub>B</sub> = M <sub>b</sub> / N <sub>k</sub> o 0.1*BR			
e <sub>L</sub>	eccentricita in lunghezza L				0.00	e <sub>L</sub> = M <sub>l</sub> / N <sub>k</sub> o 0.1*LR			
B <sub>R</sub>	larghezza della fondazione reale				17.40 m				
L <sub>R</sub>	lunghezza della fondazione				30.40 m				
B	larghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico				13.92 m	B = B <sub>R</sub> - 2 * e <sub>B</sub>			
L	lunghezza equivalente della fondazione che tiene conto dell'eccentricita del carico				30.40 m	L = L <sub>R</sub> - 2 * e <sub>L</sub>			
sc	fattore di forma della fondazione				1.24	1 + (B/L) * (Nq/Nc)	Brinch-Hansen, 1970		
sq	fattore di forma della fondazione				1.19	1 + (B/L) * sin(φ')	Brinch-Hansen, 1970		
sg	fattore di forma della fondazione				0.82	1 - 0.4 * (B/L) >= 0.6	Brinch-Hansen, 1970		
θ	inclinazione del carico				9.46 °	atan(Tk/Nk)			
ic	fattore dell'inclinazione del carico				0.80	(1-θ / 90)/2			
iq	fattore dell'inclinazione del carico				0.80	= ic			
ig	fattore dell'inclinazione del carico				0.39	(1-θ / φ')/2 : 0 se φ = 0 o φ < 0			
ω	angolo di inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale				0.00 °	=	0.00 radians		
bc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				1.00	bq - ((1 - bq) / (Nc * tanφ'))	Brinch-Hansen, 1970		
bq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				1.00	exp(-2*ω*tanφ')	Brinch-Hansen, 1970		
bg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base				1.00	exp(-2.7*ω*tanφ')	Brinch-Hansen, 1970		
β	inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale a valle della fondazione				0.00 °	=	0.00 radians		
gc	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				1.00	gq - ((1 - gq) / (Nc * tanφ'))	Brinch-Hansen, 1970		
gq	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				1.00	(1 - 0.5 + tanβ)/5	Brinch-Hansen, 1970		
gg	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna				1.00	gq	Brinch-Hansen, 1970		
dc	fattore di profondita				1.01	per D/B<=1; dc = 1 + 0.4 * (D/B) per D/B > 1; dc = 1 + 0.4 * atan(D/B)			
dq	fattore di profondita				1.01	per D/B<=1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)/2 * (D/B) per D/B > 1; dq = 1 + 2 * tanf * (1 - senf)/2 * (D/B) * atan(D/B)			
dg	fattore di profondita				1.00	1.00 per definizione			
rg	fattore correttivo per aumento della larghezza di fondazione				0.79	1 - 0.25 * log(B/2) per B>=2	J.E. Bowles, 1988		
kh	coefficiente sismico orizzontale per inerzia del terreno				0.061	tabella 7.11.1 del D.M. 14-01-2008			
kv	coefficiente sismico verticale per inerzia del terreno				0.030	kh / 2			
zc	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma				0.78	exp(-4.3*kh*(1+XX))	Al-Karni & Budhu, 1993		
zq	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma				0.80	(1-Kv)*exp(-5.3*kh*1.2)/(1-Kv))	Al-Karni & Budhu, 1993		
zg	fattore riduttivo per effetto delle azioni inerziali del terreno in caso di sisma				0.64	(1-2/3*Kv)*exp(-9*kh*1.1)/(1-Kv))	Al-Karni & Budhu, 1993		
Applicando suddetto formula generale di Brinch-Hanssen assumendo i fattori riduttivi per l'azioni inerziale del terreno in caso di sisma si calcola il carico limite N <sub>lim</sub> in condizioni sismiche									
N <sub>lim</sub> =				=	402 kPa				
In caso di un substrato roccioso il valore del carico N <sub>lim</sub> va ridotto in funzione del RQD:									
N <sub>lim</sub> ' = N <sub>lim</sub> * RQD^2				=	0 kPa				
in RQD	Rock Quality Designation (pezzi > 10cm per metro)			=	0 %				
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.8 al carico limite N <sub>lim</sub> , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
R <sub>d</sub> = N <sub>lim</sub> / 1.8				=	223 kPa	=	2.23 daN/cm <sup>2</sup>	=	22.3 ton/mq

VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE T<sub>lim</sub> ORRIZONTALE IN CONDIZIONI SISMICHE SUL PIANO DI POSA

Per la verifica del carico limite orizzontale T <sub>lim</sub> si applica la formula generale:									
T <sub>lim</sub> =		ca <sub>d</sub> * mc% + (Nk * tan(δ' <sub>d</sub> ) * mm% ) / A <sub>FONDAZIONI</sub>		=		36 kPa			
in cui:									
ca <sub>d</sub>	coesione di progetto fondazione-terreno			=	40 kPa				
mc%	fattore di riduzione per ca <sub>d</sub>			=	0.66	J.E. Bowles, 1988			
N <sub>k statico</sub>	carico verticale caratteristico statico			=	25891 kN				
δ' <sub>d</sub>	angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			=	12.7	φ <sub>k</sub> * mm	J.E. Bowles, 1988		
tan(δ' <sub>d</sub> )	tangente del angolo di attrito di progetto terreno-fondazione			=	0.23				
mm%	fattore di riduzione per tan(δ' <sub>d</sub> )			=	67%	mm = 0.67 a favore della sicurezza, ma potrebbero essere assunto mm = 1 poichè il calcestruzzo fresco aderisce bene al terreno, quindi di fatto l'attrito avviene tra terreno e terreno			
A <sub>FOND</sub>	superficie effettiva delle fondazioni			=	423.17 mq	L * B per fondazioni a platea	423.17		
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1.1 al carico limite T <sub>lim</sub> , come prescritto del D.M. dell' 18-01-2008 per approccio 2, si ottiene un resistenza di progetto									
Rd = T <sub>lim</sub> / 1.1				=	32 kPa	=	0.324 daN/cmq	=	3.24 ton/mq

VERIFICA DI FROHLICH

Si considera l'equazione di Frohlich che valuta il carico critico (Q <sub>crit</sub> ) per cui appaiono le prime zone plastiche.									
Qcrit = Nqcrit * (c * cotg <sup>2</sup> k + g1' * D )				=		131 kPa		(condizioni drenate)	
in cui:									
Nq <sub>crit</sub>	fattore critico dipendente da φ					= 3.11		Nq crit = π / (cotg (φ) - ((π/2)-φ)))	(Frohlich)
c	coesione					= 15.00 kPa			
φ' <sub>k</sub>	angolo di attrito interno caratteristico di progetto secondo D.M. 14-01-2008					= 25.0 °		= 0.44 radians	
g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione					= 20.00 kN/mc		= 2.000 ton/mc	
D	profondità di posa della fondazione					= 0.50 m			
Applicando un fattore di sicurezza uguale a 1 al carico limite Qcrit si ottiene un carico critico di progetto relativo ai primi fenomeni di plasticizzazione di									
Qcrit_d = Qcrit / 0.8				=		164 kPa		=	1.639 daN/cm <sup>2</sup> = 16.39 ton/mq



CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza fondazione (b)

17.40 m

Lunghezza fondazione (a)

30.40 m

Modulo Edometrico secondo

Benassi

Calcolo fino a profondità massima di

15.00 m da piano fondo

Carico applicato

0.350 daN/cm<sup>2</sup>

PROVA A

Profondità fondazione

0.50 m

Densità terreno sopra la fondazione

1600 daN/mc

Applicazione detrazione per terreno asportato

no

Carico effettivo sulle fondazione

0.350 daN/cm<sup>2</sup>

Cedimenti per pianta rigida Elastici

1.66 cm

Cedimenti per pianta rigida Edometrici

4.87 cm

Cedimenti per pianta rigida Totale

6.53 cm

PROVA B

Profondità fondazione

0.50 m

Densità terreno sopra la fondazione

1600 daN/mc

Applicazione detrazione per terreno asportato

no

Carico effettivo sulle fondazione

0.350 daN/cm<sup>2</sup>

Cedimenti per pianta rigida Elastici

1.83 cm

Cedimenti per pianta rigida Edometrici

5.46 cm

Cedimenti per pianta rigida Totale

7.29 cm





**Società di  
Geologia  
Territoriale**

S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.  
Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)  
www.geo55.com

## RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Lugo	Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 1	Prova 2
Località	Bizzuno			
Committente	TE.AM s.r.l	Prova 1		8.0
Fondazione rettangolare	17.4 X 30.4 m	Prova 2	8.0	
Piano di posa	0.5 -- 0.5 m			
Carico applicato	0.35 daN/cm2			

### CEDIMENTI DIFFERENZIALI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

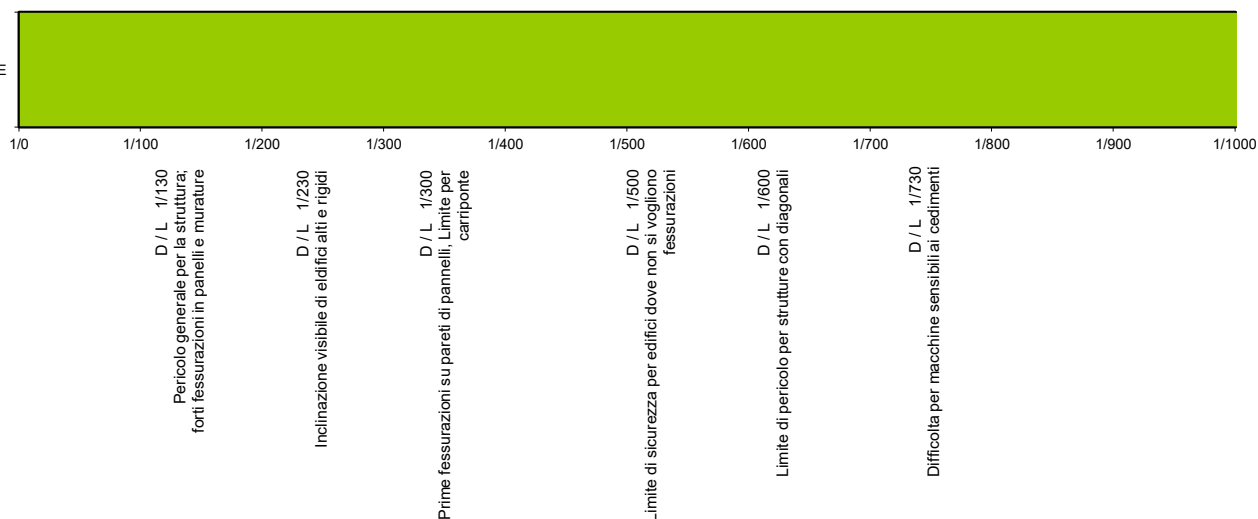
Centro di una pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm			Cedimenti differenziali (cm)	Prova 1	Prova 2	Cedimenti differenziali (%)	Prova 1	Prova 2	Cedimenti differenziali massimi		
	Elastici	Edometrici	Totale							cm	%	L / Δ
Prova 1	1.66	4.87	6.53	Prova 1		0.59	Prova 1		0.07	0.59	0.07	1361
Prova 2	1.83	5.46	7.29	Prova 2	0.59		Prova 2	0.07				

### LIMITI DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)

DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE

D / L

TRA PROVE



### LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cementi armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

Locale

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Modulo Edometrico M secondo Benassi

Modulo Elastico E Autori Vari

Comune Lugo  
Via Buscaroli 2  
Localita' Bizzuno  
Committente T.E.A.M. s.r.l  
Data 10/12/2020

SGT



S.G.T. sas  
di Van Zutphen Albert & C.

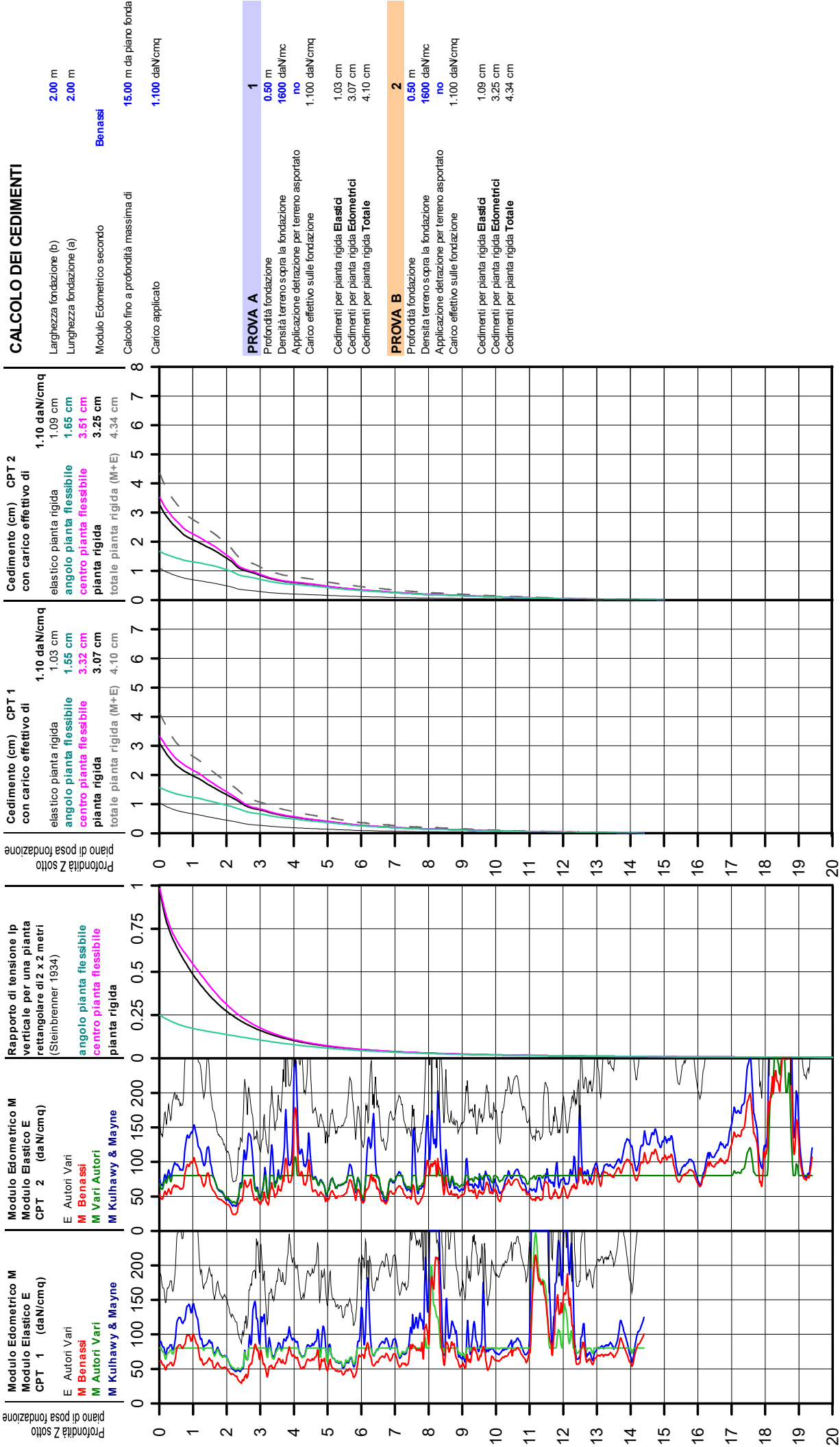
Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com

Società di

Geologia

Territoriale





**Società di  
Geologia  
Territoriale**

S.G.T. sas.  
di Van Zutphen Albert & C.  
Via Matteotti 50  
48012 Bagnacavallo (RA)  
www.geo55.com

## RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi) Locale

Comune	Lugo	Distanze tra le prove (m) / Distanza ipotizzata della variabilità litotecnica (m)	Prova 1	Prova 2
Località	Bizzuno			
Committente	TE.AM s.r.l	Prova 1		8.0
Fondazione rettangolare	2 X 2 m	Prova 2	8.0	
Piano di posa	0.5 -- 0.5 m			
Carico applicato	1.10 daN/cm2			

### CEDIMENTI DIFFERENZIALI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

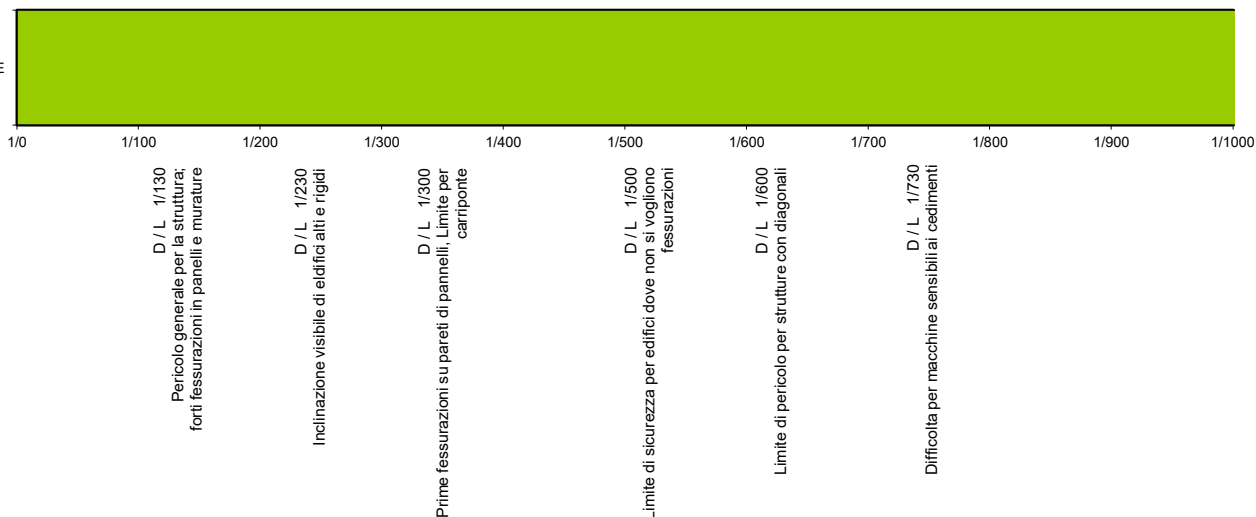
Centro di una pianta rettangolare rigida	Cedimenti cumulativo in cm			Cedimenti differenziali (cm)	Prova 1	Prova 2	Cedimenti differenziali (%)	Prova 1	Prova 2	Cedimenti differenziali massimi		
	Elastici	Edometrici	Totale							cm	%	L / Δ
Prova 1	1.03	3.07	4.10	Prova 1		0.18	Prova 1		0.02	0.18	0.02	4444
Prova 2	1.09	3.25	4.34	Prova 2	0.18		Prova 2	0.02				

### LIMITI DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)

DISTORSIONE MASSIMA TRA PROVE

D / L

TRA PROVE



### LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILE (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture	Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in calcestruzzo armato.	15 - 20	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno.	10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cemento armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a platea.	8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.	6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	5 - 6	1/500 - 1/700

## LUGO BIZZUNO VIABUSCAROLI N\_2, TE.AM. SRL CANILE LUGO T1

Instrument: TEN-0017/01-07

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: 51

Start recording: 10/12/20 10:20:21 End recording: 10/12/20 10:37:52

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h17'24". Analyzed 83% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

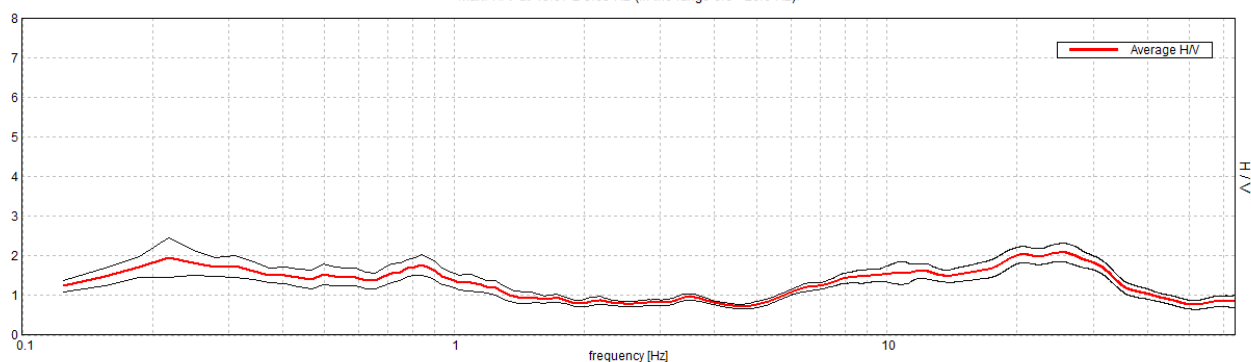
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

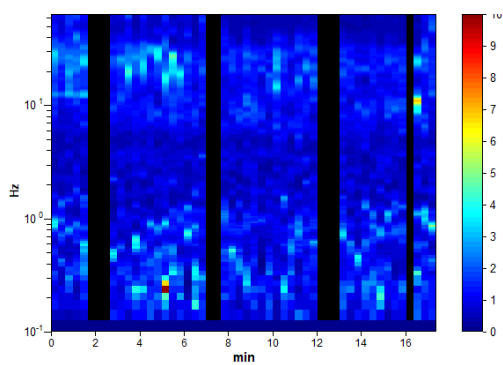
Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

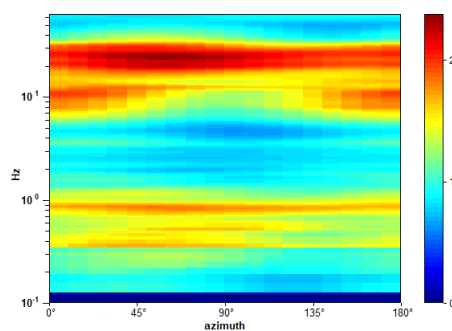
Max. H/V at  $19.97 \pm 5.83$  Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).



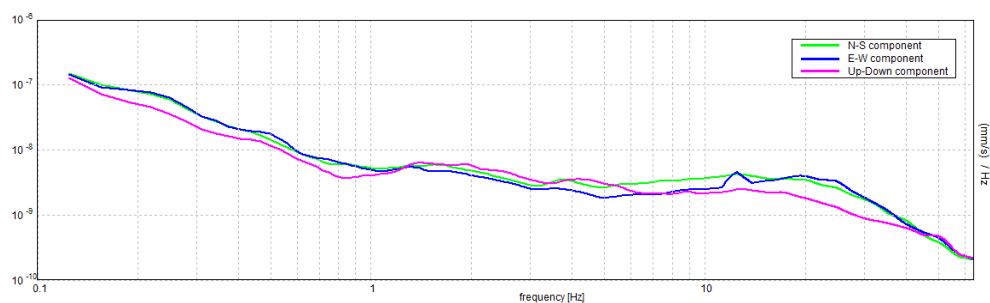
### H/V TIME HISTORY



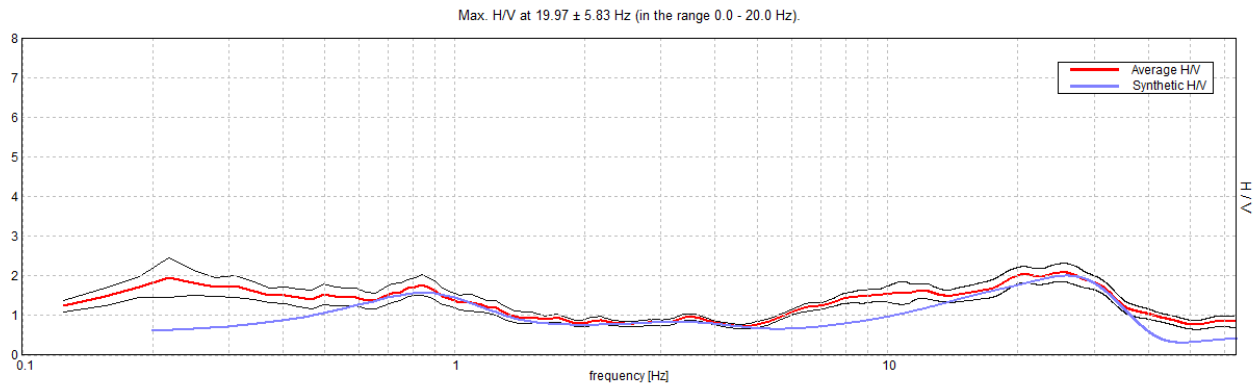
### DIRECTIONAL H/V



### SINGLE COMPONENT SPECTRA

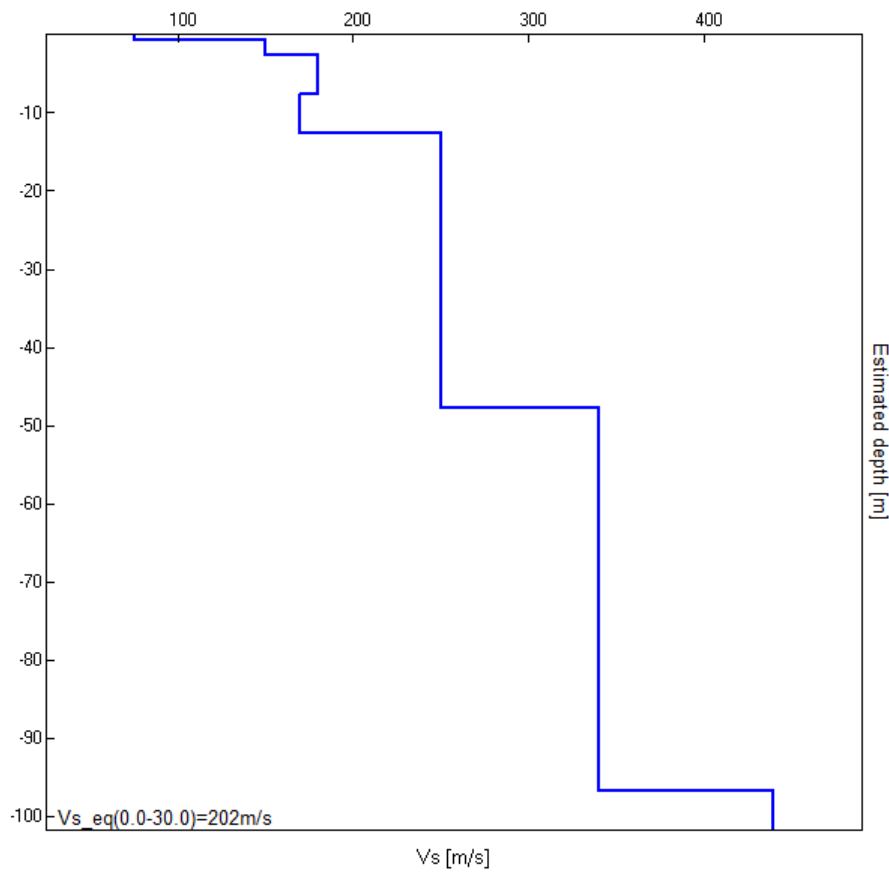


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.68	0.68	75	0.42
2.68	2.00	150	0.42
7.68	5.00	180	0.40
12.68	5.00	170	0.40
47.68	35.00	250	0.40
96.68	49.00	340	0.40
inf.	inf.	440	0.40

Vs\_eq(0.0-30.0)=202m/s





[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

**Max. H/V at  $19.97 \pm 5.83$  Hz (in the range 0.0 - 20.0 Hz).**

**Criteria for a reliable H/V curve**

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$19.97 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$17173.1 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 960 times	OK	

**Criteria for a clear H/V peak**

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	5.75 Hz	OK	
Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	41.094 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.00 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.29193  < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$5.82941 < 0.99844$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2096 < 1.58$	OK	

$L_w$	window length
$n_w$	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
$f$	current frequency
$f_0$	H/V peak frequency
$\sigma_f$	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	H/V peak amplitude at frequency $f_0$
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency $f$
$f^-$	frequency between $f_0/4$ and $f_0$ for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequency between $f_0$ and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

**Threshold values for  $\sigma_f$  and  $\sigma_A(f_0)$**

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20