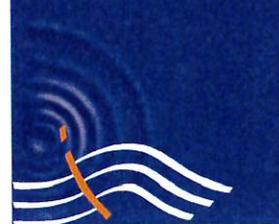


CASADIO & CO.
di Casadio Mario

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ
Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it

Casadio&Co



geologia
acustica
ambiente

RELAZIONE GEOLOGICA

**Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edil Esterni srl, Acquisti
Edda e Bartolomei Dario snc**

DATA: 02/12/2021

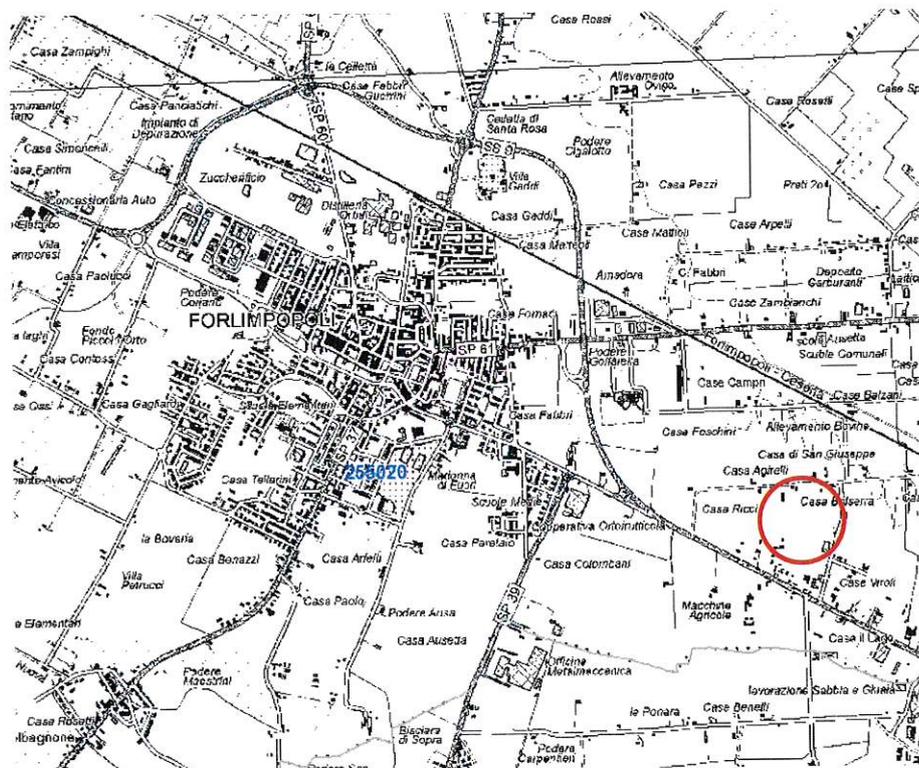
**PER L'ACCORDO OPERATIVO
AI SENSI DELL'ART. 38 DELLA L.R. 24/2017
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
AMBITO A13-06 2°STRALCIO
COMPARTO PRODUTTIVO MELATELLO
SCHEMA N.16-45-46-49
IN COMUNE DI FORLIMPOPOLI**

Il geologo
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA
PER L'ACCORDO OPERATIVO
AI SENSI DELL'ART. 38 DELLA L.R. 24/2017
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
AMBITO A13-06 2°STRALCIO
COMPARTO PRODUTTIVO MELATELLO
SCHEDA N.16-45-46-49
IN COMUNE DI FORLIMPOPOLI

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche per l'accordo operativo ai sensi dell'art. 38 della L.R. 24/2017 Piano Urbanistico Attuativo Ambito a13-06 2° stralcio, comparto produttivo Melatello scheda n.16-45-46-49, in Comune di Forlimpopoli.



Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 255.020 della carta tecnica regionale.

Lo studio è finalizzato anche alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno, a tale scopo sono state programmate le seguenti indagini:

- Esecuzione di n.1 prova penetrometrica statica CPTU
- Esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche CPT
- Esecuzione di n.3 prove HVSR
- Ricerca bibliografica.

Alla presente relazione sono allegati:

- Planimetria area d'intervento a scala 1:2.000 con ubicazione prove
- Grafici penetrometrici statici

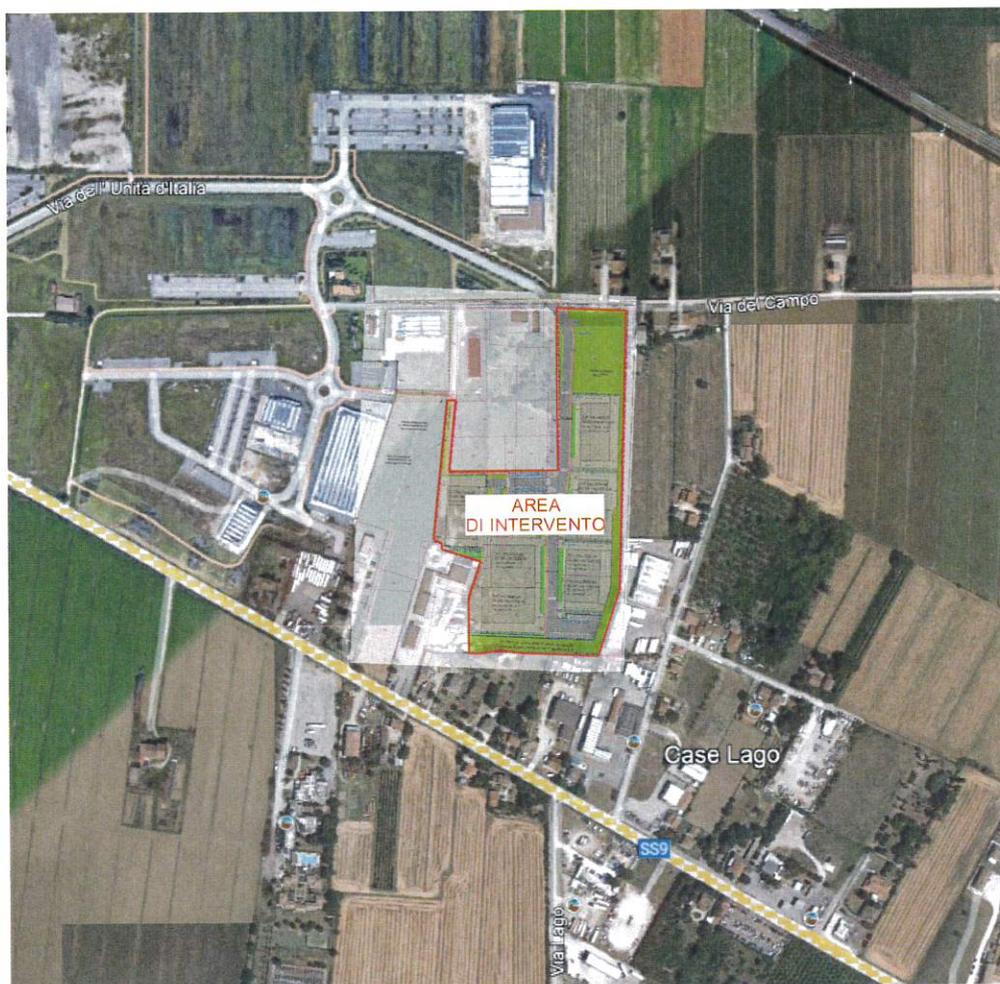
NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Relativamente alla parte geologica, si fa riferimento alle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 e successiva circolare esplicativa
- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- DGR n. 630/2019, DGR n. 476/2021
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- DGR n. 630/2019
- Eurocodice 8 (1998); Eurocodice 7.1 (1997); Eurocodice 7.2 (2002); Eurocodice 7.3 (2002)
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento è finalizzato alla realizzazione di un PUA che prevede la realizzazione di n.5 lotti a destinazione artigianale. L'intervento comprende la realizzazione di opere di urbanizzazione primaria funzionali all'intervento, consistenti in una nuova rete stradale collegata alla rete viaria esistente, in parcheggi e in aree verdi.



MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è pianeggiante e presenta una quota di circa 26.5 m slm, attualmente è incolta.

Geologicamente l'area è interessata da depositi che formano il Sintema Emiliano Romagnolo sono in questa area formati dall'Unità di Ravenna (AES8) che è costituito, nelle aree di piana alluvionale, da ghiaie, sabbie, limi ed argille.

Nell'area in oggetto la prevalenza è di terreni argillosi da mediamente consistenti a molto consistenti intercalati ad argille sabbiose e limose e a terre limo sabbiose.

La stratigrafia del sottosuolo ricostruita mediante le prove penetrometriche eseguite è così schematizzabile:

Prova n.1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.60	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
1.60	3.00	Argille sabbiose e limose
3.00	4.80	Argilla inorganica compatta
4.80	10.00	Argilla inorganica molto compatta
10.00	12.20	Argilla inorganica compatta
12.20	14.60	Argille sabbiose e limose



Prova n.2

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Texture	Descrizione
0.46	6.404347	0.361594		2.0 Coesivo	—————	Terreno vegetale
0.87	9.363415	0.539454		2.0 Coesivo	—————	Argille
1.7	79.02652	3.74966		2.1 Incoerente-Coe	—————	Terreni fini molto consistenti sovraconsolidati o
2.13	29.28604	1.917228		2.0 Coesivo	—————	Argille
9	11.59185	0.393369		1.9 Coesivo	—————	Argille limose - Argille
10	16.308	0.686431		2.0 Coesivo	—————	Argille
12.36	11.58728	0.245494		1.9 Coesivo	—————	Limi argillosi e Argille limose
15.05	26.11003	0.357305		2.0 Coesivo	⋯⋯⋯	Limi sabbiosi e Limi argillosi
19.76	16.84437	0.293076		1.9 Coesivo	⋯⋯⋯	Limi argillosi



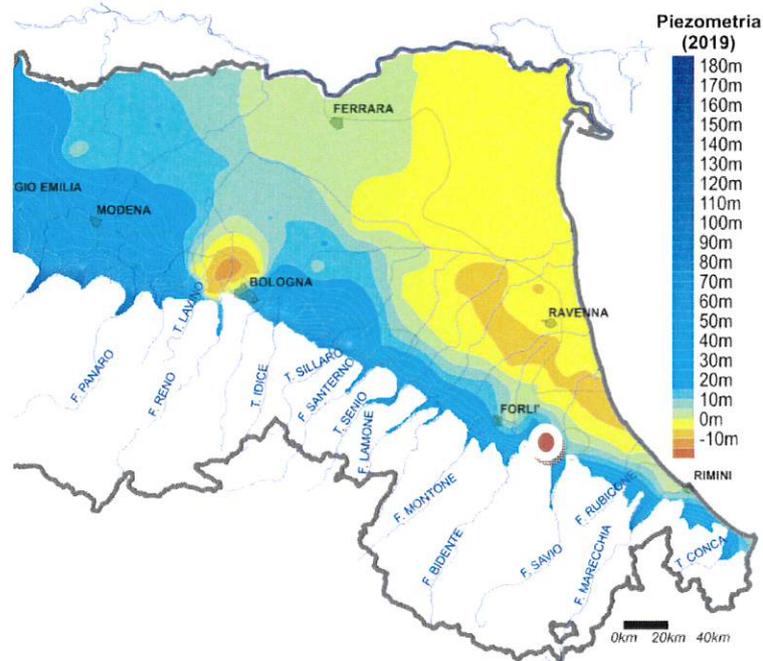
Prova n.3

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.80	Terreno di riporto
0.80	2.80	Argilla inorganica molto compatta
2.80	3.60	Argille organiche e terreni misti
3.60	5.00	Argilla inorganica compatta
5.00	10.80	Argilla inorganica molto compatta
10.80	11.40	Argille organiche e terreni misti
11.40	12.80	Argilla inorganica molto compatta
12.80	14.60	Argille sabbiose e limose

IDROGEOLOGIA, IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

La falda in area di pianura presenta un andamento poco variabile che dipende dalla litologia stratigrafia dei depositi alluvionali.

Nell'area in esame l'andamento generale della falda è nord est e non è influenzata da corsi d'acqua in quanto abbastanza lontana da essi.



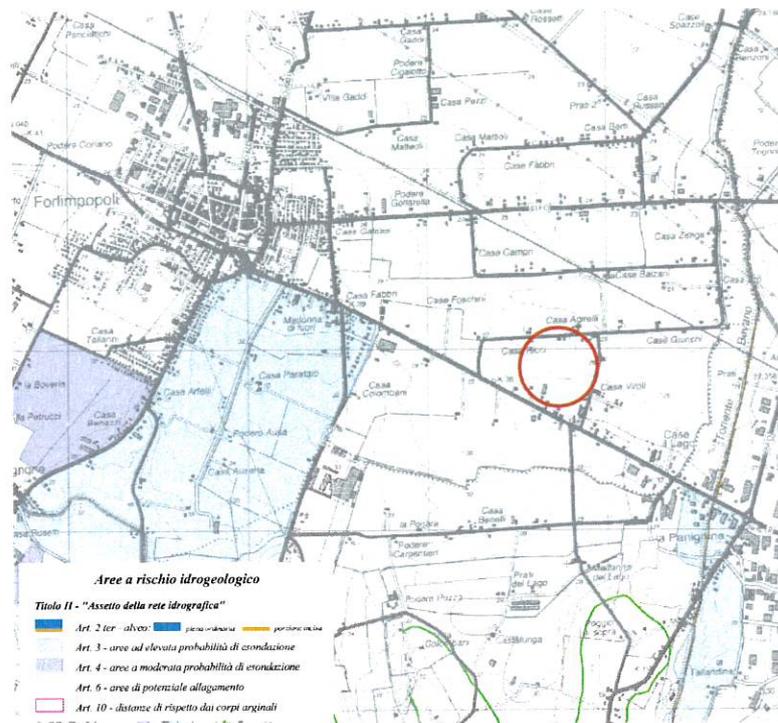
Nel nostro caso i corsi d'acqua di una certa importanza sono il Fiume Ronco che scorre a circa 4.7 km a ovest, il Torrente Bevano che scorre a 1.000 m a est e lo Scolo Ponara che passa a oltre 700 m a est dell'area.

Le acque superficiali sono perciò regimate dalla fognatura e dai fossetti.

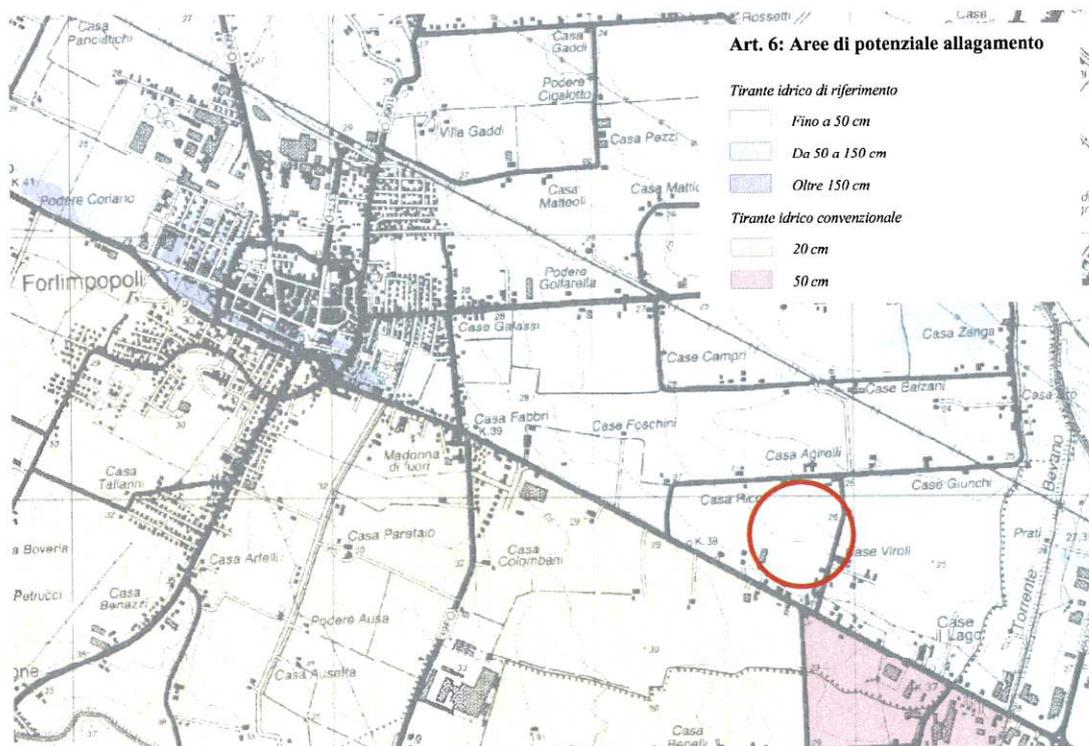
La falda è stata misurata nei 3 punti di prova:

piezometro	quota falda dal p.c.
prova 1	3,65
prova 2	2,70
prova 3	2,50

La Carta del Rischio Alluvioni della Regione Emilia Romagna mostra che l'area rientra negli scenari di "aree di potenziale allagamento".

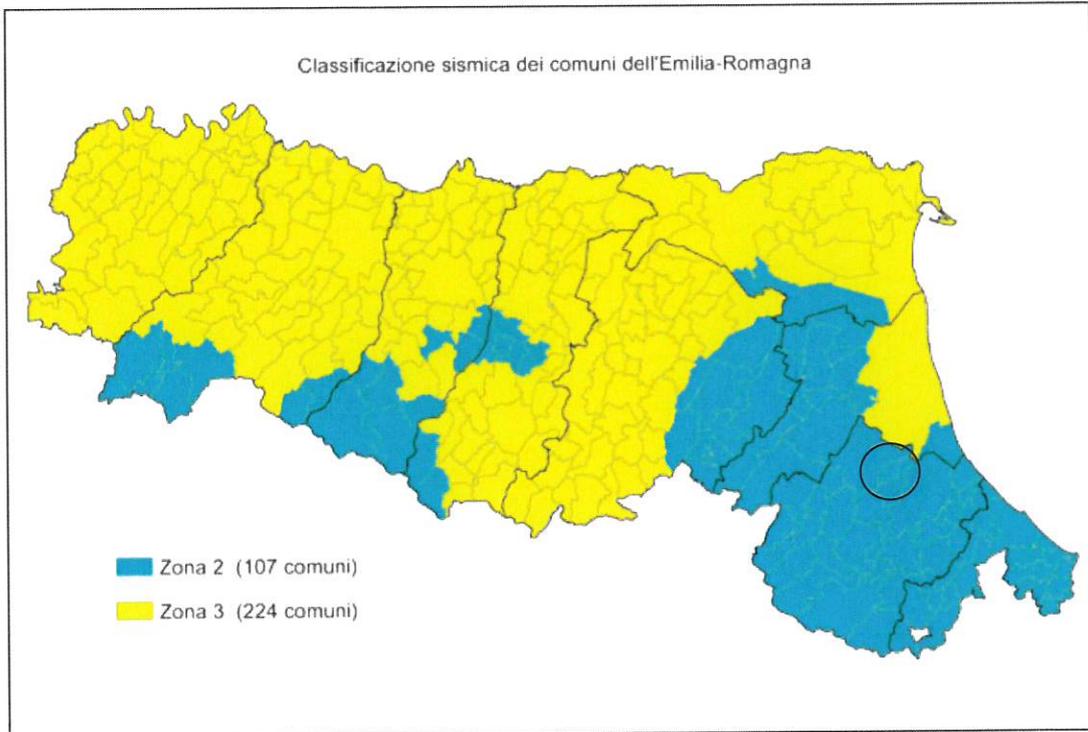


Di seguito è riportato un estratto del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico redatto dall'Autorità dei Bacini Romagnoli, in cui si vede che l'area è classificata con un tirante idrico fino ai 50 centimetri.

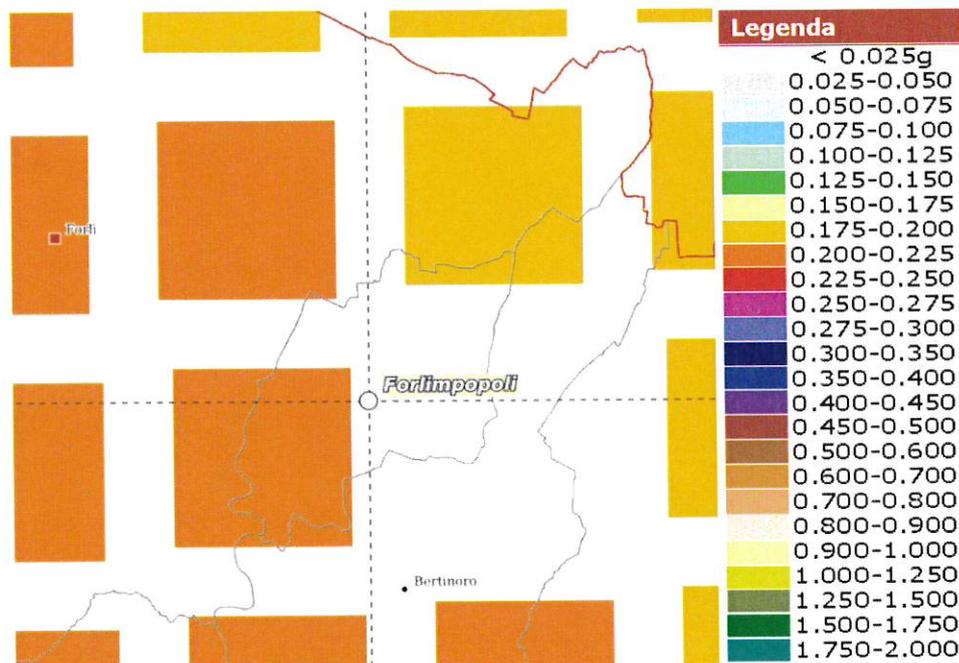


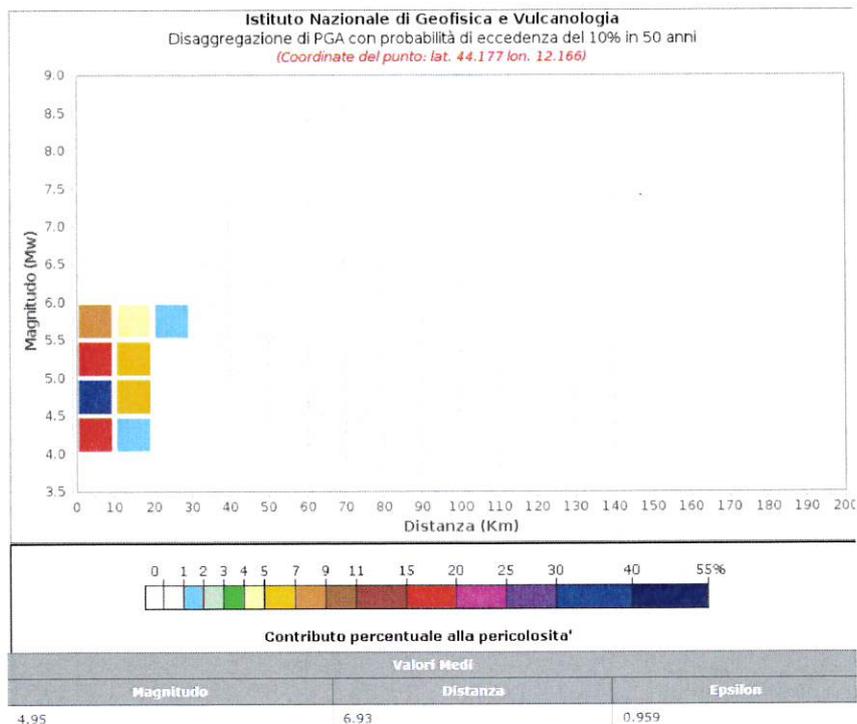
ANALISI SISMICA

Il comune di Forlimpopoli è inserito nei comuni di 2^a zona sismica con valore di accelerazione sismica al substrato pari a 0.201 g.



L'INGV fornisce un grafico del potenziale di pericolosità sismica da cui ricavare i parametri principali dei terremoti per l'area posta a est dell'abitato di Forlimpopoli.





La magnitudo media è pari a 4.95 mentre la magnitudo momento Mw è 6.0.

NORMATIVA SISMICA

L'attuale normativa suddivide il sottosuolo in varie tipologie raggruppate in 5 categorie discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S nei 30 m più superficiali.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi NSPT. Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	Descrizione del profilo stratigrafico	V_{s30} (m/s)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> Con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s	360 – 800
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s	180 – 360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s	< 180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m	

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Come già descritto il terreno è posto in area pianeggiante e quindi in categoria T1.

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

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

INDAGINE SISMICA CON HVSR

Per ricavare il valore delle VS30 sono state eseguite 2 prove sismiche sul territorio di intervento della categoria del sottosuolo, nell'area è stato condotto il rilievo dei microtremori con il tromografo digitale "Tromino", per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di 10^{-15} m/s^2), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

$$f_r = \frac{V_{S1}}{4h}$$

f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tromografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

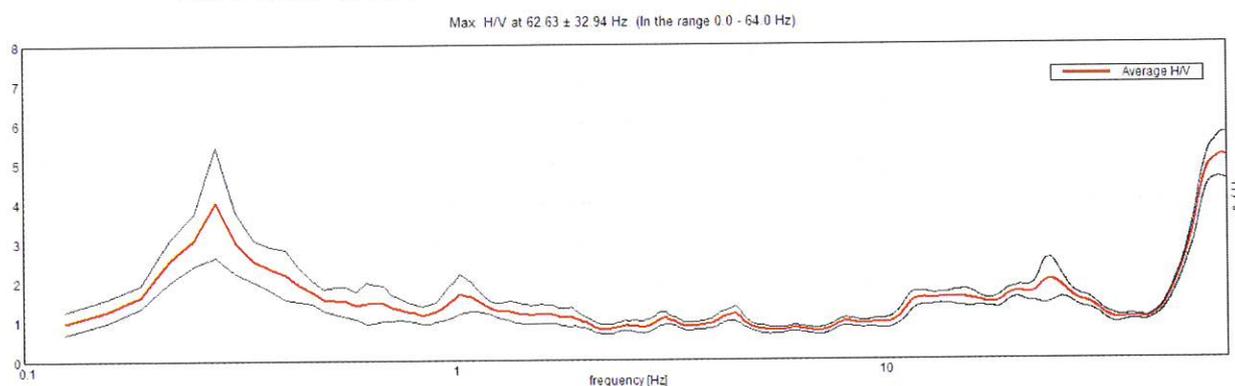
Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

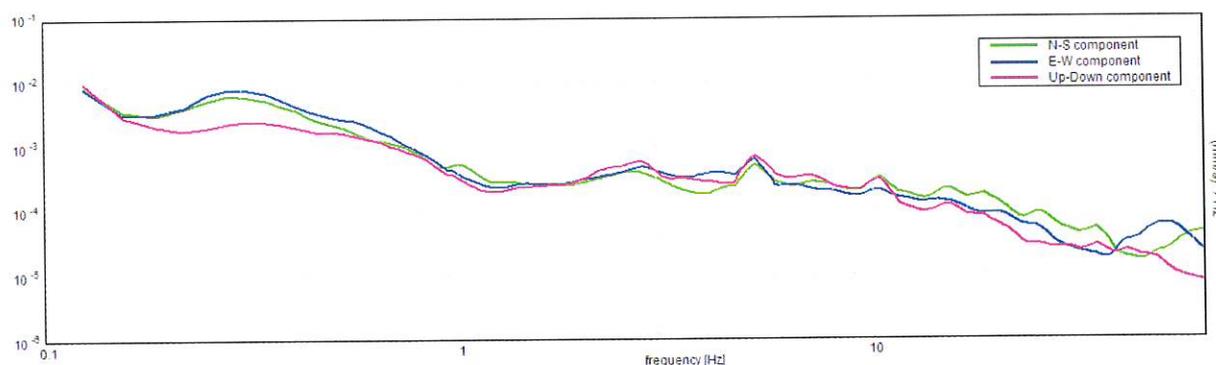
Si riportano di seguito i grafici ottenuti nei punti di rilievo:

Tromografo 1

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



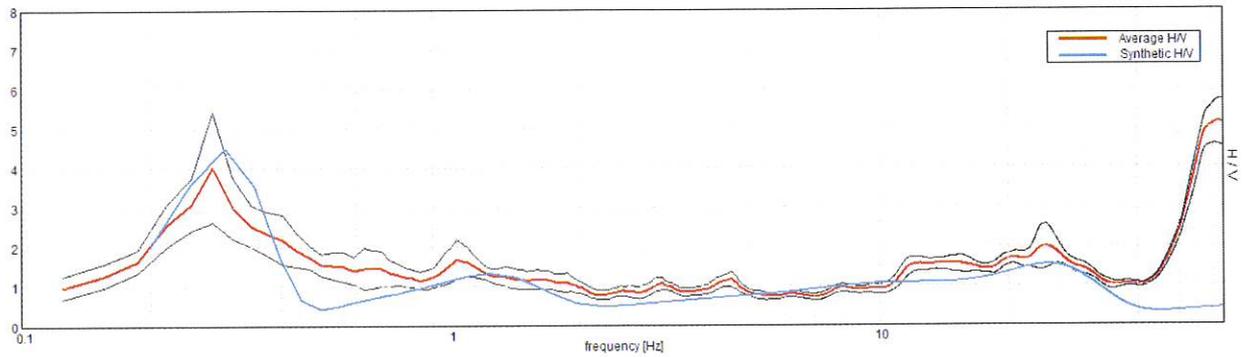
SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Tramite un processo di inversione dei dati si ricerca una curva teorica che meglio approssima quella sperimentale.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 62.63 ± 32.94 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz)



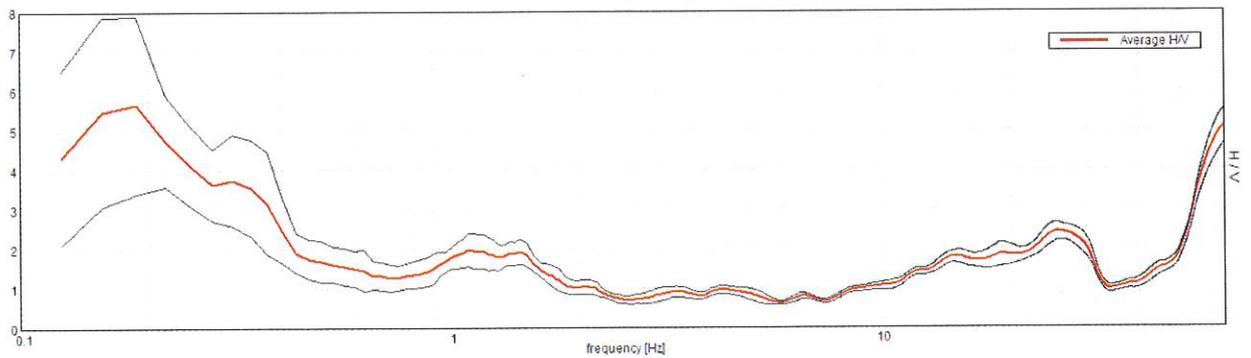
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.90	0.90	96	0.42
4.90	4.00	198	0.42
44.90	40.00	240	0.42
344.90	300.00	396	0.42
inf.	inf.	800	0.42

$$Vs(0.0-30.0) = 224 \text{ m/s}$$

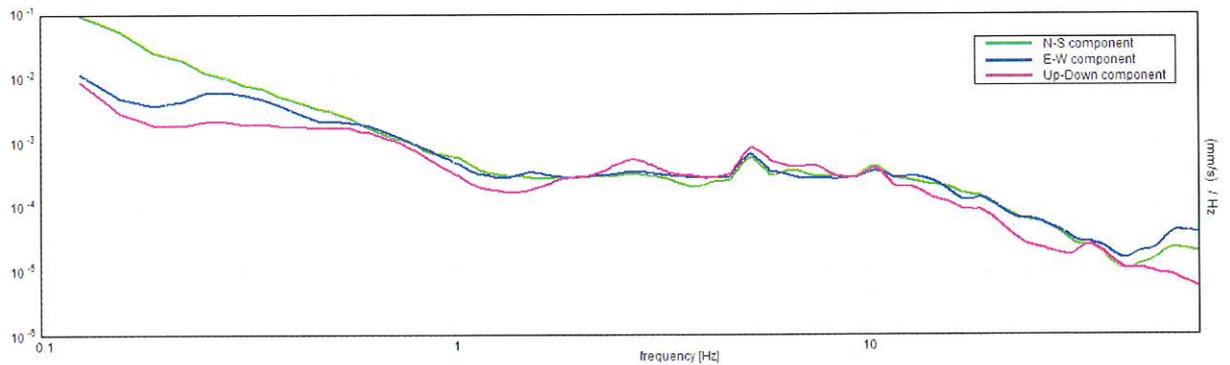
Tromografo 2

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

Max. H/V at 0.19 ± 0.04 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz)

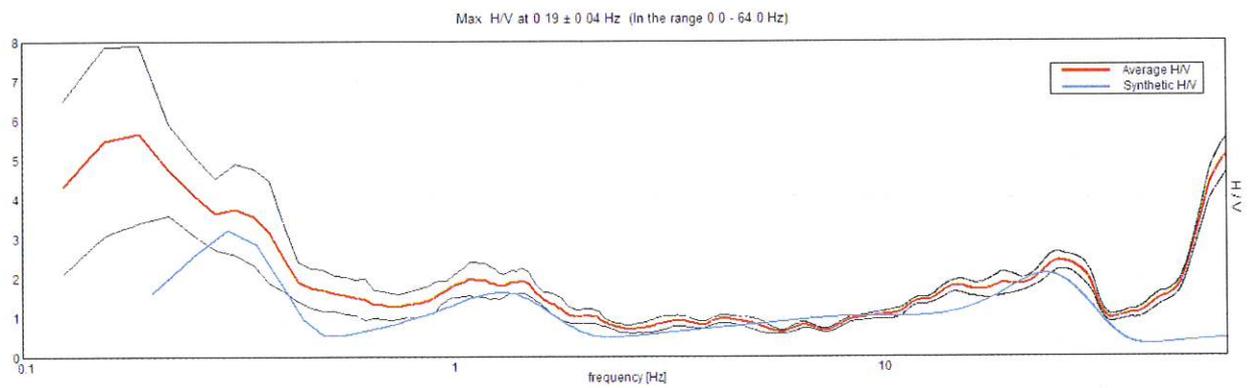


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Tramite un processo di inversione dei dati si ricerca una curva teorica che meglio approssima quella sperimentale.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



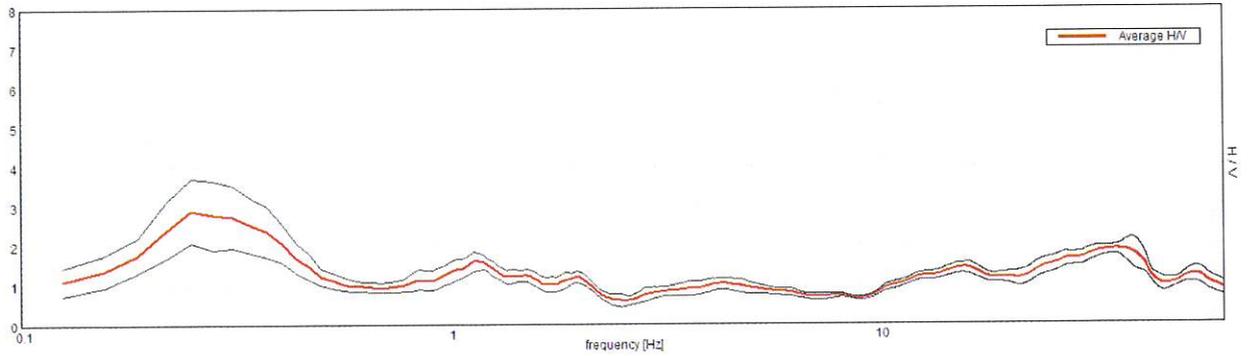
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.90	0.90	90	0.42
5.90	5.00	200	0.42
45.90	40.00	246	0.42
345.90	300.00	420	0.42
inf.	inf.	800	0.42

$$Vs(0.0-30.0) = 226 \text{ m/s}$$

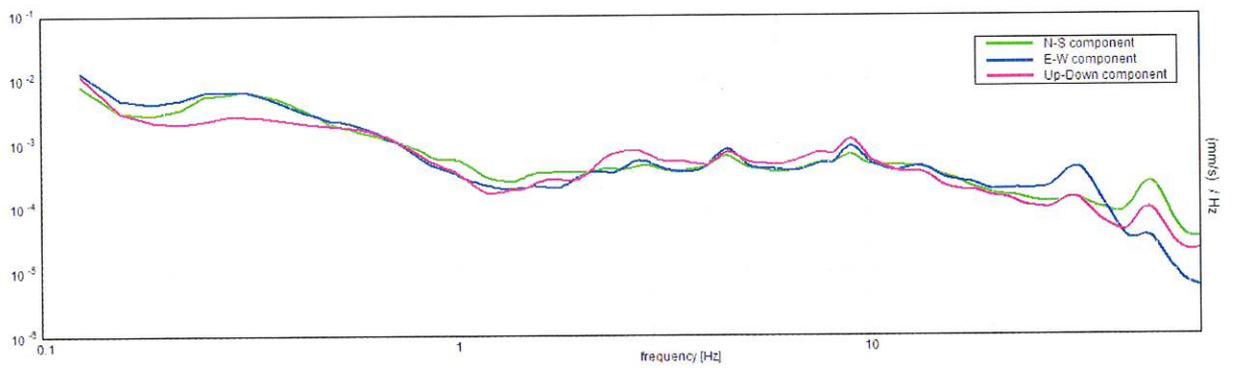
Tromografo 3

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

Max H/V at 0.25 ± 0.02 Hz (In the range 0.0 - 64.0 Hz)



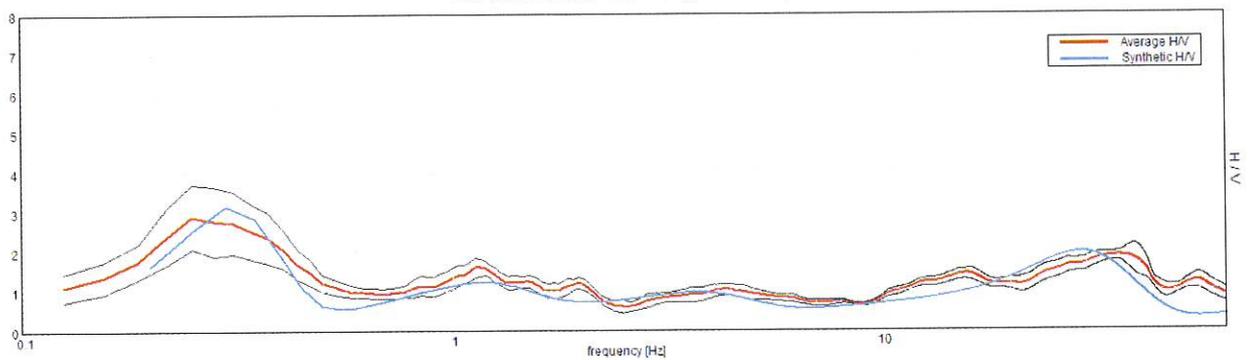
SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Tramite un processo di inversione dei dati si ricerca una curva teorica che meglio approssima quella sperimentale.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max H/V at 0.25 ± 0.02 Hz (In the range 0.0 - 64.0 Hz)



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.70	0.70	90	0.45
11.50	10.80	180	0.42
56.50	45.00	266	0.45
316.50	260.00	387	0.45
inf.	inf.	661	0.45

$$V_s(0.0-30.0) = 218 \text{ m/s}$$

Si nota che a parte i picchi caratteristici di frequenza delle altissime frequenze che corrispondono però a strati superficiali si notano picchi a 24.31 hz e a 1.03 hz (tromografo 1), 26.12 hz e a 1.13 hz (tromografo 2), 15.79 hz e 1.15 hz (tromografo 3).

Per i valori delle Vs30 calcolati si evince che i terreni sono inseriti dal punto di vista sismico nella **classe C**.

VERIFICA SULLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La liquefazione delle sabbie è un processo che può avvenire durante un evento sismico: essa nasce dall'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (u) durante sollecitazioni di tipo ciclico.

Se tale aumento è tale da eguagliare la pressione litostatica totale (σ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio (τ), secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$$

Da studi statistici si è verificato che il fuso granulometrico a rischio possiede un D_{50} compreso tra 0,25 e 0,45 mm.

Come già descritto nei paragrafi precedenti, la stratigrafia del sottosuolo presenta irregolarmente strati sabbiosi immersi in falda, che potrebbero quindi essere liquefacibili, ma occorre anche tenere in considerazione la profondità in cui si trovano tali strati e lo spessore degli stessi.

Poiché la liquefazione si verifica in condizioni in cui le sabbie presentano una composizione granulometrica piuttosto uniforme, si escludono dalla verifica i casi in cui si presentano livelli sabbiosi di spessore uguale o inferiore ai 60 cm, che rappresentano intercalazioni all'interno di strati coesivi.

Sono inoltre esclusi i depositi presenti ad una profondità superiore a 15 m, in quanto il carico litostatico è talmente elevato da non poter essere raggiunto dalla pressione neutra.

Per la verifica si considerano i risultati della prova penetrometrica statica.

Per valutare il pericolo di liquefazione è stato adottato il metodo di Robertson e Wride (1998), che parte dai risultati delle prove CPT, per giungere a un fattore di sicurezza, ed un indice di liquefazione associato al rischio.

Metodi di calcolo

Il metodo utilizzato si basa sulle seguenti equazioni principali:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \text{ MSF}$$

dove CRR = resistenza ciclica del terreno

CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma

$$CRR = 0,883 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0,05 \quad \text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

MSF = fattore di scala della magnitudo

dove $(q_{c1N})_{cs}$ è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale di progetto

g è la forza di gravità ($980,7 \text{ cm/s}^2$)

σ_{v0} e σ_{v0}' sono le pressioni verticali totali ed efficaci alla prof. Z

r_d è un coefficiente funzione della profondità

Una volta ottenuto il valore del fattore di sicurezza FSL, si calcola l'indice del potenziale di liquefazione P_L (Iwasaki et al, 1978):

$$P_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) w(z) dz$$

dove

$F(z)$ è una funzione dipendente dal FSL

$w(z)$ è una funzione decrescente con la profondità

Risultati

Per la verifica del potenziale di liquefazione si considera i risultati della prova penetrometrica elettrica e le indicazioni del DR 630/19 della regione Emilia Romagna.

Utilizzando il software Cliq della ditta Geologismiki, è possibile elaborare la prova penetrometrica elettrica secondo i vari metodi semplificati.

Nel nostro caso è stato applicato il metodo di Robertson 2009 e considerando le seguenti condizioni principali:

- Strato liquefacibile sino a 19.76 m
- Magnitudo massima 6
- PGA = 0.201 g
- Falda a - 2.7 m dal piano campagna attuale

Il software normalizza le prove penetrometriche in funzione della profondità e della pressione interstiziale. Poi si applicano le seguenti formulazioni per ottenere un fattore di sicurezza e una probabilità di liquefazione LPI (L_L):

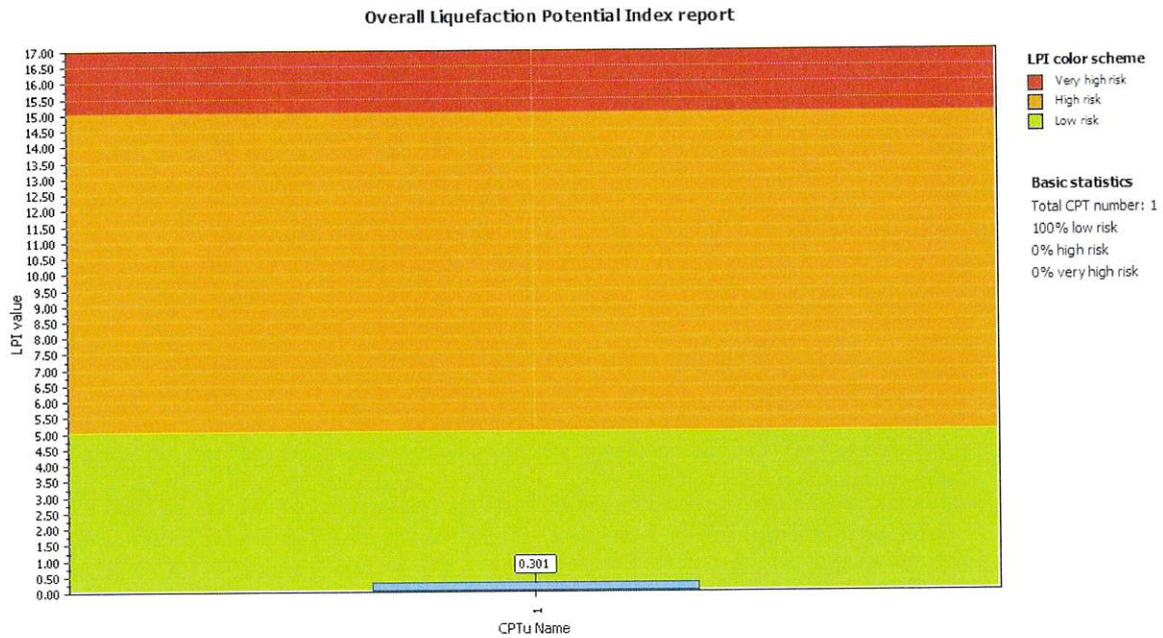
$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

che praticamente esegue il rapporto opportunamente corretto in funzione della magnitudo MSF e della pressione efficace, tra la resistenza ciclica normalizzata CRR e il taglio ciclico indotto dal sisma CSR.

Il potenziale di liquefazione è poi l'integrale:

$$LPI = \int F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

si ottengono i seguenti risultati:

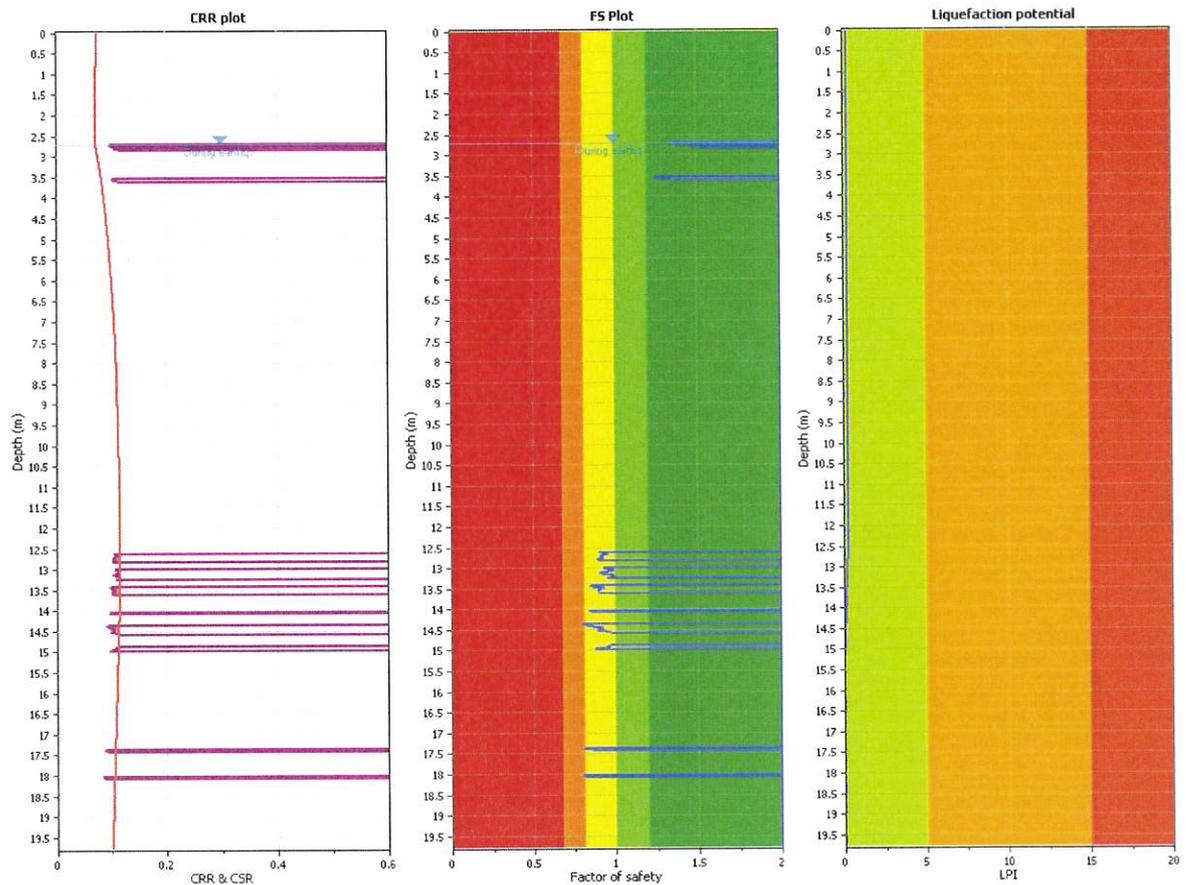


dove si ricava che rispetto alle categorie di Somnez,

$I_L = 0$	Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

i terreni ricadono in una potenzialità di liquefazione basso.

Si riporta nei seguenti grafici l'elaborazione dove si vede che il valore è dovuto alla presenza di pochi strati granulari tra le profondità di 12.5 e 15.0 metri.

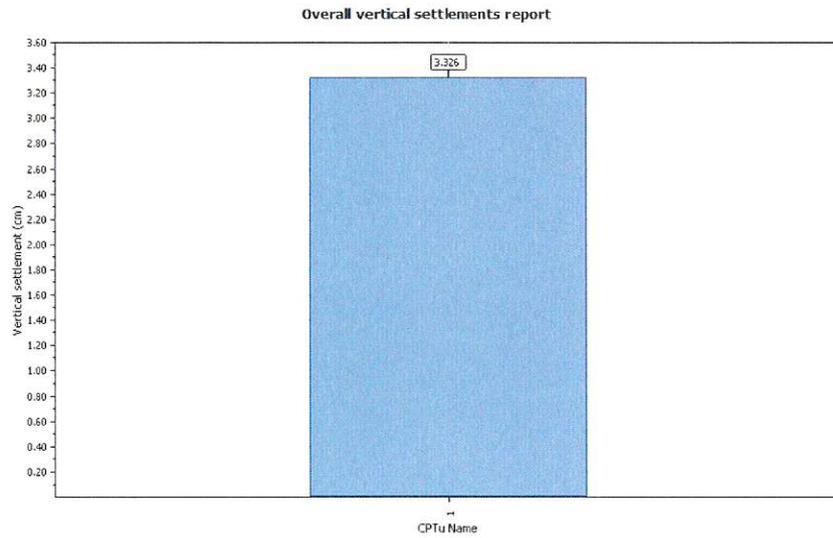


Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica

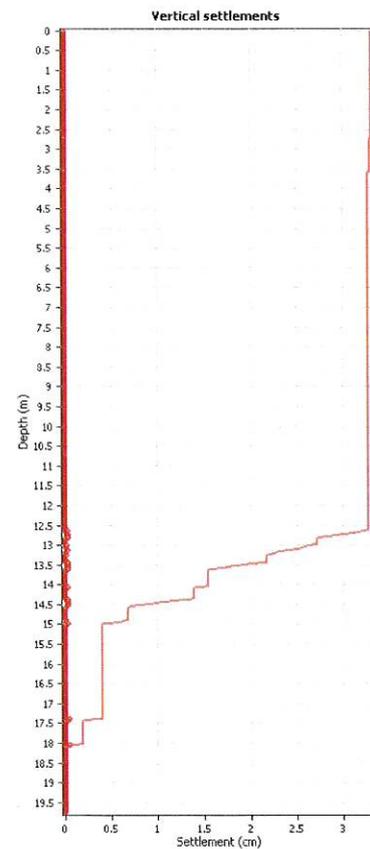
La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando la procedura nel seguito descritta devono intendersi solo orientativi. Per cedimento si intende l' abbassamento del piano campagna, ovvero l' integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall' azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall' azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l' equazione:

$$S = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

di cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i -esimo e Δz_i il suo spessore. I cedimenti calcolati per la nostra area dal software CLiq sono indicati nel seguente grafico:



Nel nostro caso si ha un valore totale di 3.32 cm, che è stato prodotto dagli strati indicati nel grafico:



MICROZONAZIONE SISMICA

Da quanto si può desumere dai paragrafi precedenti l'area di studio non ricade nelle seguenti categorie:

- Aree soggette a liquefazione e densificazione;
- Aree instabili o potenzialmente instabili;
- Aree in cui le coperture hanno spessore fortemente variabile;
- Aree in cui è prevista la realizzazione di opere a rilevante interesse pubblico

Non si rende quindi necessario un approfondimento delle indagini ai fini della microzonazione sismica e dell'analisi della risposta sismica locale.

RELAZIONE GEOTECNICA

Nell'area sono state eseguite due prove penetrometriche con punta meccanica e una con punta elettrica. Di seguito vengono descritte le modalità di realizzazione.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT (CONE PENETRATION TEST)

METODOLOGIA DELL' INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "**STATIC PROBING**" della GeoStru

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

- A_p = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm²
- A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm²
- C_t = costante di trasformazione =10

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di

avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %-).

I valori sono calcolati con queste formule:

- $Q_c (RP) = (LP \times Ct) / 10 \text{ cm}^2$ **Resistenza alla punta**
- $Q_l (RL) (fs) = [(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2$ **Resistenza laterale**
- $Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / \text{Superficie Punta } Ap$
- $Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / Am \text{ area del manicotto di frizione}$

N.B.

- $Ap = 10 \text{ cm}^2$ e $Am = 150 \text{ cm}^2$
- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

CORRELAZIONI

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica (consigliata o meno a seconda del tipo di penetrometro utilizzato) si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. Il programma esegue inoltre il grafico (per i vari autori) Profondità/Valutazioni litologiche, per visualizzare in maniera diretta l'andamento delle litologie presenti lungo la verticale indagata.

INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE (Autori di riferimento)

Schmertmann1978 (consigliato per CPT)

L'utilizzo della stratigrafia dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati.

Ad ogni strato mediato il programma calcola la Q_c media, la f_s media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Densità relativa (%) (Jamiolkowski 1985)

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) E_y (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) - valido per sabbie

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio C_{rm} (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

MODULO DI REAZIONE K_o (Kulhawy Maine, 1990).

CORRELAZIONE NSPT Meardi - Meigh 1972

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata (Baigh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente 20)

Modulo Edometrico-Confinato Metodo generale del modulo edometrico.

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982)

OCR Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Permeabilità Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988) .

PROVA Nr.1

Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edil Esterni srl,
 Acquisti Edda e Bartolomei Dario snc
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
 Prova eseguita in data: 23/11/2021
 Profondità prova: 14.60 mt
 Località: Forlimpopoli

Profondità (m)	Letture punta (Kg/cm ²)	Letture laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	4.00	0.0	4.0	0.4	10.0	10.0
0.40	4.00	10.0	4.0	0.466667	8.571	11.7
0.60	9.00	16.0	9.0	0.666667	13.5	7.4
0.80	38.00	48.0	38.0	0.333333	114.0	0.9
1.00	110.00	115.0	110.0	3.2	34.375	2.9
1.20	106.00	154.0	106.0	3.666667	28.909	3.5
1.40	88.00	143.0	88.0	3.6	24.444	4.1
1.60	49.00	103.0	49.0	3.0	16.333	6.1
1.80	30.00	75.0	30.0	1.8	16.667	6.0
2.00	28.00	55.0	28.0	1.6	17.5	5.7
2.20	24.00	48.0	24.0	0.733333	32.727	3.1
2.40	24.00	35.0	24.0	0.866667	27.692	3.6
2.60	24.00	37.0	24.0	0.6	40.0	2.5
2.80	18.00	27.0	18.0	0.733333	24.545	4.1
3.00	19.00	30.0	19.0	0.6	31.667	3.2
3.20	11.00	20.0	11.0	0.466667	23.571	4.2
3.40	10.00	17.0	10.0	0.333333	30.0	3.3
3.60	12.00	17.0	12.0	0.466667	25.714	3.9
3.80	13.00	20.0	13.0	0.4	32.5	3.1
4.00	13.00	19.0	13.0	0.4	32.5	3.1
4.20	11.00	17.0	11.0	0.4	27.5	3.6
4.40	12.00	18.0	12.0	0.466667	25.714	3.9
4.60	11.00	18.0	11.0	0.466667	23.571	4.2
4.80	11.00	18.0	11.0	0.466667	23.571	4.2
5.00	12.00	19.0	12.0	0.466667	25.714	3.9
5.20	16.00	23.0	16.0	0.666667	24.0	4.2
5.40	11.00	21.0	11.0	0.4	27.5	3.6
5.60	16.00	22.0	16.0	0.933333	17.143	5.8
5.80	15.00	29.0	15.0	0.733333	20.455	4.9
6.00	11.00	22.0	11.0	0.466667	23.571	4.2
6.20	15.00	22.0	15.0	0.666667	22.5	4.4
6.40	14.00	24.0	14.0	0.733333	19.091	5.2
6.60	15.00	26.0	15.0	0.666667	22.5	4.4
6.80	19.00	29.0	19.0	0.733333	25.909	3.9
7.00	18.00	29.0	18.0	0.933333	19.286	5.2
7.20	13.00	27.0	13.0	0.733333	17.727	5.6
7.40	15.00	26.0	15.0	0.8	18.75	5.3
7.60	22.00	34.0	22.0	1.0	22.0	4.5
7.80	19.00	34.0	19.0	0.933333	20.357	4.9
8.00	20.00	34.0	20.0	1.133333	17.647	5.7
8.20	18.00	35.0	18.0	1.2	15.0	6.7
8.40	15.00	33.0	15.0	0.533333	28.125	3.6

8.60	13.00	21.0	13.0	0.933333	13.929	7.2
8.80	15.00	29.0	15.0	0.933333	16.071	6.2
9.00	16.00	30.0	16.0	0.933333	17.143	5.8
9.20	17.00	31.0	17.0	1.0	17.0	5.9
9.40	20.00	35.0	20.0	1.066667	18.75	5.3
9.60	21.00	37.0	21.0	1.2	17.5	5.7
9.80	19.00	37.0	19.0	0.933333	20.357	4.9
10.00	15.00	29.0	15.0	0.666667	22.5	4.4
10.20	11.00	21.0	11.0	0.733333	15.0	6.7
10.40	11.00	22.0	11.0	0.666667	16.5	6.1
10.60	12.00	22.0	12.0	0.533333	22.5	4.4
10.80	10.00	18.0	10.0	0.8	12.5	8.0
11.00	11.00	23.0	11.0	0.866667	12.692	7.9
11.20	12.00	25.0	12.0	0.733333	16.364	6.1
11.40	11.00	22.0	11.0	0.466667	23.571	4.2
11.60	10.00	17.0	10.0	0.533333	18.75	5.3
11.80	14.00	22.0	14.0	0.733333	19.091	5.2
12.00	13.00	24.0	13.0	0.6	21.667	4.6
12.20	12.00	21.0	12.0	1.6	7.5	13.3
12.40	17.00	41.0	17.0	1.666667	10.2	9.8
12.60	19.00	44.0	19.0	0.4	47.5	2.1
12.80	49.00	55.0	49.0	1.133333	43.235	2.3
13.00	21.00	38.0	21.0	1.066667	19.687	5.1
13.20	52.00	68.0	52.0	0.866667	60.0	1.7
13.40	44.00	57.0	44.0	1.866667	23.571	4.2
13.60	23.00	51.0	23.0	1.466667	15.682	6.4
13.80	26.00	48.0	26.0	1.0	26.0	3.8
14.00	38.00	53.0	38.0	1.6	23.75	4.2
14.20	24.00	48.0	24.0	0.866667	27.692	3.6
14.40	15.00	28.0	15.0	1.2	12.5	8.0
14.60	49.00	67.0	49.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Descrizione
0.60	6.5	0.566667	2.1	Argille organiche e terreni misti
1.60	78.2	2.76	2.0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
3.00	23.85714	0.990476	2.0	Argille sabbiose e limose
4.80	11.55556	0.42963	1.9	Argilla inorganica compatta
10.00	16.15385	0.823077	1.9	Argilla inorganica molto compatta
12.20	11.54545	0.751515	1.9	Argilla inorganica compatta i
14.60	31.41667	1.094445	2.0	Argille sabbiose e limose

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI – prova 1

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. Cl: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.60	C	0.3	241.4	33.4	87.9	>9	1.8	1.9	--	--	--	129.47
2	1.60	Cl	3.9	2924.0	156.4	401.7	0.5	2.2	2.3	99.3	42.0	195.5	303.75
3	3.00	C	1.2	877.2	47.7	194.5	>9	2.0	2.1	--	--	--	225.42
4	4.80	C	0.6	405.1	46.3	124.9	4.1	1.9	1.9	--	--	--	213.38
5	10.00	C	0.8	565.8	47.9	153.3	5.5	1.9	2.0	--	--	--	239.73
6	12.20	C	0.6	380.5	46.2	124.8	3.8	1.9	1.9	--	--	--	235.58
7	14.60	C	1.6	1117.4	62.8	230.1	4.7	2.0	2.1	--	--	--	289.00

PROVA Nr.3

Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edil Esterni srl,
 Acquisti Edda e Bartolomei Dario snc
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
 Prova eseguita in data: 23/11/2021
 Profondità prova: 14.60 mt
 Località: Forlimpopoli

Profondità (m)	Letture punta (Kg/cm ²)	Letture laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	23.00	0.0	23.0	0.6	38.333	2.6
0.40	13.00	22.0	13.0	0.8	16.25	6.2
0.60	14.00	26.0	14.0	0.933333	15.0	6.7
0.80	9.00	23.0	9.0	1.066667	8.437	11.9
1.00	17.00	33.0	17.0	1.533333	11.087	9.0
1.20	29.00	52.0	29.0	2.0	14.5	6.9
1.40	43.00	73.0	43.0	3.0	14.333	7.0
1.60	41.00	86.0	41.0	2.666667	15.375	6.5
1.80	35.00	75.0	35.0	1.933333	18.103	5.5
2.00	29.00	58.0	29.0	1.866667	15.536	6.4
2.20	24.00	52.0	24.0	1.466667	16.364	6.1
2.40	23.00	45.0	23.0	1.466667	15.682	6.4
2.60	26.00	48.0	26.0	1.333333	19.5	5.1
2.80	21.00	41.0	21.0	1.2	17.5	5.7
3.00	12.00	30.0	12.0	0.733333	16.364	6.1
3.20	10.00	21.0	10.0	0.6	16.667	6.0
3.40	10.00	19.0	10.0	0.733333	13.636	7.3

3.60	10.00	21.0	10.0	0.733333	13.636	7.3
3.80	12.00	23.0	12.0	0.666667	18.0	5.6
4.00	13.00	23.0	13.0	0.666667	19.5	5.1
4.20	15.00	25.0	15.0	0.8	18.75	5.3
4.40	15.00	27.0	15.0	0.866667	17.308	5.8
4.60	14.00	27.0	14.0	0.733333	19.091	5.2
4.80	13.00	24.0	13.0	0.666667	19.5	5.1
5.00	13.00	23.0	13.0	0.6	21.667	4.6
5.20	15.00	24.0	15.0	0.666667	22.5	4.4
5.40	15.00	25.0	15.0	0.866667	17.308	5.8
5.60	16.00	29.0	16.0	0.733333	21.818	4.6
5.80	16.00	27.0	16.0	1.133333	14.118	7.1
6.00	15.00	32.0	15.0	1.0	15.0	6.7
6.20	18.00	33.0	18.0	1.2	15.0	6.7
6.40	18.00	36.0	18.0	0.866667	20.769	4.8
6.60	18.00	31.0	18.0	0.866667	20.769	4.8
6.80	13.00	26.0	13.0	0.866667	15.0	6.7
7.00	14.00	27.0	14.0	1.0	14.0	7.1
7.20	15.00	30.0	15.0	0.8	18.75	5.3
7.40	16.00	28.0	16.0	0.933333	17.143	5.8
7.60	15.00	29.0	15.0	0.866667	17.308	5.8
7.80	13.00	26.0	13.0	0.533333	24.375	4.1
8.00	17.00	25.0	17.0	0.533333	31.875	3.1
8.20	18.00	26.0	18.0	1.066667	16.875	5.9
8.40	18.00	34.0	18.0	1.066667	16.875	5.9
8.60	19.00	35.0	19.0	0.866667	21.923	4.6
8.80	20.00	33.0	20.0	1.0	20.0	5.0
9.00	19.00	34.0	19.0	1.133333	16.765	6.0
9.20	19.00	36.0	19.0	1.266667	15.0	6.7
9.40	16.00	35.0	16.0	1.133333	14.118	7.1
9.60	15.00	32.0	15.0	1.0	15.0	6.7
9.80	17.00	32.0	17.0	1.066667	15.937	6.3
10.00	19.00	35.0	19.0	1.266667	15.0	6.7
10.20	24.00	43.0	24.0	1.4	17.143	5.8
10.40	23.00	44.0	23.0	1.266667	18.158	5.5
10.60	21.00	40.0	21.0	1.066667	19.687	5.1
10.80	20.00	36.0	20.0	0.8	25.0	4.0
11.00	11.00	23.0	11.0	0.866667	12.692	7.9
11.20	12.00	25.0	12.0	1.266667	9.474	10.6
11.40	11.00	30.0	11.0	0.933333	11.786	8.5
11.60	18.00	32.0	18.0	1.0	18.0	5.6
11.80	16.00	31.0	16.0	0.733333	21.818	4.6
12.00	13.00	24.0	13.0	0.933333	13.929	7.2
12.20	15.00	29.0	15.0	1.533333	9.783	10.2
12.40	17.00	40.0	17.0	0.8	21.25	4.7
12.60	16.00	28.0	16.0	0.733333	21.818	4.6
12.80	13.00	24.0	13.0	1.466667	8.864	11.3
13.00	22.00	44.0	22.0	1.8	12.222	8.2
13.20	27.00	54.0	27.0	0.933333	28.929	3.5
13.40	40.00	54.0	40.0	1.533333	26.087	3.8
13.60	35.00	58.0	35.0	1.066667	32.812	3.0
13.80	65.00	81.0	65.0	2.466667	26.351	3.8
14.00	55.00	92.0	55.0	2.2	25.0	4.0
14.20	28.00	61.0	28.0	1.2	23.333	4.3
14.40	31.00	49.0	31.0	1.133333	27.353	3.7
14.60	33.00	50.0	33.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Descrizione
0.80	14.75	0.85	1.9	Terreno di riporto
2.80	28.8	1.846667	2.0	Argilla inorganica molto compatta
3.60	10.5	0.7	1.9	Argille organiche e terreni misti
5.00	13.57143	0.714286	1.9	Argilla inorganica compatta
10.80	17.31034	0.974713	1.9	Argilla inorganica molto compatta
11.40	11.33333	1.022222	1.9	Argille organiche e terreni misti
12.80	15.42857	1.028571	1.9	Argilla inorganica molto compatta
14.60	37.33333	1.37037	2.0	Argille sabbiose e limose

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI – prova 3

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.80	C	0.7	550.3	48.4	145.0	>9	1.9	2.0	--	--	-- 154.73
2	2.80	C	1.4	1066.8	57.6	218.2	>9	2.0	2.1	--	--	-- 223.03
3	3.60	C	0.5	372.8	44.5	117.8	9.0	1.9	1.9	--	--	-- 199.97
4	5.00	C	0.7	484.3	48.2	137.8	7.8	1.9	2.0	--	--	-- 215.00
5	10.80	C	0.9	612.4	46.8	159.9	7.0	1.9	2.0	--	--	-- 239.52
6	11.40	C	0.6	377.4	45.9	123.4	5.7	1.9	1.9	--	--	-- 231.14
7	12.80	C	0.8	527.6	48.3	149.0	5.3	1.9	2.0	--	--	-- 247.10
8	14.60	C	1.9	1343.3	74.7	255.7	6.3	2.1	2.2	--	--	-- 294.93

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPTU (CONE PENETRATION TEST)

METODOLOGIA DELL'INDAGINE

Utilizzando il **piezocono** (punta elettrica) sono notevolmente migliorati i dati ottenuti nelle prove statiche sia in termini di precisione di misura che come frequenza di campionamento dei dati.

Anche per questa prova penetrometrica CPTU il sistema di infissione è il medesimo delle CPT con infissione nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$).

Lo sforzo agente sulla punta è misurato da trasduttori posti sulla punta e misurati tramite una centralina in superficie.



Con il **piezocono Pagani** è infatti possibile acquisire, durante il movimento continuo di spinta, le grandezze q_c (resistenza di punta) ed f_s (attrito laterale) ad ogni centimetro di profondità contro i 20 centimetri ottenibili dalla punta meccanica di tipo Begemann.

Il sistema acquisisce inoltre il valore della U (Pressione Idrostatica nei Pori), l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta).

Caratteristiche del piezocono			
Canali di misura:		Dimensioni:	
Resistenza di punta (q_c):	50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (f_s):	1,6 MPa (titanio)	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 – 20°	Superficie laterale:	150 cm ²
Tip area factor (a):	0,80	Peso:	2,1 kg
Sleeve area factor (b):	0	Lunghezza:	413 mm

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI

In automatico la centralina elettronica acquisisce i dati.

Per quanto riguarda la PUNTA ELETTRICA generalmente tale strumento permette di ottenere dati in continuo con un passo molto ravvicinato (anche 1 cm.) rispetto al PUNTA MECCANICA (20 cm.).

Per il PIEZOCONO i dati di inserimento oltre a quelli di LP e LT sono la pressione neutrale misurata ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione neutrale e la pressione neutrale o pressione della colonna d'acqua). Tale misurazione si effettua generalmente misurando la sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione neutrale (dissipazione nel tempo) misurata in fase di alleggerimento di spinta (arresto penetrazione). Il programma usato per le elaborazioni permette di immettere U1 – U2 – U3 cioè la sovrappressione neutrale misurata rispettivamente con filtro poroso posizionato nel cono, attorno al cono, o attorno al manicotto a seconda del tipo di piezocono utilizzato. Tale sovrappressione (che è data dalla somma della pressione idrostatica preesistente la penetrazione e dalle pressioni dei pori prodotte dalla compressione) può essere positiva o negativa e generalmente varia da (-1 a max. + 10-20 kg/cmq) ed è prodotta dalla compressione o dilatazione del terreno a seguito della penetrazione.

Il programma elabora quindi i dati di resistenza alla punta e laterale fs con le opportune correzioni dovute alla normalizzazione (con la tensione litostatica e con la pressione dei pori). Robertson definisce infine il valore caratteristico del Ic (Indice di tipo dello strato) e Contenuto in materiale fine FC % (cioè la percentuale di contenuto argilloso < 2 micron).

CORRELAZIONI CPTU

Le correlazioni eseguite in automatico dal software Static della ditta Geostru.

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica (Robertson 1986) si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. Il programma esegue inoltre il grafico Profondità/Valutazioni litologiche, per visualizzare in maniera diretta l'andamento delle litologie presenti lungo la verticale indagata.

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementare quarzose

Densità relativa (%) (Jamiołkowski 1985)

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) $E_y(25)$ – $E_y(50)$ - per sabbie NC Quarzose.

Modulo Edometrico (Robertson & Campanella) da Schmertmann

Peso di Volume

Peso di Volume (Meyerhof) -

Peso di Volume saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio Crm (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)**Modulo Di Reazione Ko**

(Kulhawy Maine, 1990).

TERRENI COESIVI**Coesione Non Drenata** (Lunne, Robertson and Powell 1977)**Modulo Edometrico-Confinato** Metodo generale del modulo edometrico.**Peso di Volume**

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio)

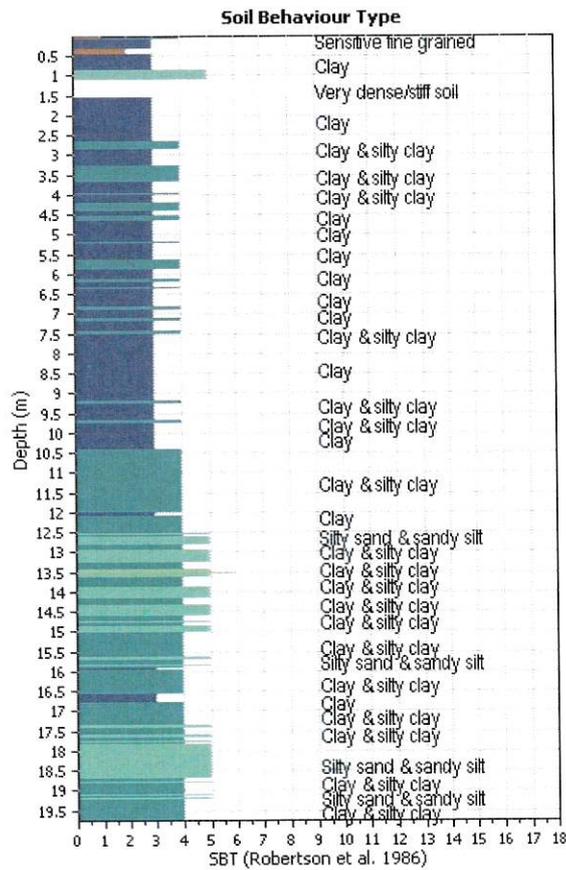
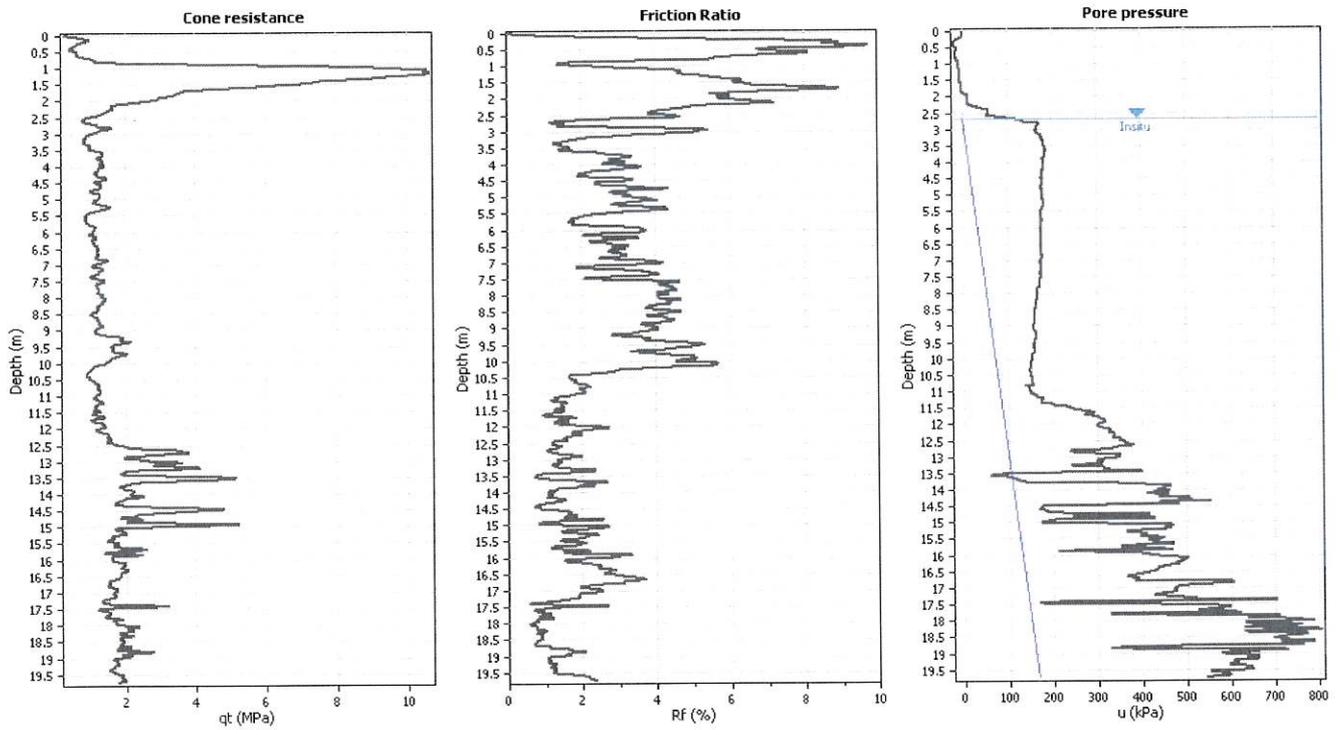
Imai & Tonouchi (1982)

OCR Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)**Permeabilità Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988)****STIMA PARAMETRI GEOTECNICI – prova 2**

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m ³)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm ²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm ²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm ²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.46	C	0.3	238.4	33.1	87.1	>9	1.8	1.9	--	--	--	122.81
2	0.87	C	0.5	346.1	42.1	109.8	>9	1.8	1.9	--	--	--	155.82
3	1.70	CI	4.0	2953.7	158.1	404.3	0.6	2.2	2.3	96.2	41.8	197.6	310.09
4	2.13	C	1.5	1083.6	58.6	220.4	>9	2.0	2.1	--	--	--	227.51
5	9.00	C	0.6	393.9	46.3	125.1	2.5	1.9	1.9	--	--	--	226.42
6	10.00	C	0.8	542.6	47.8	154.1	2.6	1.9	2.0	--	--	--	261.94
7	12.36	C	0.6	353.4	46.3	125.1	0.8	1.8	1.9	--	--	--	252.69
8	15.05	C	1.3	879.5	52.2	205.5	0.9	2.0	2.1	--	--	--	302.46
9	19.76	C	0.8	505.2	47.3	157.2	0.6	1.9	2.0	--	--	--	290.24

Graficamente si riassumono i grafici più caratteristici.



CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI DEI TERRENI

Il calcolo dei valori caratteristici è stato eseguito utilizzando il software CVSOIL che consente di elaborare i dati forniti dalle prove e ricavare il 5° percentile da una curva statistica con distribuzione standard. Le seguenti tabelle riassumono i dati ottenuti che saranno poi utilizzati nel calcolo della portanza.

Prova 1

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	--	14.34	1851.22	16.40	17.18
2	41.23	320.35	11034.09	17.47	20.59
3	31.84	103.76	7563.96	17.61	20.59
4	28.70	53.93	4590.02	17.82	19.33
5	28.55	74.48	4525.39	18.57	19.63
6	--	53.66	4430.18	18.13	18.91
7	29.85	107.39	6579.09	17.80	20.13

Prova 2

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	41.01	28.87	3162.67	17.52	18.50
2	38.03	41.90	3697.12	17.76	18.61
3	41.30	368.25	11584.69	17.96	20.73
4	--	133.79	5541.80	19.79	20.57
5	29.77	56.23	4463.21	18.24	19.04
6	--	77.80	4510.91	18.73	19.52
7	28.70	55.99	4606.26	18.09	19.04
8	28.91	121.22	8892.72	18.55	21.05
9	28.70	81.51	6601.94	18.54	20.43

Prova 3

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	42.00	48.49	3383.52	17.83	18.97
2	--	119.48	4989.66	19.61	20.39
3	--	47.45	4218.09	18.06	18.84
4	--	63.09	4665.13	18.53	19.17
5	28.79	80.81	4514.38	18.76	19.73
6	--	52.88	4423.93	18.12	18.91
7	--	69.85	4616.50	18.61	19.39
8	30.29	143.18	8422.47	17.51	20.46

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

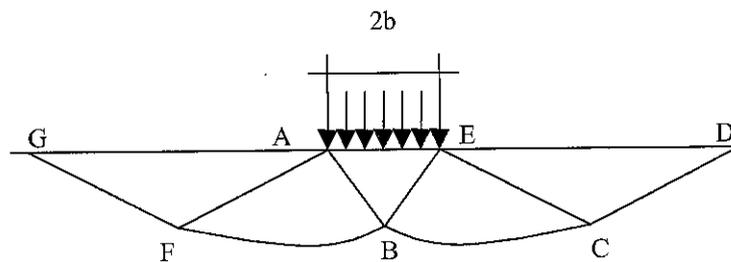
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \text{sen} \phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$

$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$

$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$

$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi: il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;

la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

VERIFICA DEL CARICO LIMITE

Il carico limite è stato calcolato **a solo scopo indicativo** per una fondazione a plinto di lati 3 x 3 metri posta a 1,2 metri dal piano campagna.

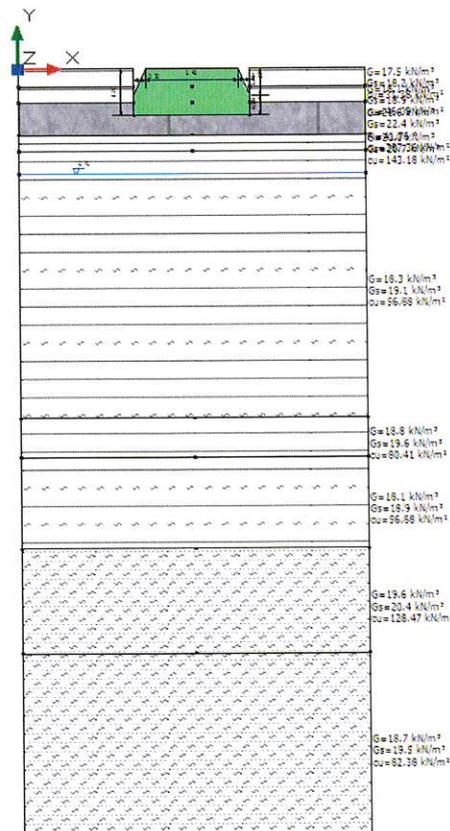
Sono stati utilizzati i parametri geotecnici medi ottenuti dalla prova n.2.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	3.0 m
Lunghezza fondazione	3.0 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Profondità falda	2.7 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.284
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0795



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A(1)+M(1)+R(3)	764.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	764.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A(1)+M(1)+R(3)

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	2292.63 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	996.8 kN/m ²
Tensione [Ed]	764.21 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 91705.35 kN/m³**A(1)+M(1)+R(3)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	2292.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	996.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	2292.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	996.8 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	127.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Cedimento totale	4.71 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	1.45	27.974	104.077	0.3357	--	0.3357
4	1.915	37.666	97.927	0.7331	--	0.7331
5	5.565	78.926	19.665	2.9746	--	2.9746
6	9.5	115.648	6.177	0.1318	--	0.1318
7	11.18	131.266	4.342	0.2256	--	0.2256
8	13.705	156.229	2.802	0.1472	--	0.1472
9	17.405	193.255	1.685	0.1709	--	0.1709

I risultati ottenuti hanno l'unico scopo di confermare la possibilità di fondazioni superficiali. Per gli edifici dovranno essere realizzate nuove prove e, secondo la tipologia e le dimensioni delle fondazioni, nuovi calcoli.

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella urbanizzazione di un'area agricola. L'urbanizzazione prevede perciò nuovi edifici, nuova viabilità, parcheggi e aree verdi.

L'area morfologicamente è pianeggiante e dal punto di vista idrologico si trova lontana dai corsi d'acqua principali.

Geologicamente l'area è interessata da depositi che formano il Sistema Emiliano Romagnolo sono in questa area formati dall'Unità di Ravenna (AES8) che è costituito da terreni argillosi da mediamente consistenti a molto consistenti intercalati ad argille sabbiose e limose e a terre limo sabbiose.

La falda ha un andamento generale in direzione nord est e una profondità variabile, misurata all'interno di fori di prova, tra 2,5 m e 3,65 m dal piano campagna attuale.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C e i terreno hanno una probabilità di liquefazione bassa.

I risultati geotecnici riferiti al comportamento del terreno sotto carico, hanno lo scopo di valutarne l'idoneità alla esecuzione dell'opera, ma rimangono indicativi e dovranno essere verificati dal progettista una volta stabilite le dimensioni e il tipo di fondazione di progetto.

Da quanto sopra accertato, l'intervento è realizzabile, occorre però attenersi ai seguenti consigli operativi:

1. Le fondazioni superficiali dovranno essere impostata su terreno compatto per cui andrà asportato tutto il terreno superficiale più scadente e di riporto se presente;
2. anche se la falda è stata rintracciata a profondità più bassa rispetto ai piani fondali ipotizzati, è bene considerare la possibilità di impermeabilizzare tutti i piani e i perimetri fondali con getto di materiale idrofugo nelle fondazioni per evitare fastidiose macchie di umidità o infiltrazioni nelle stesse;

3. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
4. allontanare il terreno di risulta in discarica autorizzata.

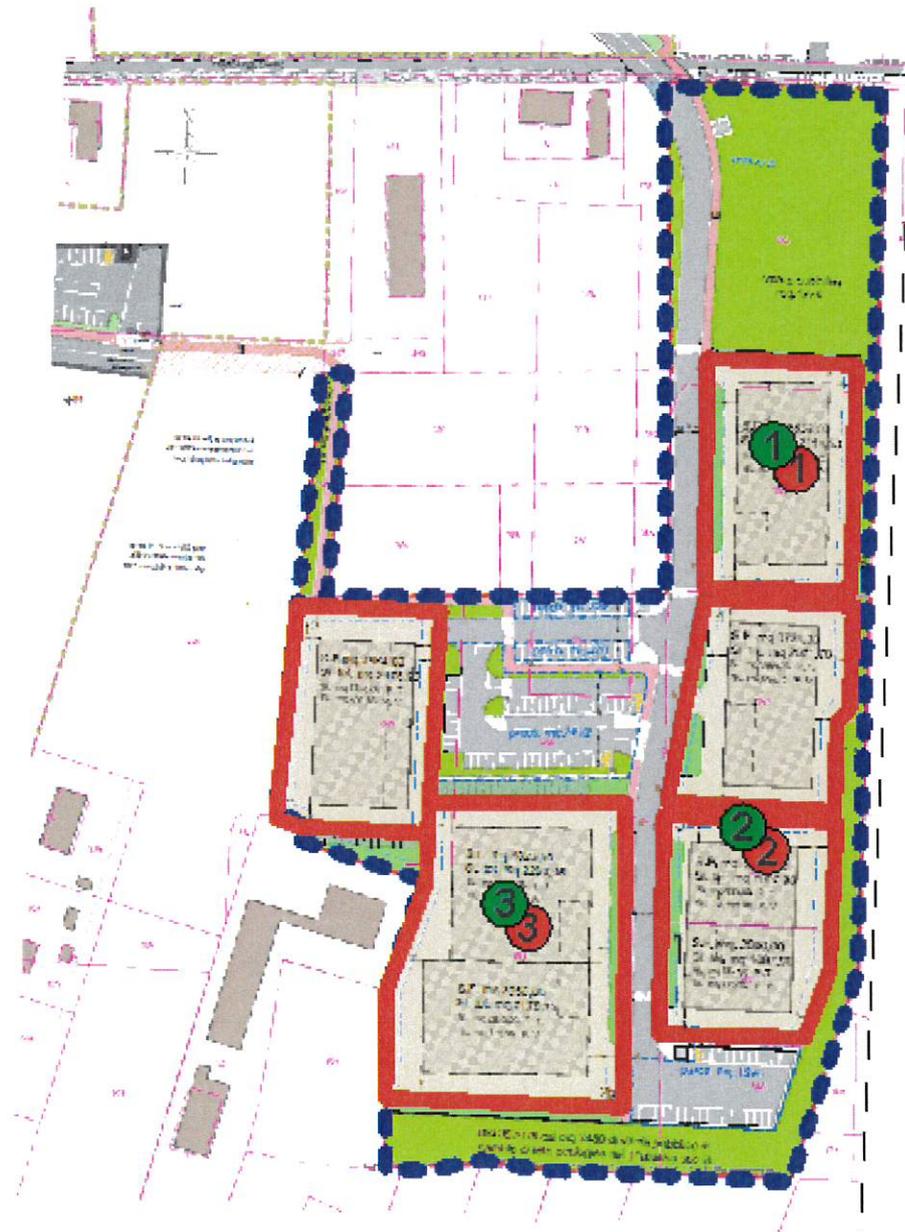
Qualora durante i lavori emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio, si prega di avvisare il sottoscritto, il quale dopo sopralluogo, deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

Casadio Mario



PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

Scala 1:2.000



LEGENDA:

-  PROVA PENETROMETRICA STATICA
-  PROVA HVSR
-  LOTTI IN OGGETTO
-  AREA COMPLESSIVA

Casadio & Co

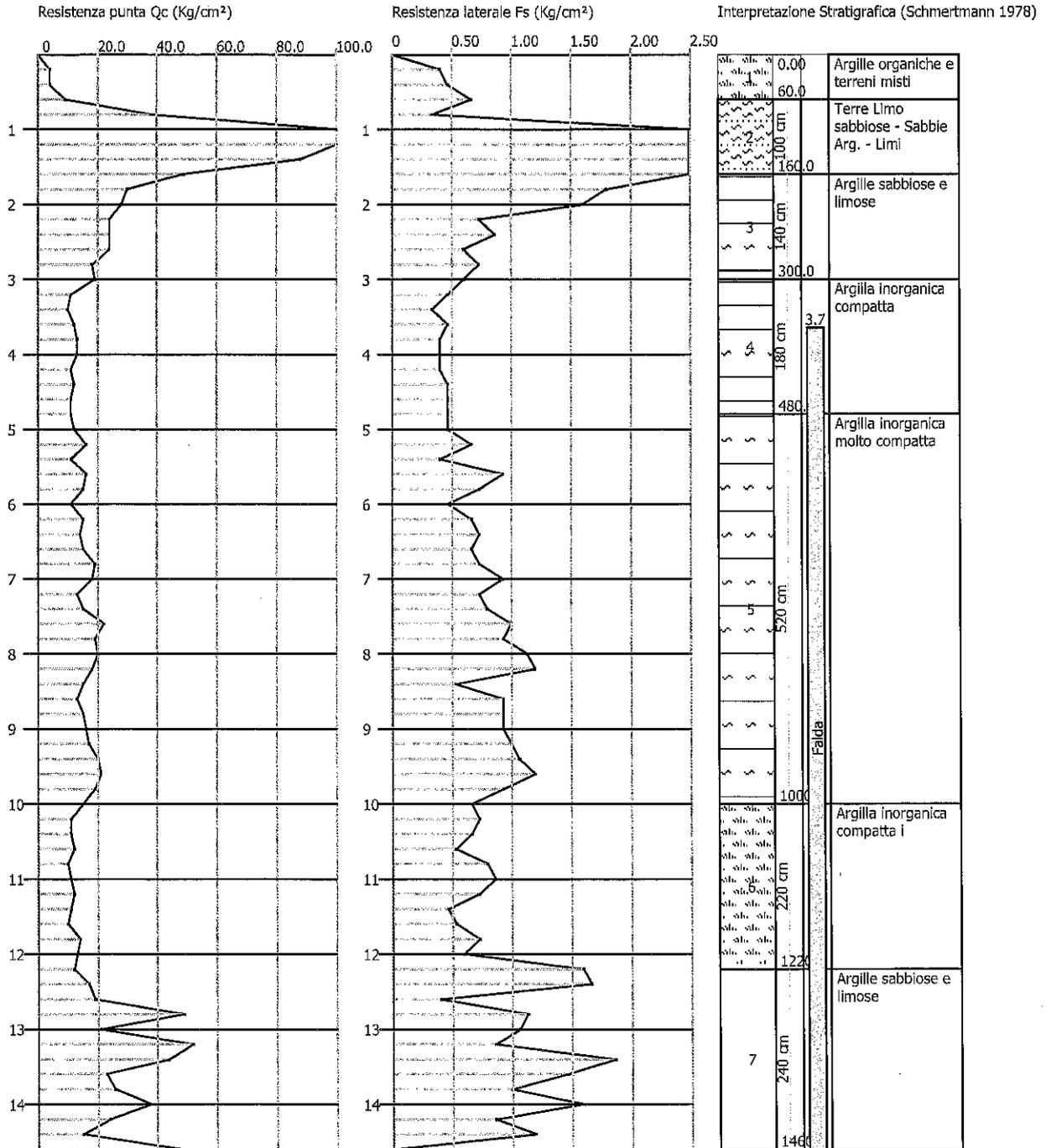


geologia
acustica
ambiente

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
 Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edili Esterni srl, Acquisti Edda e Bartolomei Dario snc
 Cantiere: Ambito A13-06 II° stralcio
 Località: Forlimpopoli

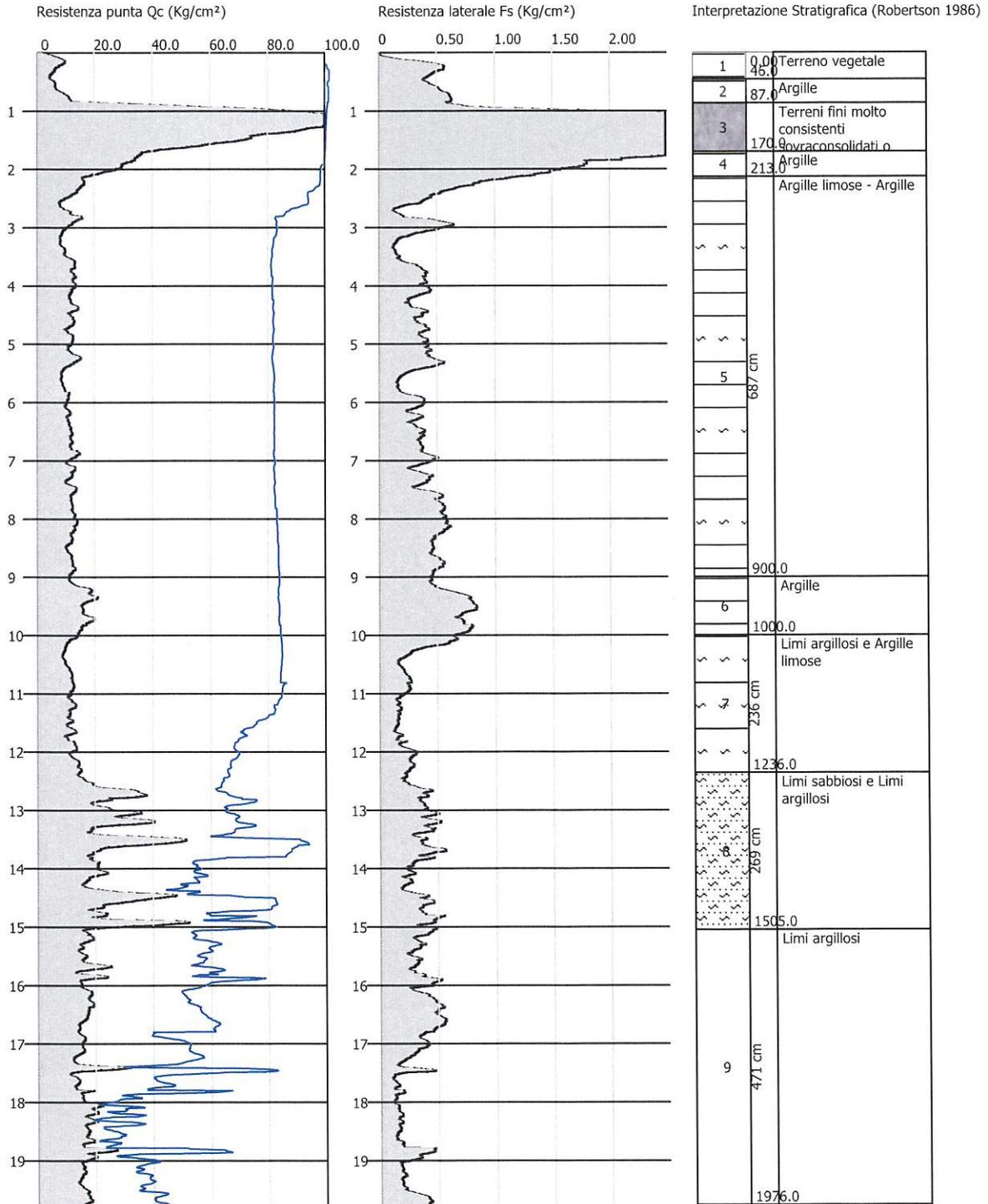
Data: 23/11/2021



Probe CPTU - Piezocone Nr.2
 Strumento utilizzato PAGANI 200 kN (CPTU)

Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edil Esterni srl, Acquisti Edda e Bartolomei Dario snc
 Cantiere: Ambito A13-06 II° stralcio
 Località: Forlimpopoli

Data: 23/11/2021

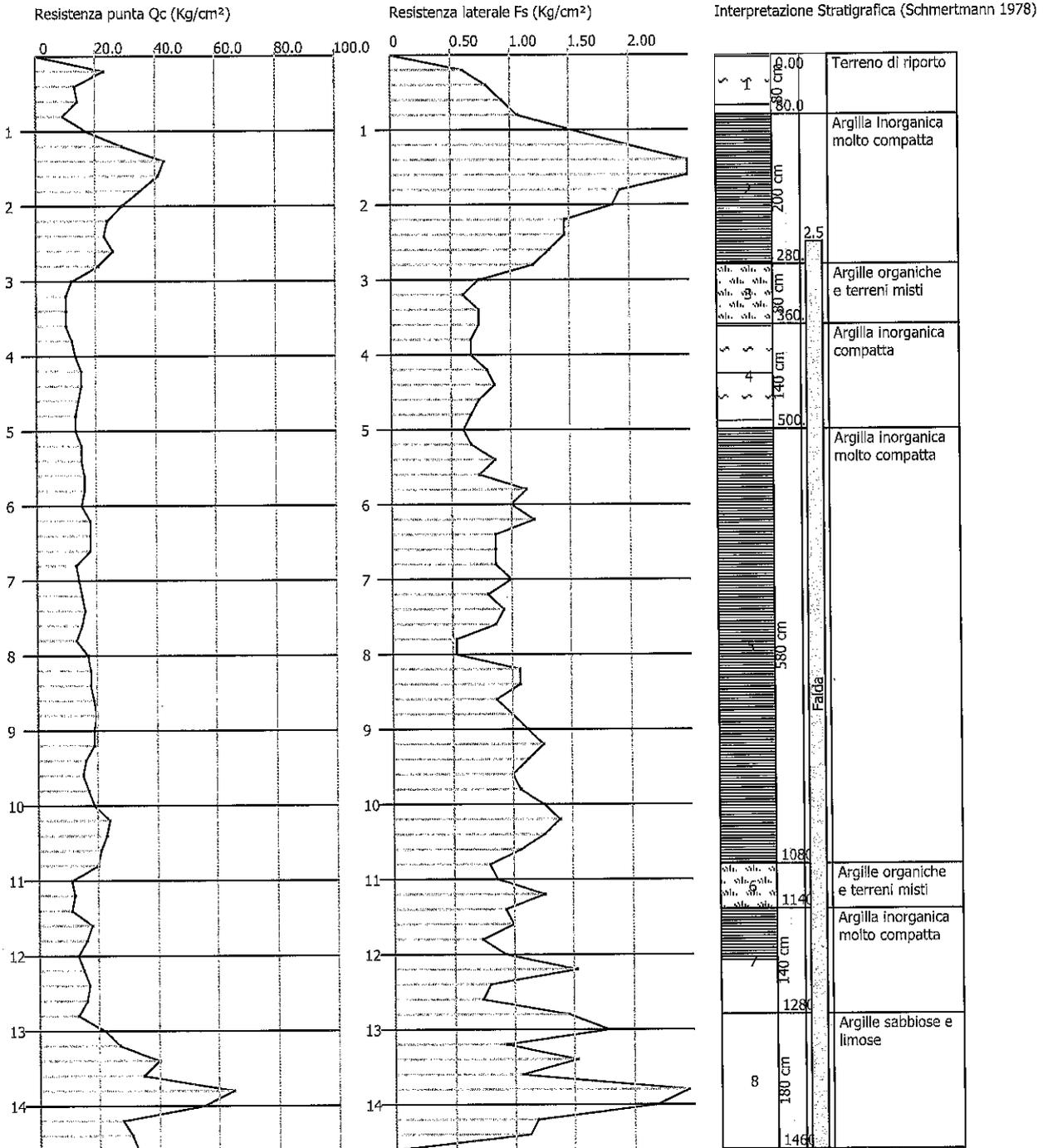


Casadio Mario
 Viale Vittorio Veneto 1/bis
 Forlì

Probe CPT - Cone Penetration Nr.3
 Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: S.I.F.srl, Isolanti srl, Edil Esterni srl, Acquisti Edda e Bartolomei Dario snc
 Cantiere: Ambito A13-06 II° stralzo
 Località: Forlimpopoli

Data: 23/11/2021



Scala profondità 1:75 - Qc: 1 cm=18.75 Kg/cm² - Fs: 1 cm=0.47 Kg/cm² -