

CASADIO & CO.
di Casadio Mario

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ
Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it
P.I. 04263320402



RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: CO.BA. snc

DATA: 08/11/2019

**REALIZZAZIONE DI UN FABBRICATO
AD USO CIVILE ABITAZIONE IN VIA II GIUGNO N.12
IN COMUNE DI PIEVE DI CENTO**

Il geologo
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN FABBRICATO AD USO CIVILE ABITAZIONE
IN VIA II GIUGNO N.12
IN COMUNE DI PIEVE DI CENTO

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area sulla quale dovrà realizzare un fabbricato ad uso vivile abitazione in Via Il Giugno n.12, in Comune di Pieve di Cento.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 202.080 della carta tecnica regionale.

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

- Esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche
- Rilievo sismico
- Ricerca bibliografica

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:200
- grafici penetrometrici statici
- carta geologica alla scala 1:10.000

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Decreto Ministeriale 17.01.2018
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.
- Decreto Ministeriale 14.01.2008. 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.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- 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

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato ad uso civile abitazione previa demolizione del edificio artigianale esistente. Il nuovo fabbricato avrà una planimetria rettangolare con lati massimi di 33,0 m di lunghezza per 10,0 m di larghezza e sarà costituito da un unico piano fuori terra.

La fondazione potrà essere di tipo a platea che sarà realizzata conforme alla normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 16.7 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante e delimitata a ovest dalla Via Il Giugno e sugli altri lati da confini di proprietà. Geologicamente l'area è formata da terreni denominati AESa che sono costituiti da depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale prevalentemente coerenti, formati prevalentemente limi argillosi e sabbiosi e da argille limose.

Le trincee eseguite per rendere possibile l'ancoraggio dello strumento hanno evidenziato uno strato di circa 30 cm di massicciata stradale e di riporto al di sotto dei quali è presente limo sabbioso bruno fino ad una profondità di circa 50 cm.

La stratigrafia superficiale del terreno ricavata dalle prove penetrometriche eseguite è così schematizzabile:

Prova 1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.30	Massicciata piazzale
0.30	1.60	Limi argillosi e Argille limose
1.60	3.10	Argille limose - Argille
3.10	3.90	Limi sabbiosi e Limi argillosi
3.90	9.90	Argille limose - Argille
9.90	15.28	Argille

Prova 2

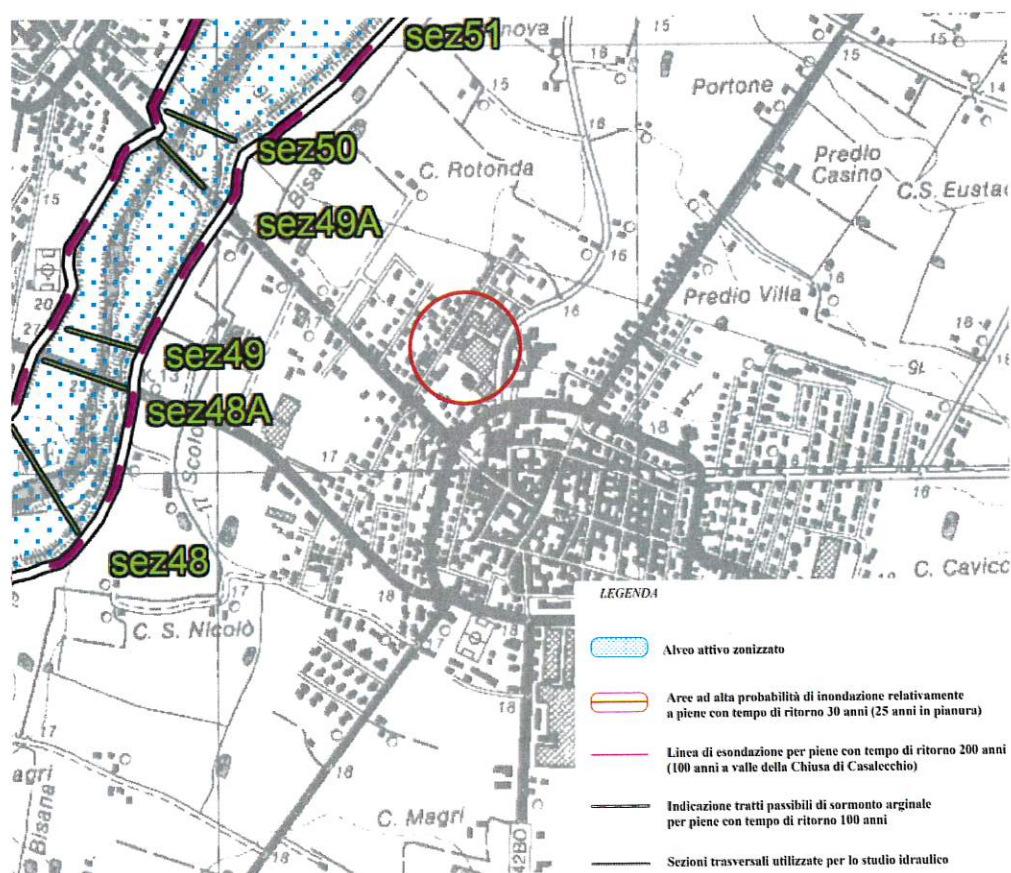
Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Massicciata piazzale
0.40	3.10	Limi sabbiosi e Limi argillosi
3.10	4.00	Limi argillosi e Argille limose
4.00	9.30	Argille limose - Argille
9.30	15.00	Argille

La falda è stata trovata all'interno del primo foro di prova a profondità di 1,7 m dal piano stradale.

IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

Il corso d'acqua principale è il Fiume Reno che scorre a 1.000 m ad ovest dell'area.

La Carta del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Emilia Romagna Autorità di Bacino del Reno, mostra che l'area non rientra negli scenari di aree di potenziale allagamento.



Le acque meteoriche sono regimate dalla fognatura urbana.

INDAGINE SISMICA – HVSR

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:

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

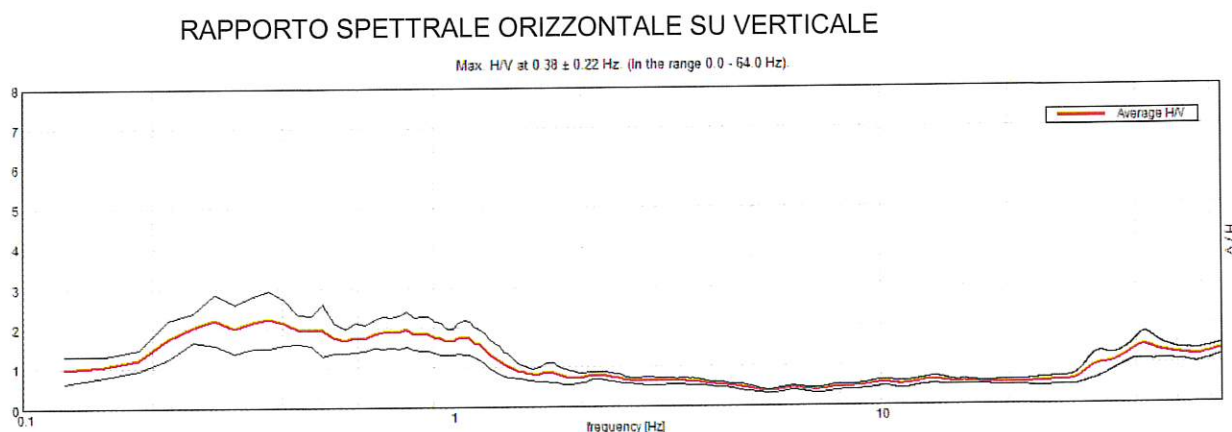
f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

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 tomografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

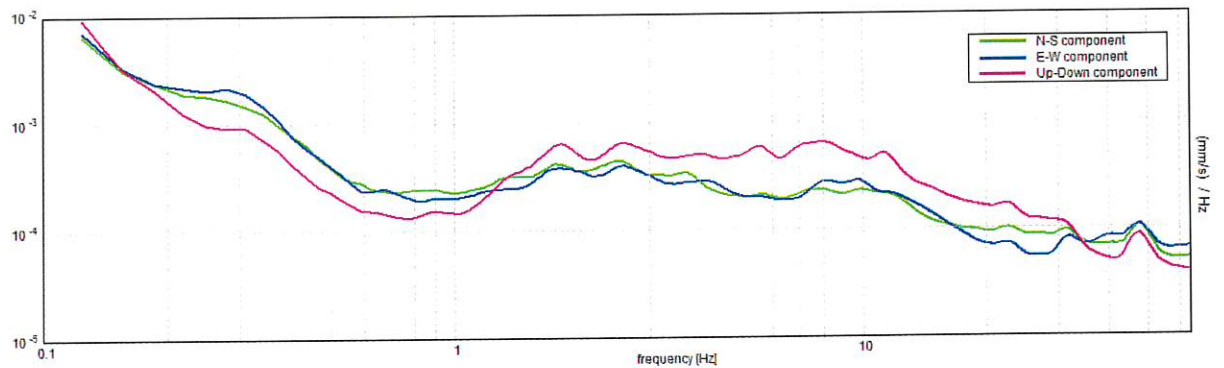
Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

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 nel punto di rilievo:

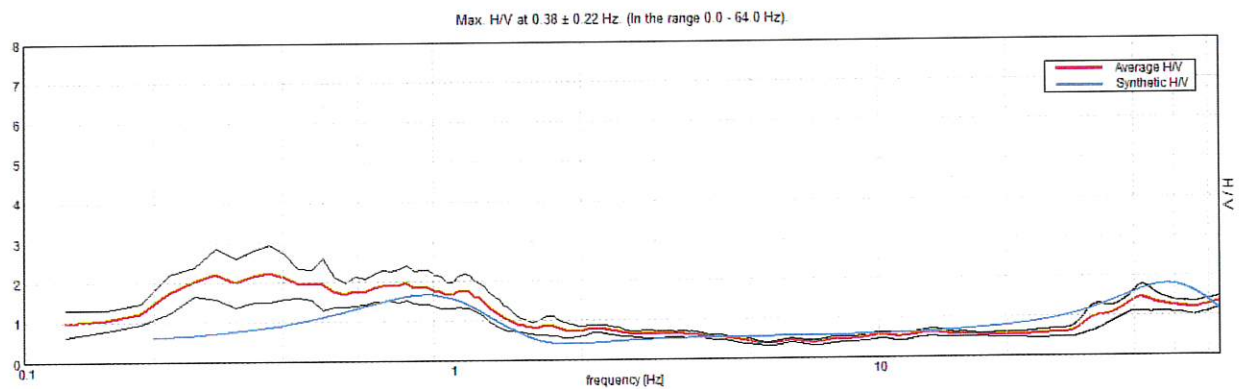


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

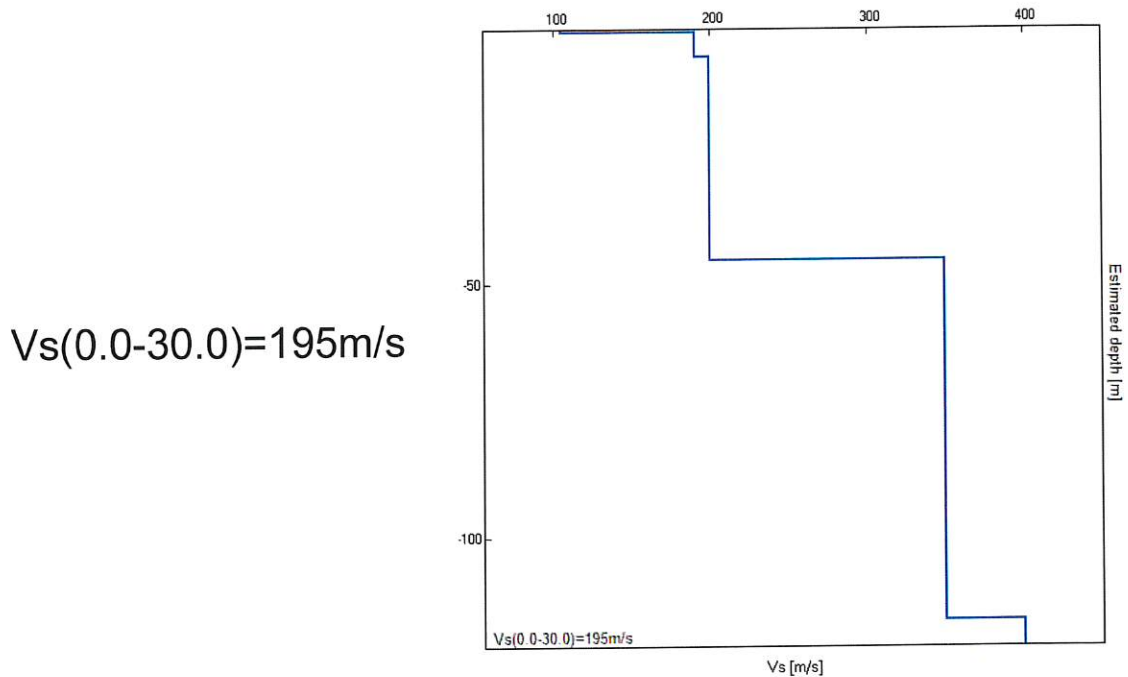


Tramite un processo di inversione dei dati, conoscendo almeno la profondità di una discontinuità, è possibile ricavare la curva sintetica (blu), da cui poi ricavare la Vs30.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.50	0.50	105	0.45
5.50	5.00	190	0.45
45.50	40.00	200	0.42
116.50	71.00	350	0.42
inf.	inf.	400	0.42



ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

L'attuale normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 categorie.

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	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti Con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)	360 – 800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (oppure resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	180 – 360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da	< 180

	valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento con $V_{s30} > 800$ m/s	

Dai risultati delle prove penetrometriche e del tomografo, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche:

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

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:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi$$

La probabilità che si manifestino fenomeni di **liquefazione è bassa o nulla** se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
 2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
 3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - frazione di fine1, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 20$ oppure $qc1N > 120$ oppure $VS1 > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 160$ oppure $VS1 > 220$ m/s
- ($N1)_{60}$, $qc1N$, $VS1$ sono i valori normalizzati dell'indice NSPT della Standard Penetration Test, della resistenza di punta qc della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$V_{S1} = V_S \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_{v0} la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità $U_c > 3.5$.

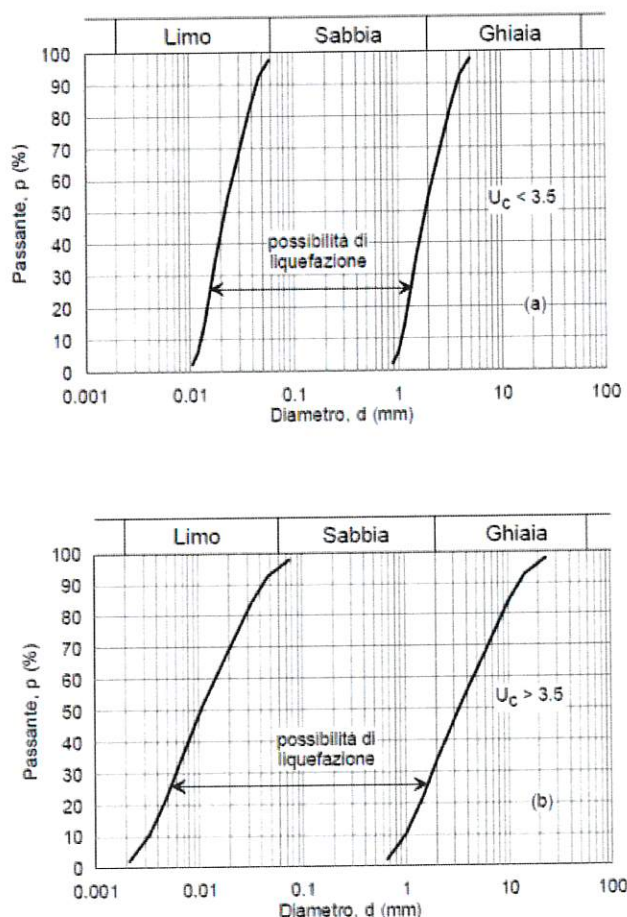


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

Nel nostro caso è possibile evitare la verifica in quanto i terreni hanno granulometria argilloso-limosa e quindi fuori dai fusi granulometrici pericolosi.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA ELETTRICHE CPTU

Per quanto riguarda la PUNTA ELETTRICA generalmente tale strumento permette di ottenere dati in continuo dei valori di resistenza alla punta (q_c) e dell'attrito laterale locale (f_s) con un passo molto ravvicinato (anche 1 cm.) rispetto al PUNTA MECCANICA (20 cm.).

La punta elettrica standard può essere dotata di un trasduttore di pressione che permette di acquisire il valore della pressione neutra (U) del terreno attraversato (CPTU).

Per il PIEZOCONO i dati di inserimento oltre a quelli di LP e LT sono invece 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 $U_1 - U_2 - U_3$ 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. Per il calcolo oltre ai dati strumentali generali si deve immettere per una correzione dei valori immessi :

- **Area punta del cono** (area esterna punta)
- **Area interna punta del cono** (area del restringimento in prossimità del setto poroso – interna cono-manicotto). Generalmente il rapporto tra le aree varia da (0,70 – 1,00).
- **Il Passo del penetrometro** (l'intervallo entro cui effettua la lettura, generalmente per penetrometri normali è 20 cm., per le punte elettriche-piezoconi può essere di 2 cm).

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

INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE (Autori di riferimento)

Robertson 1983-1986 (consigliato per CPTE)

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 (%) (Jamiołkowski 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

Coesione Non Drenata (Baligh 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 (Placentini-Righi Inacos 1978)

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

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI (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. 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 defomazione 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	0.30												
2	1.60	C	0.8	604.8	47.9	153.8	>9	1.9	2.0	--	--	--	170.15
3	3.10	C	0.5	323.4	41.1	106.8	5.9	1.8	1.9	--	--	--	178.17
4	3.90	CI	0.8	548.9	48.4	146.9	<0.5	1.9	2.0	27.4	31.4	0.0	217.54
5	9.90	C	0.4	287.5	39.6	102.8	2.0	1.8	1.9	--	--	--	200.64
6	15.28	C	1.0	704.1	41.9	174.9	6.5	2.0	2.0	--	--	--	256.41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI (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 defomazione 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	0.40	CI	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	<5	28.0	0.0	0.00
2	3.10	CI	0.8	611.8	47.6	155.7	2.0	1.9	2.0	43.0	33.8	0.0	209.04
3	4.00	C	0.5	344.5	43.1	112.8	1.0	1.8	1.9	--	--	--	199.40
4	9.30	C	0.4	221.3	35.4	92.4	1.0	1.8	1.8	--	--	--	208.88
5	15.00	C	1.0	648.5	43.1	171.9	3.5	1.9	2.0	--	--	--	278.34

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 e dei cedimenti.

Prova elettrica 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]
Massicciata piazzale	28.00	34.32	3487.27	17.64	18.43
Argille limose - argille	36.43	77.11	5518.31	18.66	19.97
Limi argillosi e argille limose	33.31	40.84	3540.00	17.65	18.44
Limi sabbiosi e limo argillosi	31.42	72.48	6757.28	18.56	20.88
Argille limose - argille	28.84	40.34	3983.91	17.83	18.89
Argille	--	97.18	4480.35	19.20	19.98

Prova elettrica 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]
Massicciata piazzale	28.00	35.00	5000.00	18.00	19.00
Limi sabbiosi e limo argillosi	35.83	77.98	6551.99	18.26	20.06
Limi argillosi e argille limose	28.75	46.52	5064.98	18.47	20.72
Argille limose - argille	28.70	34.15	3783.25	17.63	16.51
Argille	28.70	94.30	4585.11	19.03	19.83

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Carico limite di fondazioni su terreni

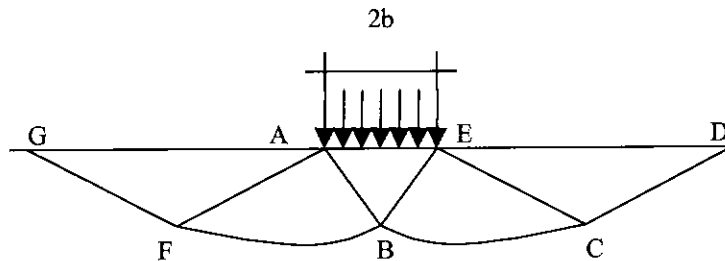
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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 $45^\circ + \phi/2$ 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 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

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

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

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

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

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

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'

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

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

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

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 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

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

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

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 ricomprensione;

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

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	33.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	1.7 m
=====	

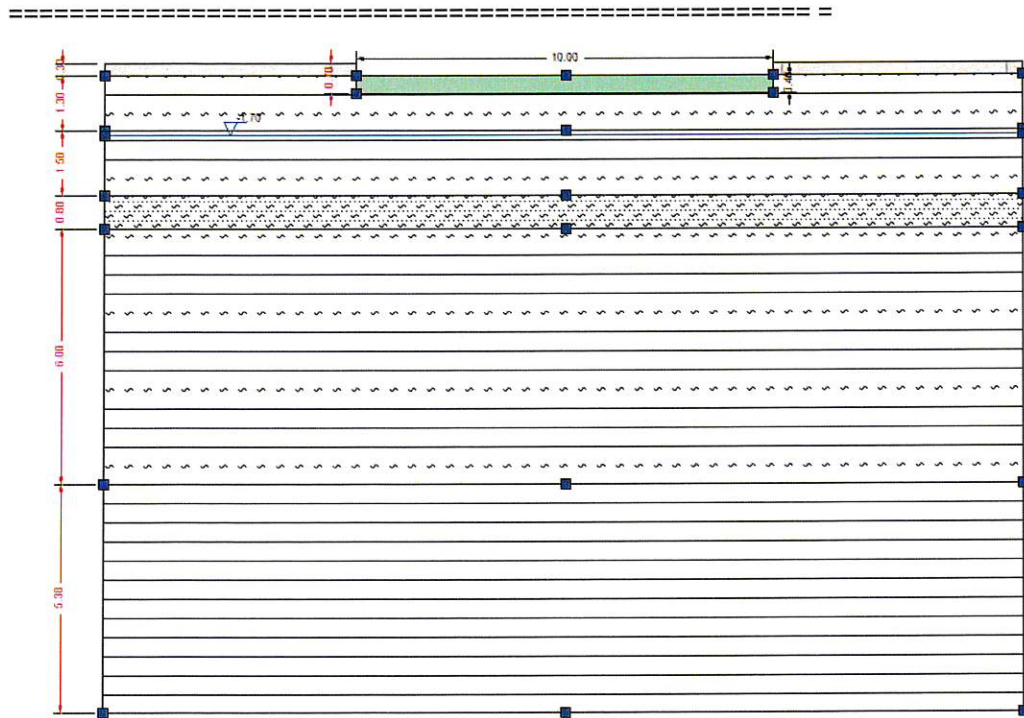
SISMA

=====	
Accelerazione massima (amax/g)	0.229
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento [q]	3

Periodo fondamentale vibrazione [T] 0.25

Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0.0549

Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	144.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	144.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	144.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	144.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

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
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	433.1 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	188.31 kN/m ²
Tensione [Ed]	144.37 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler** 17324.18 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.06
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	433.1 kN/m ²
Resistenza di progetto	188.31 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

SISMA

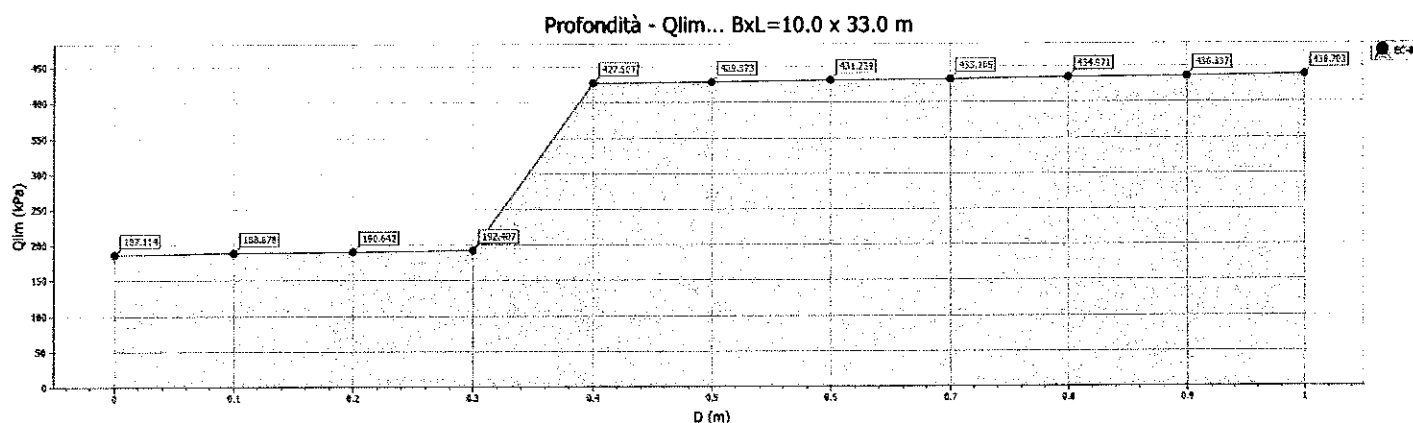
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.06
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	433.1 kN/m ²
Resistenza di progetto	188.31 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Nel grafico seguente si può mettere in relazione la profondità fondale col carico limite.



CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	30.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	3.46 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)
2	1.15	21.437	16.519	0.3168	--	0.3168
3	2.35	37.592	14.966	0.5572	--	0.5572
4	3.5	48.222	13.547	0.2284	--	0.2284
5	6.9	78.385	10.003	1.5452	--	1.5452
6	12.59	132.122	6.26	0.8205	--	0.8205

CONCLUSIONI

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato ad uso civile abitazione previa demolizione del capannone esistente. Geologicamente l'area è formata da terreni denominati AESa che sono costituiti prevalentemente da limi argillosi e sabbiosi e da argille limose.

La falda è stata trovata all'interno del primo foro di prova a profondità di 1,7 m dal piano stradale.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C.

I valori ricavati di portanza del terreno per una fondazione a **platea**, sono:

- Carico limite 433,1 kN/m²
- Resistenza di progetto 188,30 kN/m²

Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto 30,0 kN/m²

- Cedimento dopo T anni 15,0
- Cedimento totale 3,46 cm

Questi 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.

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

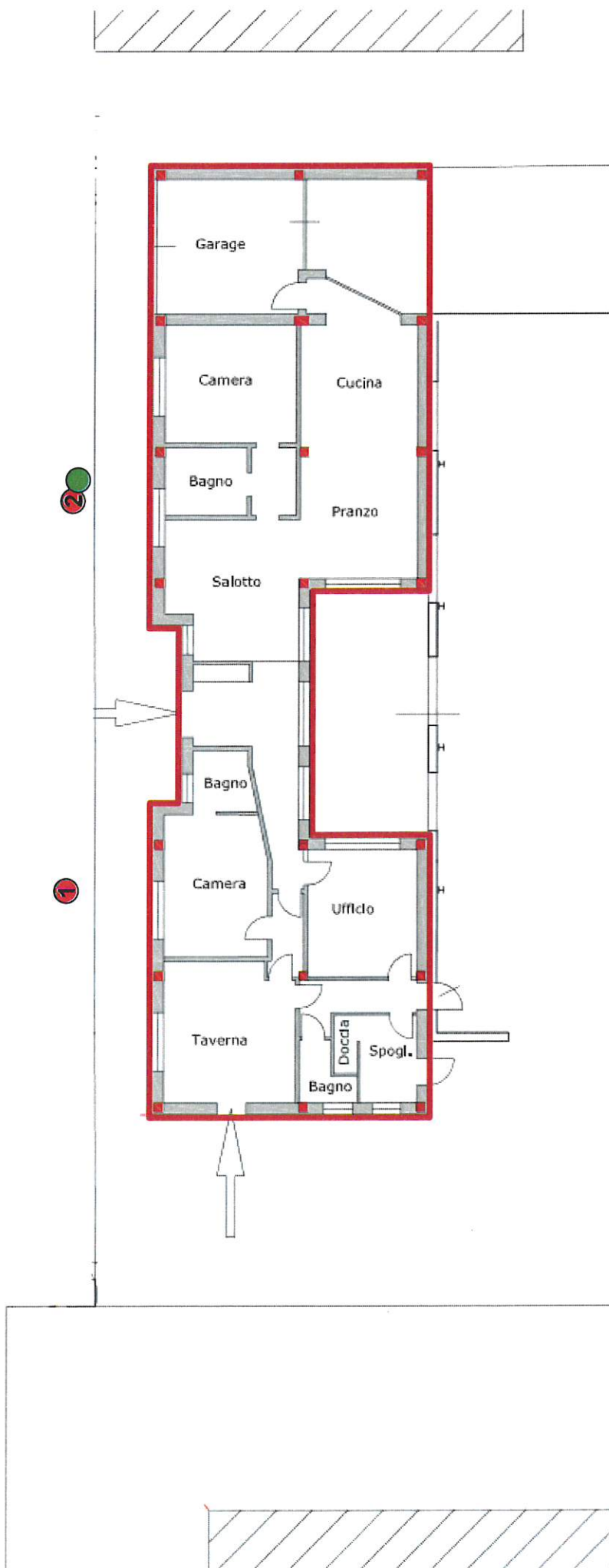
1. La fondazione dovrà essere impostata su terreno compatto per cui andrà asportato tutto il terreno di riporto e più scadente;
2. la falda è stata rintracciata a profondità più bassa rispetto al piano fondale ipotizzato ma è bene in ogni caso impermeabilizzare tutto il piano e il perimetro fondale con getto di materiale idrofugo nella fondazione per evitare fastidiose macchie di umidità;
3. qualora occorresse approfondire il piano fondale per portarsi alla quota fondale, si consiglia di utilizzare terreno stabilizzato o getto magro per il sottofondo della fondazione o comunque terreno idoneo alla compattazione;
4. allo scopo di evitare problemi di assestamento della fondazione dovuti al fenomeno del ritiro delle argille, il piano di scavo dovrà essere realizzato leggermente più grande della pianta dell'edificio e con leggera pendenza a schiena d'asino per evitare che le acque di falda o meteoriche possano ristagnare al di sotto della platea; lo scavo perimetralmente potrà essere dotato di un tubo di drenaggio per convogliare le eventuali acque raccolte in un pozzetto di smaltimento;
5. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
6. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
7. allontanare velocemente il terreno di risulta.

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 1:200



LEGENDA:

PROVA PENETROMETRICA STATICA



PROVA HVSR



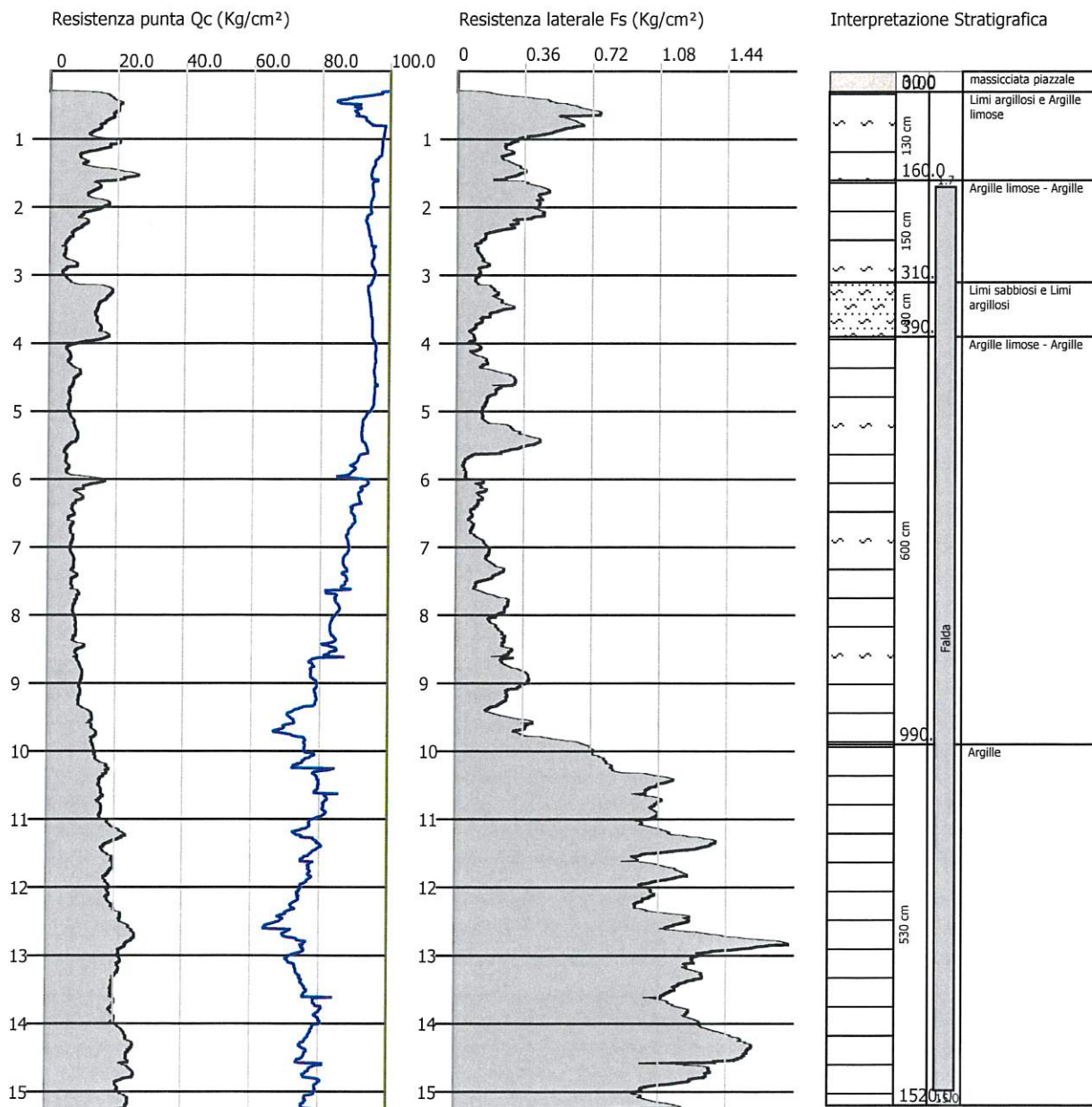
EDIFICIO OGGETTO DI INTERVENTO



Probe CPTU - Piezocone Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI 200 kN (CPTU)

Committente: Co.Ba. snc
Cantiere: via 2 giugno 12
Località: pieve di cento

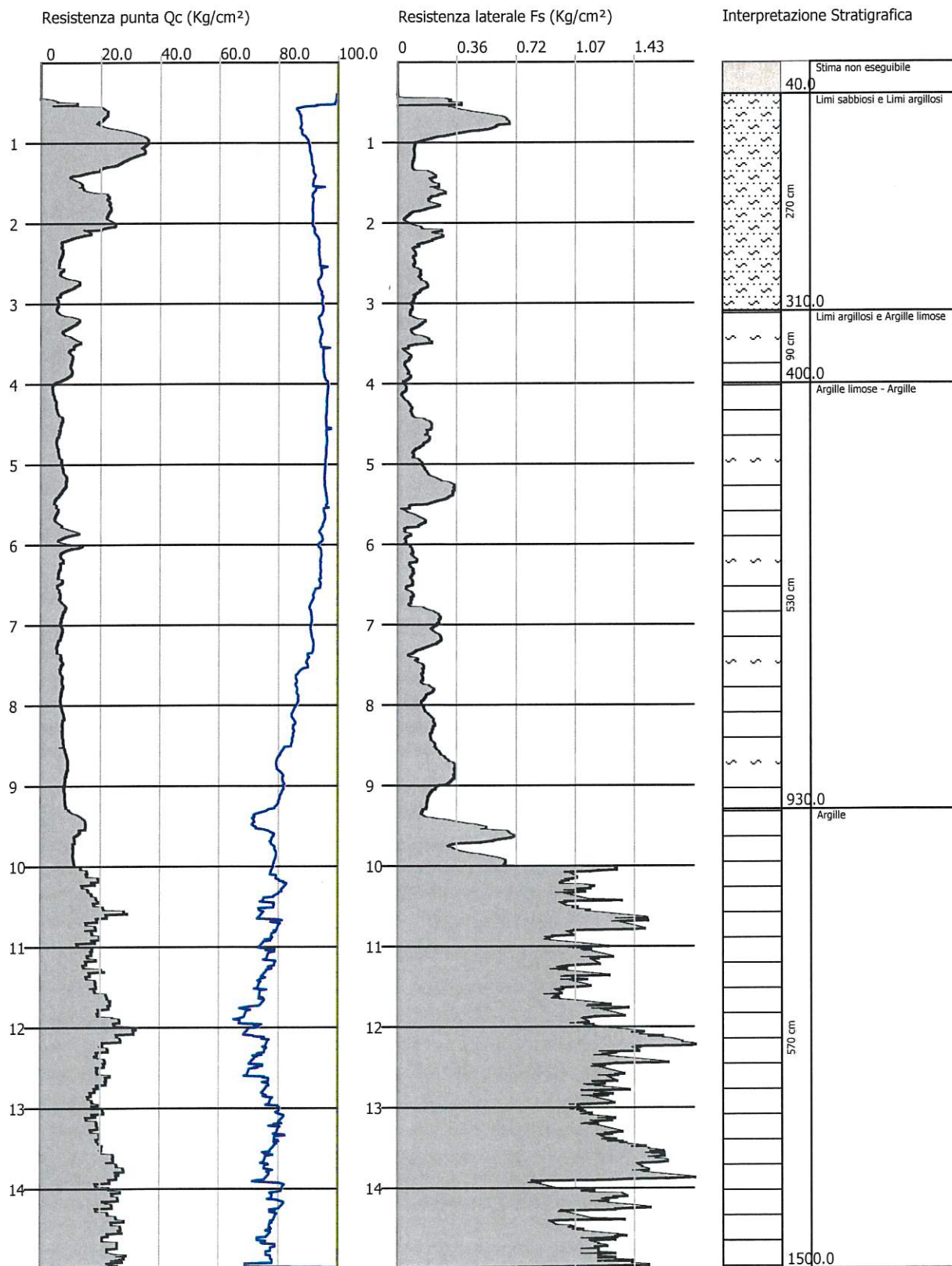
Data: 10/10/2019



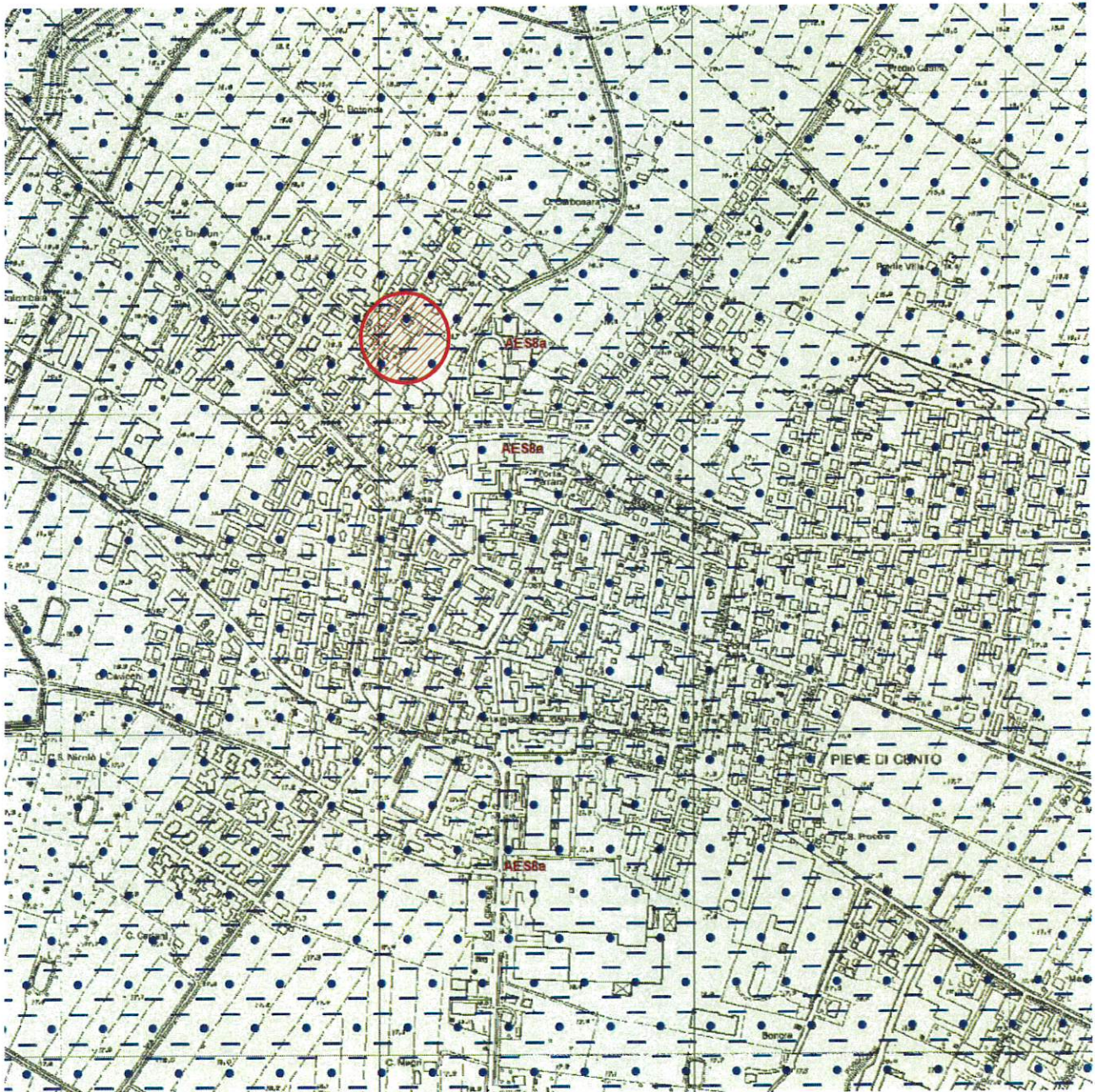
Probe CPTU - Piezocone Nr.2
Strumento utilizzato PAGANI 200 kN (CPTU)

Committente: Co.Ba. snc
Cantiere: via 2 giugno 12
Località: pieve di cento


Data: 10/10/2019



CARTA GEOLOGICA
scala 1:10.000




Ambienti deposiz. e litologie (10K)

 Limo Sabbioso - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

 AES8a - Unità di Modena

 Area d'intervento