

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: Viocar S.p.a.

DATA: 07/12/2020

**RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE
DI UNA STRUTTURA LOGISTICA
TRA LA STRADA STATALE SELICE
E LA VIA TREBEGHINO
IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)**

Il geologo
MARIO CASADIO

RELAZIONE GEOLOGICA
RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE
DI UNA STRUTTURA LOGISTICA
TRA LA STRADA STATALE SELICE E LA VIA TREBEGHINO
IN COMUNE DI MASSA LOMBARDA (RA)

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

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un piano urbanistico in un macro lotto di dimensioni di circa 98.000 m² su cui sarà realizzato un grande edificio industriale circondato da una viabilità interna. Sarà inoltre completata la strada che collegherà la Via Trebeghino con la Via Caduti del lavoro. Il fabbricato avrà una forma planimetrica rettangolare con lati 325 x 150 metri ed è costituito da un unico piano fuori terra. Sullo spigolo sud-ovest di tale edificio sarà inserita un'area direzionale con uffici e sala riunioni di dimensioni 23 x 27 circa.

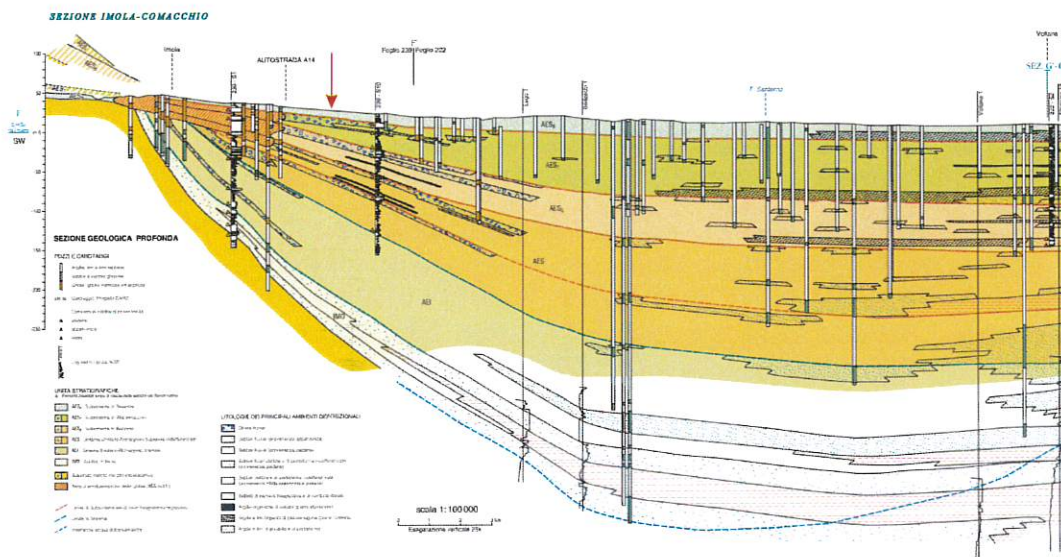
Il fabbricato sarà servito da aree adibite a manovra e a parcheggi per camion e per auto nelle adiacenze dell'area direzionale.

Le fondazioni potrebbero essere di tipo a plinto che saranno realizzati secondo la normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata oscilla tra le quote di 8.6 e 9.3 metri s.l.m., è leggermente degradante verso nord e delimitata a ovest dal profondo Scolo Zaniolo, a sud dalla Via Trebeghino e su gli altri lati da confini di proprietà.

Geologicamente l'area è formata da depositi denominati AES8a che sono costituiti da depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale. La pianura alluvionale è un ambiente sedimentario in cui la sedimentazione è controllata dalle correnti fluviali. I sedimenti sono costituiti da alternanze di argille da mediamente compatte a molto compatte intercalate ad argille sabbiose e limose e a terre limo sabbiose. Lo spessore delle alluvioni è compresa tra i 200 m e i 250 m; sotto tali terreni è rintracciabile la formazione delle argille pleistoceniche.



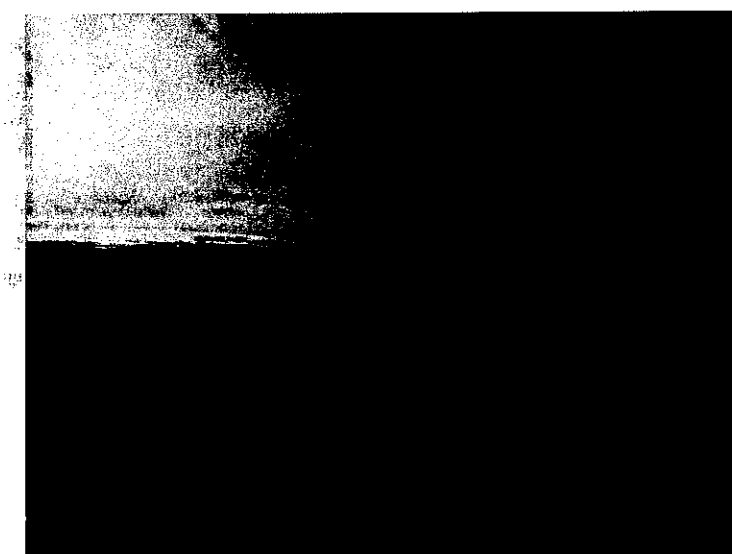
La stratigrafia superficiale del terreno è stata ricavata dalle prove penetrometriche eseguite ed è così schematizzabile:

Prova 1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Terreno vegetale
0.40	1.00	Argilla inorganica molto compatta
1.00	2.00	Argilla inorganica compatta
2.00	3.40	Argilla inorganica di media consistenza
3.40	4.00	Argilla inorganica compatta
4.00	8.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.00	10.40	Argilla inorganica compatta
10.40	14.60	Argille sabbiose e limose

**Prova 2**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Argille organiche e terreni misti
0.40	1.20	Argilla inorganica molto compatta
1.20	3.60	Argilla inorganica di media consistenza
3.60	4.40	Argilla inorganica compatta
4.40	6.00	Argilla inorganica molto compatta
6.00	7.80	Argille sabbiose e limose
7.80	8.20	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.20	9.60	Argilla inorganica compatta
9.60	14.60	Argille sabbiose e limose



Prova 3

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Argille organiche e terreni misti
0.40	1.40	Argilla inorganica molto compatta
1.40	3.80	Argilla inorganica di media consistenza
3.80	6.20	Argilla inorganica molto compatta
6.20	9.20	Argilla inorganica di media consistenza
9.20	10.60	Argilla inorganica compatta
10.60	11.80	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
11.80	14.60	Argille sabbioso limose

**Prova 4**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.80	Argilla inorganica molto compatta
1.80	3.80	Argilla inorganica di media consistenza
3.80	6.80	Argilla inorganica compatta
6.80	8.60	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.60	10.20	Argilla inorganica compatta
10.20	12.20	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
12.20	14.60	Argille sabbiose e limose

**Prova 5**

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.20	Argille organiche e terreni misti
0.20	1.60	Argilla inorganica molto compatta
1.60	4.20	Argilla inorganica compatta
4.20	5.40	Argilla inorganica molto compatta
5.40	6.80	Argille sabbiose e limose
6.80	8.40	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.40	10.40	Argilla inorganica compatta
10.40	12.60	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
12.60	14.60	Argille sabbiose e limose

Prova 6

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.40	Argilla inorganica molto compatta
1.40	3.80	Argilla inorganica di media consistenza
3.80	4.40	Argilla inorganica compatta
4.40	7.80	Argille sabbiose e limose
7.80	9.80	Argilla inorganica compatta
9.80	14.60	Argille sabbiose e limose

Prova 7

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	1.40	Argilla inorganica molto compatta
1.40	2.20	Argilla inorganica compatta
2.20	3.80	Argille organiche e terreni misti
3.80	5.40	Argille sabbiose e limose

5.40	7.40	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
7.40	9.60	Argilla inorganica compatta
9.60	11.00	Argille sabbiose e limose
11.00	12.60	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
12.60	14.60	Argille sabbiose e limose



Prova 8

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Argille organiche e terreni misti
0.60	2.40	Argille sabbiose e limose
2.40	3.80	Argilla inorganica di media consistenza
3.80	5.60	Argilla inorganica compatta
5.60	8.20	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.20	9.80	Argilla inorganica compatta
9.80	11.60	Argille sabbiose e limose
11.60	13.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
13.00	14.60	Argille sabbiose e limose

Prova 9

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.40	Argille organiche e terreni misti
0.40	1.80	Argilla inorganica molto compatta
1.80	3.80	Argilla inorganica di media consistenza
3.80	6.60	Argille sabbiose e limose
6.60	8.20	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
8.20	9.80	Argilla inorganica di media consistenza
9.80	13.00	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
13.00	14.60	Argille sabbiose e limose

La falda è stata misurata alle seguenti profondità:

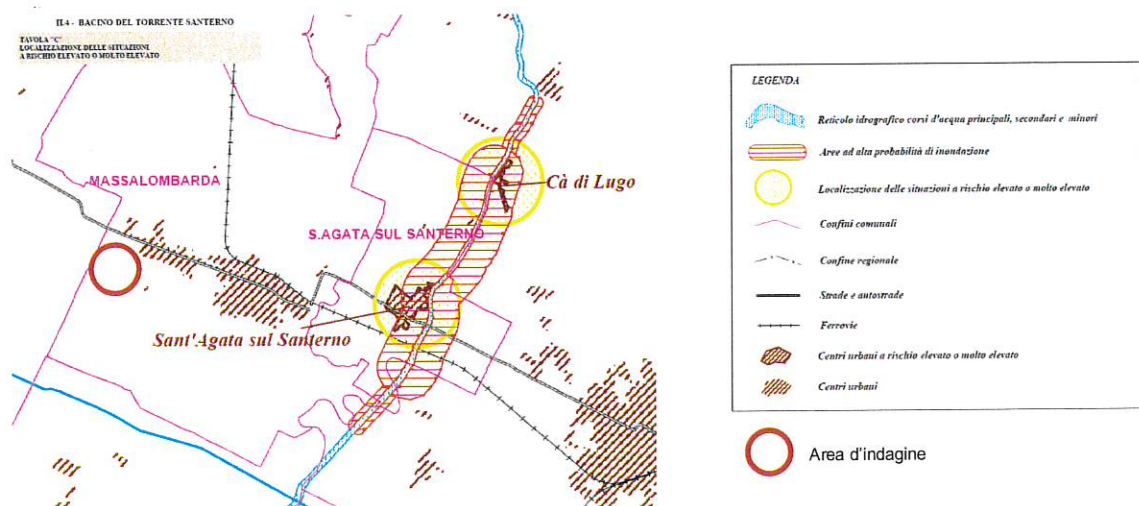
Prova	Profondità (m)
1	2,90
2	3,10
3	3,15
4	3,05
5	3,05
6	2,90
7	2,70
8	2,85
9	3,10

IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO

Il corso d'acqua principale è il Fiume Santerno che scorre nel suo punto più vicino a 5500 m circa est dell'area. A ovest dell'area scorre il Torrente Sillaro a circa 4.500 m.

Un corso d'acqua secondario è lo Scolo Zaniolo che scorre parallelamente alla Via Selice, costeggiando il lato ovest del lotto d'intervento il quale raccoglie tutte le acque provenienti dal lotto qui indagato e le convoglia nel Torrente Sillaro.

La Carta del Rischio Idraulico del *Piano di Stralcio per il Rischio Idrogeologico - Autorità di Bacino del Reno* mostra che l'area NON rientra in scenari ad alta probabilità di inondazione.

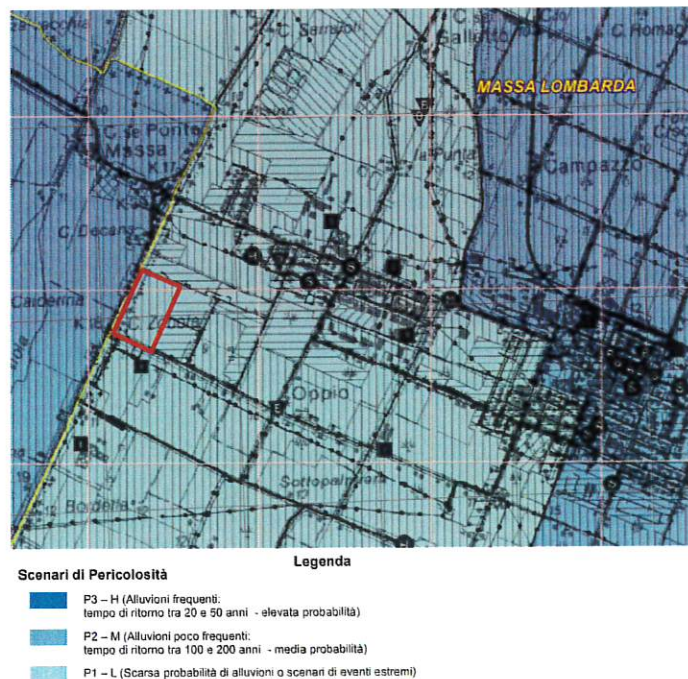


All'interno dello stesso *Piano* è riportata la "Tavola del bacino imbrifero di pianura e pedecollinare del Torrente Santerno" in cui si vede che l'area esaminata è stata inserita in tale bacino ma in realtà come già riportato il fosso Zaniolo scarica le acque nel Torrente Sillaro.



La mappa della pericolosità della Direttiva Europea include l'area in "aree con scarsa probabilità di alluvioni".

**Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla
valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni
Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti
(art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010)**



Le acque meteoriche sono regimate dalla fognatura stradale e dai fossetti interpoderali.

INDAGINE SISMICA

Metodi di indagine

Prova HVSR

All'interno dell'area di studio 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.

Prova MASW

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione (a geofono singolo) disposta sul terreno con array lineare, da 12 a 48 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termine di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile

allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto alla sismica a rifrazione tradizionale. L'uso di un sismografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati.

Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

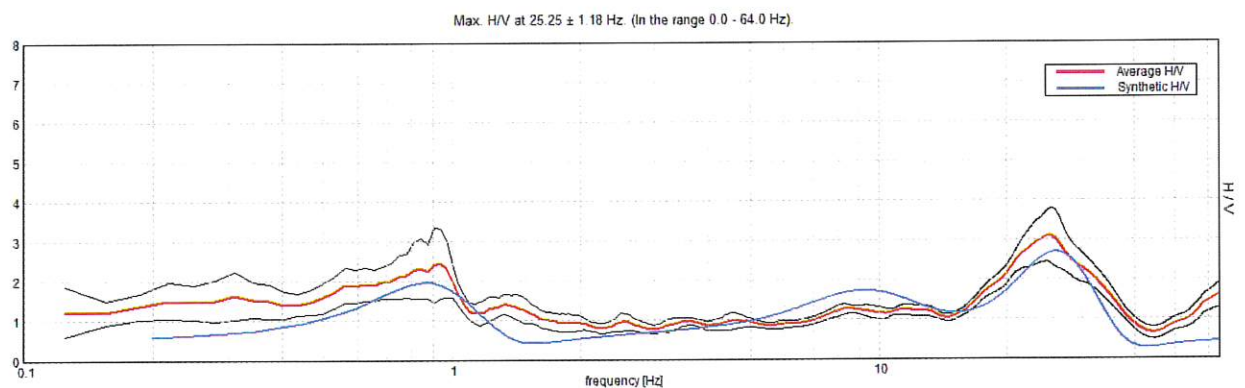
L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione delle onde sismiche create mediante una massa battente ad un estremo della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o 1/velocità di fase) per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

Prova 1

Risultati

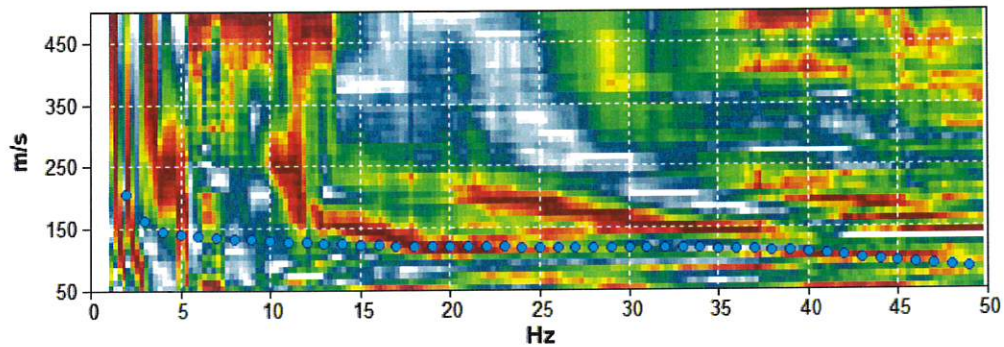
Prova HVSR



Come si vede nello spettro sopraindicato, si osservano due picchi rilevanti che potrebbero coincidere con un passaggio superficiale dal terreno vegetale alle argille sabbiose (25 Hz) e col passaggio a 0,8 Hz dalle argille sabbiose alle terre limo sabbiose.

La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova MASW

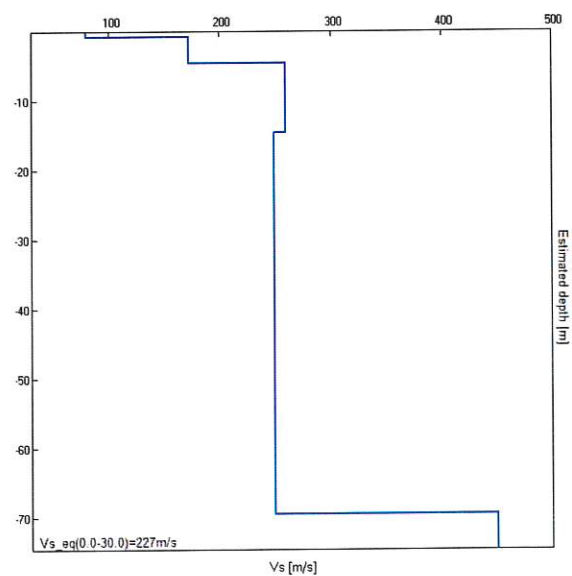


Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	80	0.42
4.60	3.80	173	0.42
14.60	10.00	260	0.42
69.60	55.00	250	0.42
inf.	inf.	450	0.42

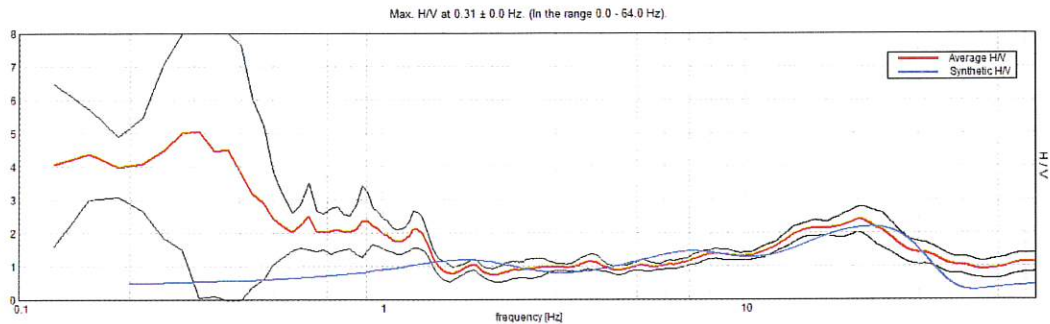
$$V_{s_eq}(0.0-30.0)=227\text{m/s}$$



Prova 2

Risultati

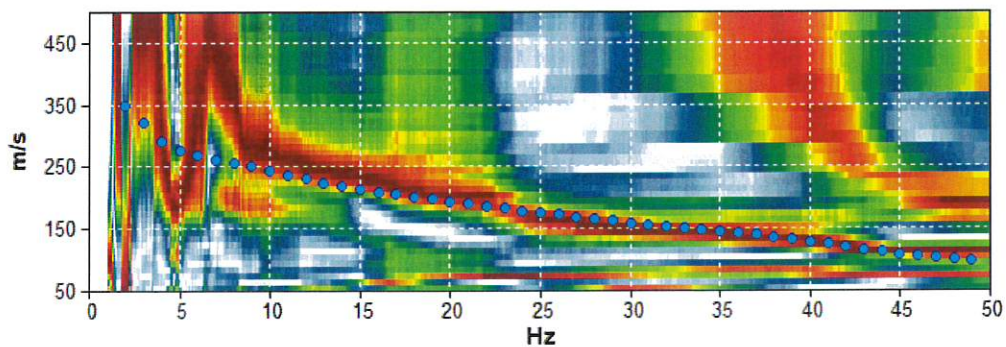
Prova HVSR



Come si vede nello spettro sopraindicato, si osserva un picco rilevante che potrebbe coincidere con un passaggio superficiale dal terreno vegetale alle argille sabbiose (22 Hz).

La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova MASW

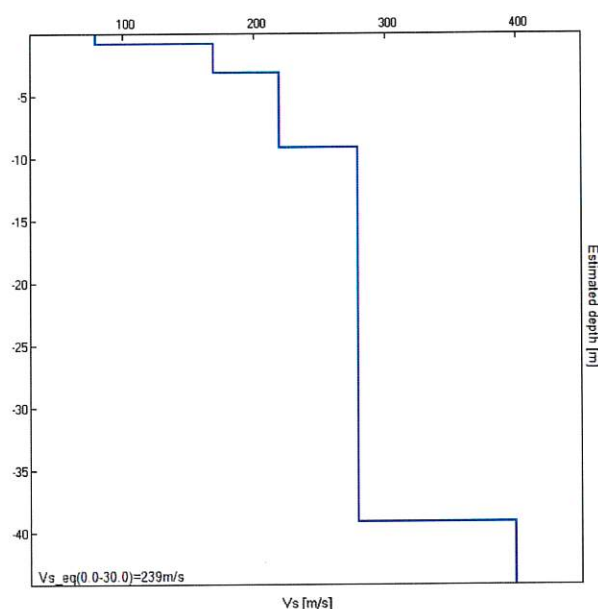


Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	80	0.42
3.10	2.30	170	0.42
9.10	6.00	220	0.42
39.10	30.00	280	0.42
inf.	inf.	400	0.42

$$V_{s_eq}(0.0-30.0)=239 \text{ m/s}$$



NORMATIVA SISMICA VIGENTE

L'attuale normativa in materia sismica D.M. 2018 propone una suddivisione dei terreni in funzione delle caratteristiche geotecniche e sismiche.

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 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)	< 180
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 delle prove sismiche, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

La suddetta normativa prevede le seguenti categorie topografiche. Il lotto appartiene alla categoria T1.

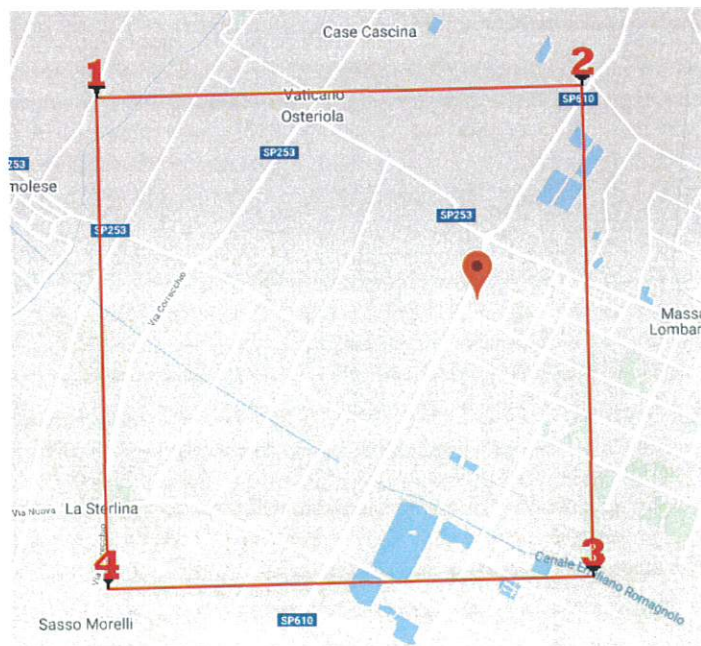
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

VERIFICA SISMICA DI I° LIVELLO

Il territorio nazionale è stato suddiviso in numerose celle aventi caratteristiche sismiche diverse; la cella della maglia sismica in oggetto è la seguente:

Siti di riferimento:

Sito 1	ID: 16958	Lat: 44,4720	Lon: 11,7392	Distanza: 4875,979
Sito 2	ID: 16959	Lat: 44,4730	Lon: 11,8093	Distanza: 2777,105
Sito 3	ID: 17181	Lat: 44,4230	Lon: 11,8107	Distanza: 3397,956
Sito 4	ID: 17180	Lat: 44,4220	Lon: 11,7407	Distanza: 5252,050



Al quale sono associati i seguenti parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 50 anni
 Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 Tr: 30 [anni]
 ag: 0,057 g
 Fo: 2,451
 Tc*: 0,260 [s]

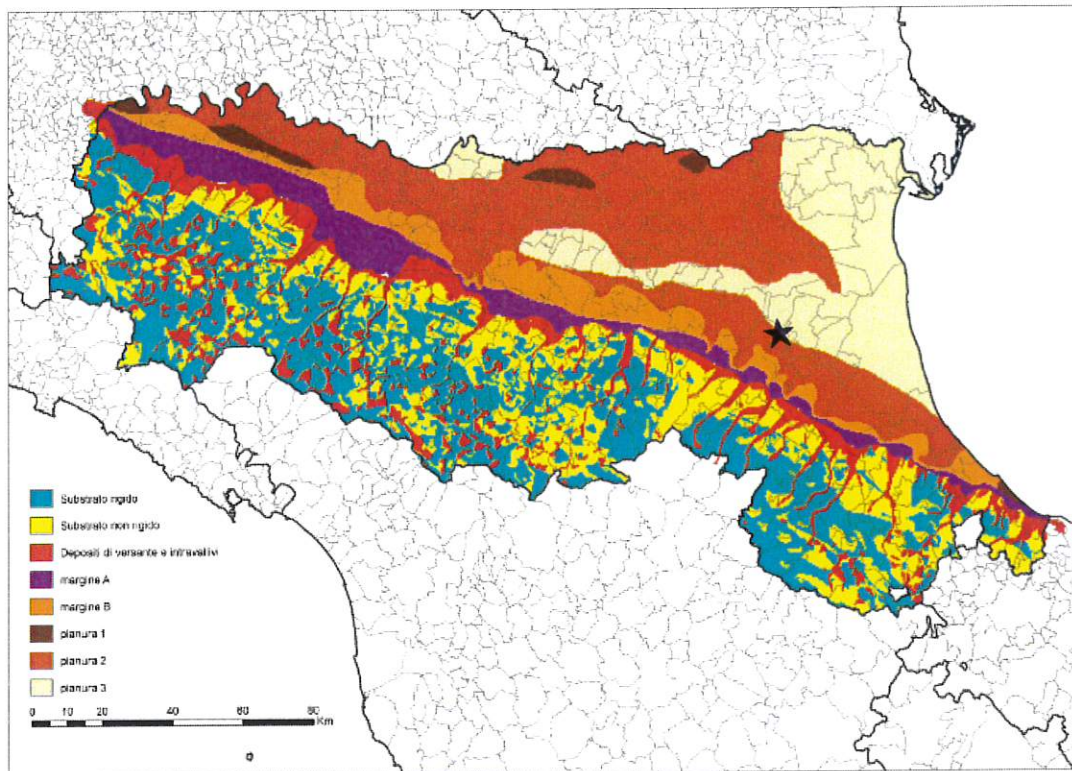
Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 50 [anni]
 ag: 0,072 g
 Fo: 2,432
 Tc*: 0,272 [s]

VERIFICA SISMICA DI II° LIVELLO

Il territorio regionale è stato suddiviso in funzione delle caratteristiche sismiche, in varie aree a seconda della tipologia morfologica e stratigrafica.

Il comune di Massa Lombarda è inserito in categoria II^a, mentre per quanto concerne le tabelle delle amplificazioni, l'area appartiene alla categoria PIANURA 3 definito come "settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiore a 300 m da p.c..



Per questa categoria si devono usare le seguenti tabelle:

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,3	1,3	1,3			

Fattore di Amplificazione PGA

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,3	1,3	1,3			
SA2	2,1	2,1	2,0			
SA3	2,5	2,5	2,4			
SA4	2,4	2,4	2,3			

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

V_{s30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,5	1,5	1,5			
SI2	2,3	2,3	2,2			
SI3	2,6	2,6	2,4			

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

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:

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

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 fine 1, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10\%$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $qc_{1N} > 120$ oppure $VS1 > 200$ m/s;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 160$ oppure $VS1 > 220$ m/s

$(N_1)_{60}$, qc_{1N} , $VS1$ 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 $U_c > 3.5$.

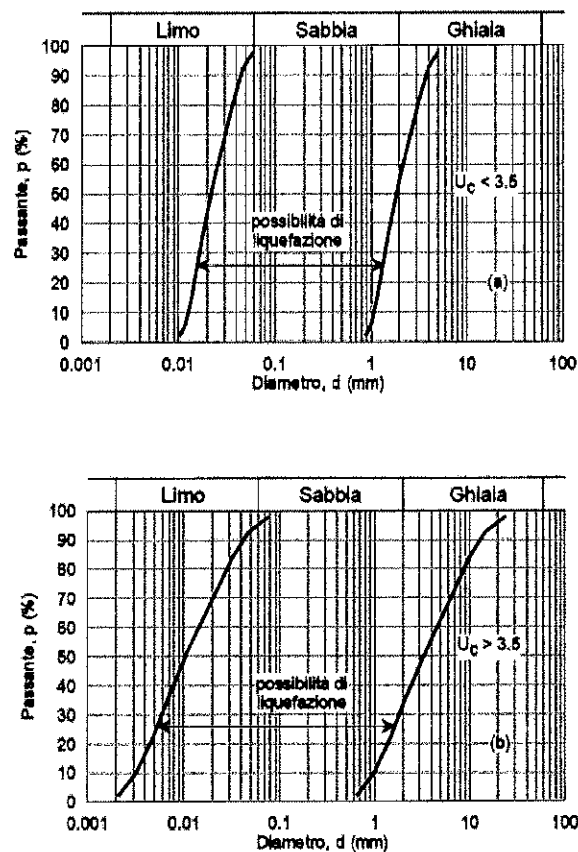


Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)

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

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.

Per la verifica alla liquefazione si è considerata la prova n.7.

Metodi di calcolo

Il metodo utilizzato si basa sulle seguenti equazioni principali:

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

dove CRR = resistenza ciclica del terreno

CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma

MSF = fattore di scala della magnitudo

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

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

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

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

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

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

σ_{vo} e $\sigma_{vo'}$ 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

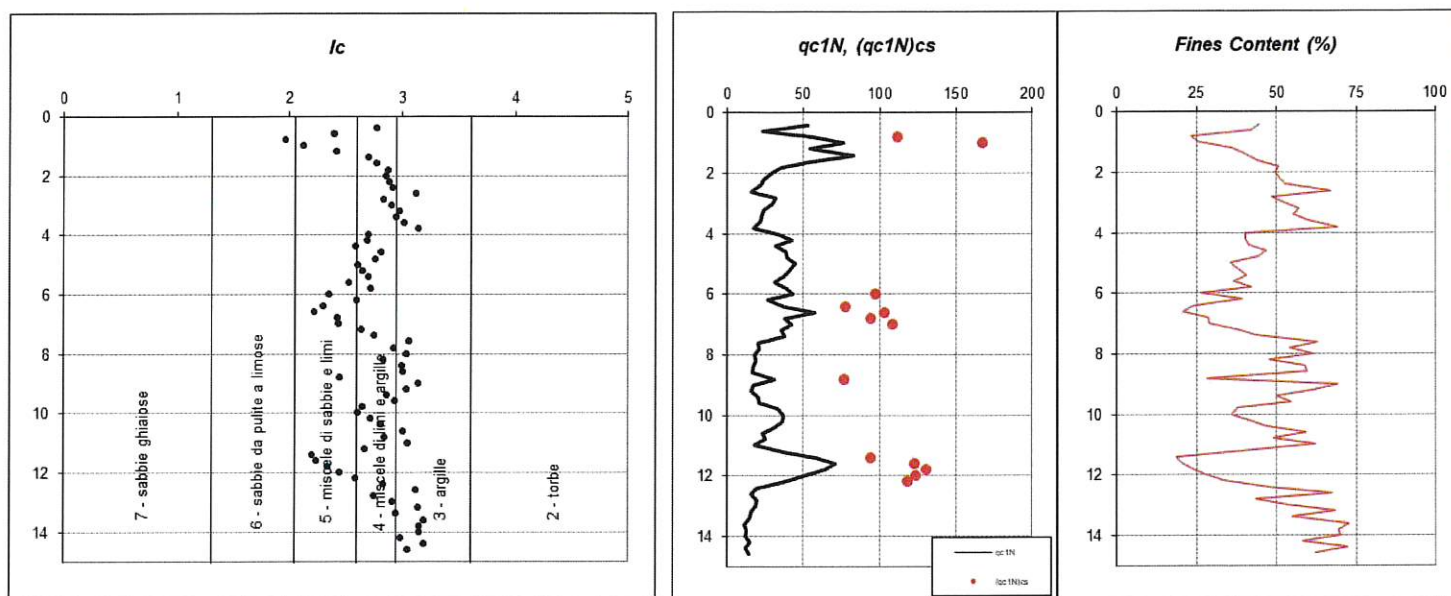
Poiché l'area di studio è inserita all'interno della 2° categoria ed il terreno di studio ricade nella classe C, per il calcolo dell'azione sismica si considera un'accelerazione pari a :

$$S \times a_g = 1,43 \times 0,186 = 0,265 \text{ g}$$

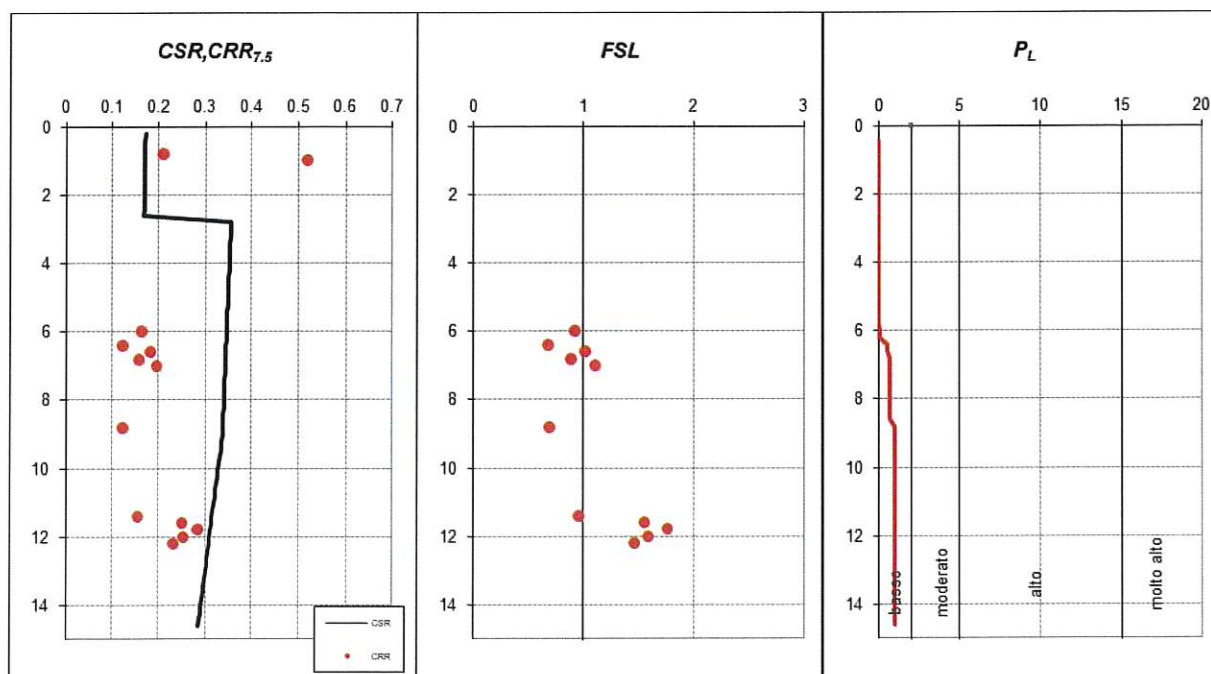
Inserendo i valori estratti dalla prova CPT, Robertson e Wride propongono una distinzione granulometrica sulla base di un Indice del tipo di terreno I_c .

In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} e corretta per il contenuto di fini $(q_{c1N})_{cs}$ ed infine il contenuto di frazione fine (%).

Qui di seguito si illustrano tre grafici in cui sono plottati i tre parametri sopra indicati:



Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di CRR e CSR , il fattore di sicurezza FSL , corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6,1) ed il valore di P_L , indice del potenziale di liquefazione.



Come è evidente ci sono pochi strati che presentano un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore di P_L circa 1 che nella classificazione di Somnez indica un potenziale di liquefazione basso.

$I_L = 0$	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

ADDENSAMENTO DEI TERRENI SOTTO CARICO CICLICO

Per quanto riguarda l'addensamento dei terreni che si verifica a seguito di un sisma. Si conduce un'analisi semiquantitativa considerando gli strati di sabbia con densità relativa inferiore al 70%.

La densità relativa (D_r) è stata calcolata partendo dalla prova CPT utilizzando la formula di Harman:

$$D_r(\%) = 34.36 \ln \left(\frac{R_p}{12.3 \sigma^{0.7}} \right)$$

Dove:

R_p resistenza alla punta (kg/cmq)

σ pressione litostatica efficace a metà strato (kg/cmq)

La formula per il calcolo dei cedimenti è mostrata qui di seguito:

$$D_H = \frac{0.6 T_{\max} H}{G_0}$$

Dove :

D_H cedimenti (cm)

$T_{\max}$ sforzo di taglio massimo indotto dal sisma al terreno

H spessore dello strato

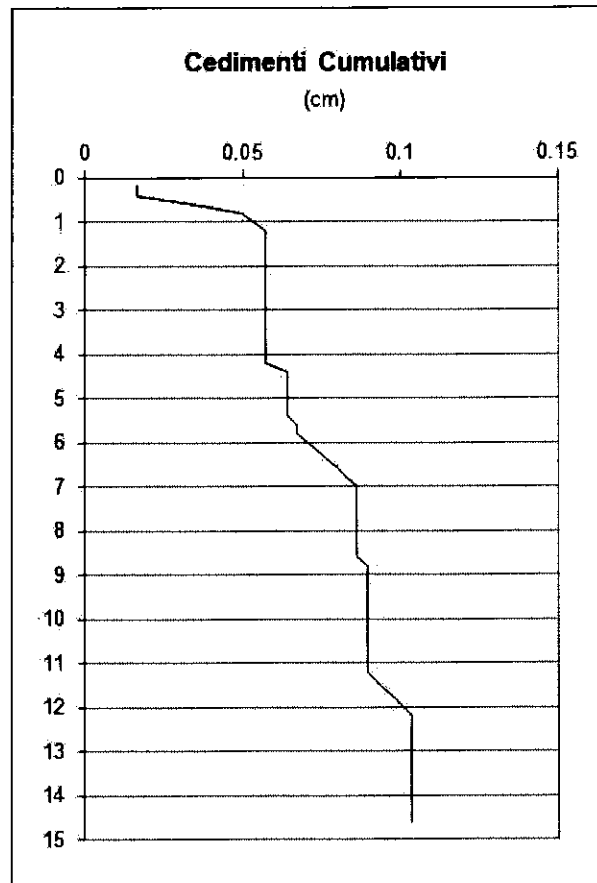
G_0 modulo di taglio dinamico

La velocità delle onde S è indicata nella seguente tabella:

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.80	0.80	80
4.60	3.80	173
14.60	10.00	260

Utilizzando le formule sopraesposte si ottiene il grafico mostrato a lato, che mette in evidenza il cedimento cumulativo del profilo di terreno.

Il valore complessivo raggiunto alla profondità di 14.6 m è pari a 0.103 cm, valore sostenibile.



PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT (CONE PENETRATION TEST)

PROVE CPT: 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/cm^2) 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.

Le 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 cm^2
- A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm^2
- 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:

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

N.B.

- $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$
- 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 (%) (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 (Ballgh 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) .

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 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 0.40	C	0.3	186.2	27.4	74.9	>9	1.7	1.8	--	--	--	111.90
2 1.00	C	1.4	1045.2	56.0	214.5	>9	2.0	2.1	--	--	--	188.83
3 2.00	C	0.7	529.4	48.4	142.9	>9	1.9	2.0	--	--	--	190.00
4 3.40	C	0.5	345.4	42.9	112.3	5.0	1.8	1.9	--	--	--	194.00
5 4.00	C	0.7	502.2	48.3	140.4	>9	1.9	2.0	--	--	--	213.50
6 8.00	CI	1.3	923.1	50.9	202.3	<0.5	2.0	2.1	29.4	31.6	0.0	269.62
7 10.40	C	0.8	560.3	48.0	152.8	4.0	1.9	2.0	--	--	--	242.15
8 14.60	C	1.2	820.2	46.7	191.9	4.8	2.0	2.1	--	--	--	269.37

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 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 0.40	C	0.3	186.2	27.4	74.9	>9	1.7	1.8	--	--	--	111.90
2 1.20	C	1.1	791.3	42.5	181.2	>9	2.0	2.1	--	--	--	183.84
3 3.60	C	0.6	439.2	47.0	128.9	>9	1.9	2.0	--	--	--	198.86
4 4.40	C	0.8	574.9	48.0	152.4	>9	1.9	2.0	--	--	--	222.20
5 6.00	C	1.2	894.0	49.2	198.3	>9	2.0	2.1	--	--	--	246.43

6	7.80	C	0.9	664.2	44.8	167.4	5.9	2.0	2.0	--	--	--	241.81
7	8.20	CI	2.2	1628.7	89.0	284.6	<0.5	2.1	2.2	42.6	33.5	0.0	319.92
8	9.60	C	0.8	540.7	48.2	149.9	3.8	1.9	2.0	--	--	--	241.11
9	14.60	C	1.4	959.0	54.1	209.9	5.6	2.0	2.1	--	--	--	276.84

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 3

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m³)
Tipo:	C: Coesivo, I: Incoerente, CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1 0.40	C	0.2	111.2	17.8	54.8	>9	1.7	1.7	--	--	--	102.02
2 1.40	C	1.4	1021.2	54.8	211.7	>9	2.0	2.1	--	--	--	196.43
3 3.80	C	0.5	344.3	42.8	112.0	8.2	1.8	1.9	--	--	--	192.58
4 6.20	C	1.0	715.6	42.4	173.7	>9	2.0	2.0	--	--	--	235.20
5 9.20	C	0.5	365.4	45.0	119.4	3.1	1.9	1.9	--	--	--	219.99
6 10.60	C	0.7	468.5	48.2	138.4	3.7	1.9	2.0	--	--	--	236.13
7 11.80	C	1.3	888.9	50.0	200.1	7.4	2.0	2.1	--	--	--	267.62
8 14.60	C	0.9	619.4	45.9	163.7	4.7	1.9	2.0	--	--	--	257.63

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 4

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m³)
Tipo:	C: Coesivo, I: Incoerente, CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m³)
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (Kg/cm²)	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm²)
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)	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	185.6	27.4	74.9	>9	1.7	1.8	--	--	--	119.37
2 1.80	C	1.3	929.2	50.0	200.1	>9	2.0	2.1	--	--	--	201.98
3 3.80	C	0.6	407.5	46.0	123.9	6.8	1.9	2.0	--	--	--	201.43
4 6.80	C	1.0	692.6	43.6	170.7	8.3	2.0	2.0	--	--	--	236.25
5 8.60	CI	2.3	1703.1	92.9	292.2	<0.5	2.1	2.2	45.0	33.9	0.0	321.84

6	10.20	C	0.7	494.8	48.4	142.7	3.2	1.9	2.0	--	--	--	238.55
7	12.20	CI	1.4	976.8	54.8	211.7	<0.5	2.0	2.1	20.3	30.1	0.0	291.72
8	14.60	C	0.9	644.6	44.6	167.9	3.4	1.9	2.0	--	--	--	261.69

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 5

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 0.20	I	--	--	8.0	28.0		0.0	0.0	<5	28.0	0.0	0.00
2 1.60	C	1.2	900.1	48.3	195.9		2.0	2.1	--	--	--	186.48
3 4.20	C	0.6	438.9	47.1	129.3		1.9	2.0	--	--	--	203.70
4 5.40	C	1.2	829.0	46.0	190.2		2.0	2.1	--	--	--	248.45
5 6.80	C	0.9	615.9	46.5	161.3		1.9	2.0	--	--	--	246.23
6 8.40	CI	2.1	1506.9	83.2	273.3		2.1	2.2	33.1	32.0	0.0	326.52
7 10.40	C	0.7	461.6	48.4	141.0		1.9	2.0	--	--	--	254.02
8 12.60	CI	2.0	1420.9	80.2	267.1		2.1	2.2	21.6	30.3	0.0	340.99
9 14.60	C	1.0	652.1	42.0	174.6		1.9	2.0	--	--	--	287.39

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 6

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 0.60	C	0.3	223.0	31.5	83.7	>9	1.8	1.8	--	--	--	124.51
2 1.40	C	1.3	977.3	52.5	206.2	>9	2.0	2.1	--	--	--	198.44
3 3.80	C	0.5	378.3	44.7	118.4	8.4	1.9	1.9	--	--	--	196.53
4 4.40	C	0.9	612.7	47.2	158.1	>9	1.9	2.0	--	--	--	224.16
5 7.80	C	1.0	735.5	40.9	177.1	6.1	2.0	2.0	--	--	--	241.68

6	9.80	C	0.9	599.3	47.1	158.7	3.4	1.9	2.0	--	--	-- 244.02
7	14.60	C	0.9	607.5	46.4	161.6	4.0	1.9	2.0	--	--	-- 255.02

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 7

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 0.60	C	0.3	223.0	31.5	83.7	>9	1.8	1.8	--	--	--	124.51
2 1.40	C	1.4	1061.7	57.0	216.8	>9	2.0	2.1	--	--	--	201.41
3 2.20	C	0.6	455.9	47.4	131.0	>9	1.9	2.0	--	--	--	191.05
4 3.80	C	0.4	265.9	37.3	96.9	6.5	1.8	1.9	--	--	--	187.40
5 5.40	C	0.9	621.7	46.9	159.5	>9	1.9	2.0	--	--	--	225.24
6 7.40	CI	1.3	969.7	53.4	208.3	<0.5	2.0	2.1	30.8	31.8	0.0	273.21
7 9.60	C	0.8	540.5	48.3	149.2	4.7	1.9	2.0	--	--	--	236.88
8 11.00	C	1.3	961.8	53.7	209.1	7.7	2.0	2.1	--	--	--	268.16
9 12.60	CI	2.3	1687.8	92.7	291.9	<0.5	2.1	2.2	38.1	32.8	0.0	333.37
10 14.60	C	0.9	620.8	45.7	164.3	3.2	1.9	2.0	--	--	--	259.63

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 8

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 0.60	C	0.3	204.3	29.5	79.3	>9	1.8	1.8	--	--	--	121.45
2 2.40	CI	1.3	985.3	53.1	207.6	1.4	2.0	2.1	56.9	35.9	0.0	238.10
3 3.80	C	0.5	316.4	41.2	107.2	6.1	1.8	1.9	--	--	--	194.74
4 5.60	C	1.0	715.1	42.5	173.4	>9	2.0	2.0	--	--	--	232.98
5 8.20	CI	1.5	1110.8	61.1	226.2	<0.5	2.0	2.1	33.4	32.2	0.0	285.56

6	9.80	C	0.8	572.6	47.8	154.5	4.0	1.9	2.0	--	--	--	241.67
7	11.60	C	1.3	960.8	53.8	209.2	7.5	2.0	2.1	--	--	--	270.20
8	13.00	CI	2.5	1794.7	98.6	303.0	<0.5	2.1	2.2	39.1	32.9	0.0	340.28
9	14.60	C	1.0	672.4	43.1	171.9	3.1	2.0	2.0	--	--	--	263.77

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI PROVA 9

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 0.40	C	0.3	186.0	27.4	74.9	>9	1.7	1.8	--	--	--	114.84
2 1.80	C	1.3	950.9	51.1	202.9	>9	2.0	2.1	--	--	--	201.47
3 3.80	C	0.4	276.5	38.1	99.0	4.6	1.8	1.9	--	--	--	188.15
4 6.60	C	1.1	761.1	42.1	180.3	7.5	2.0	2.1	--	--	--	239.09
5 8.20	Cl	1.3	933.3	51.7	204.4	<0.5	2.0	2.1	25.8	31.0	0.0	276.52
6 9.80	C	0.6	431.0	47.5	131.8	3.1	1.9	2.0	--	--	--	231.44
7 13.00	Cl	1.4	984.8	55.2	212.7	<0.5	2.0	2.1	20.3	30.1	0.0	292.61
8 14.60	C	0.8	568.3	47.4	156.7	3.7	1.9	2.0	--	--	--	257.31

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 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]
Terreno vegetale	38.62	16.45	1442.92	16.36	16.45
Argilla inorganica molto compatta	40.45	132.64	3716.70	17.92	20.58
Argilla inorganica compatta	30.90	62.30	4921.37	17.64	19.94

Argilla inorganica di media consistenza	28.65	43.81	4237.13	17.75	19.08
Argilla inorganica compatta	--	54.68	4470.22	18.30	19.09
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	30.90	109.58	8420.53	17.98	20.45
Argilla inorganica compatta	28.69	75.22	5536.23	17.94	19.83
Argille sabbiose e limose	29.55	104.91	6505.49	18.30	20.11

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]
Argille organiche e terreni misti	--	18.03	2094.09	16.57	17.36
Argilla inorganica molto compatta	--	86.05	4335.91	19.09	19.88
Argilla inorganica di media consistenza	29.84	55.13	4373.08	18.19	19.09
Argilla inorganica compatta	--	72.75	4628.51	18.78	19.56
Argilla inorganica molto compatta	30.96	110.08	7604.17	17.61	20.44
Argille sabbiose e limose	29.06	83.92	6819.13	17.62	20.26
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	30.98	117.37	8052.61	17.65	20.59
Argilla inorganica compatta	28.70	71.42	5872.67	17.62	19.95
Argille sabbiose e limose	28.64	96.06	5393.10	17.64	20.22
Argille organiche e terreni misti	29.37	119.65	7095.62	18.28	20.35

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]
Argille organiche e terreni misti	--	14.71	1745.56	16.19	16.97
Argilla inorganica molto compatta	40.58	105.60	4581.86	18.03	20.35
Argilla inorganica di media consistenza	--	42.81	3965.74	17.88	18.67
Argilla inorganica molto compatta	--	90.03	4254.12	19.10	19.89
Argilla inorganica di media consistenza	28.70	48.48	4361.94	17.82	18.94
Argilla inorganica compatta	28.70	58.84	4383.87	18.11	19.11
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	30.86	107.42	3631.40	18.67	20.17
Argille sabbioso limose	28.70	80.73	4393.70	18.64	19.64

Prova 4

	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]
Argille organiche e terreni misti	--	14.13	1711.71	16.20	16.98
Argilla inorganica molto compatta	--	97.08	4683.16	19.24	19.47
Argilla inorganica di media consistenza	29.56	51.37	4457.25	17.81	19.22
Argilla inorganica compatta	30.13	85.34	5640.47	18.14	19.90
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	32.39	99.06	9172.74	17.71	20.65
Argilla inorganica compatta	28.70	66.19	5673.10	17.63	20.04
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	29.00	123.72	7117.42	18.17	20.61
Argille sabbiose e limose	28.70	89.24	5713.43	18.04	19.95

Prova 5

	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]
Argille organiche e terreni misti	--	19.61	2238.94	16.69	17.47
Argilla inorganica molto compatta	38.17	121.45	5154.53	18.80	20.51
Argilla inorganica compatta	28.84	56.30	4503.52	18.14	19.16
Argilla inorganica molto compatta	30.18	105.56	5350.09	17.89	20.27
Argille sabbiose e limose	28.65	78.12	6245.15	17.63	20.04
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	30.78	129.10	7714.79	17.63	20.58
Argilla inorganica compatta	28.70	63.31	5421.78	17.69	19.91
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	29.95	160.32	7292.06	17.84	20.55
Argille sabbiose e limose	28.70	91.96	5161.53	18.18	19.85

Prova 6

	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]
Argille organiche e terreni misti	--	15.20	1816.52	16.29	17.08
Argilla inorganica molto compatta	--	113.14	4525.37	19.56	20.34
Argilla inorganica di media consistenza	--	47.63	4162.89	18.05	18.84
Argilla inorganica compatta	--	69.39	4179.17	18.71	19.49
Argille sabbiose e limose	29.97	90.89	8016.28	17.66	20.29
Argilla inorganica compatta	28.72	77.53	7082.72	17.55	20.42
Argille sabbiose e limose	28.75	78.44	5521.66	18.17	19.73

Prova 7

	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]
Argille organiche e terreni misti	--	15.40	1909.74	16.44	17.22
Argilla inorganica molto compatta	39.08	112.29	4794.32	17.70	20.38
Argilla inorganica compatta	--	48.75	4352.65	18.16	18.95
Argille organiche e terreni misti	--	34.00	3426.57	17.46	18.25
Argille sabbiose e limose	30.30	77.00	4891.44	18.04	19.73
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.17	110.96	8505.31	17.71	20.44
Argilla inorganica compatta	28.25	66.34	4520.71	18.16	19.53
Argille sabbiose e limose	30.28	114.32	6181.24	17.81	20.25
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.50	164.89	7778.49	17.61	20.43
Argille sabbiose e limose	28.66	79.97	5219.88	18.12	19.70

Prova 8

	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]
Argille organiche e terreni misti	—	12.20	1582.26	16.11	16.89
Argille sabbiose e limose	34.04	88.45	4852.39	17.23	19.90
Argilla inorganica di media consistenza	29.32	40.19	3766.28	17.68	18.43
Argilla inorganica compatta	30.29	83.28	5023.54	18.22	19.94
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.31	83.08	8947.47	17.81	20.54
Argilla inorganica compatta	28.60	70.54	5372.94	17.72	19.92
Argille sabbiose e limose	29.43	117.91	5547.89	18.42	20.33
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	31.34	184.38	8204.03	17.56	20.50
Argille sabbiose e limose	28.70	90.03	6900.37	17.62	20.15

Prova 9

	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]
Argille organiche e terreni misti	—	11.55	1441.60	15.94	16.73
Argilla inorganica molto compatta	35.11	91.84	5634.00	18.01	20.07
Argilla inorganica di media consistenza	28.61	32.44	3390.58	17.21	18.23
Argille sabbiose e limose	30.32	93.05	7410.32	17.84	20.32
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	29.80	70.09	8530.57	17.72	20.67
Argilla inorganica di media consistenza	28.70	56.86	4867.91	17.75	19.33
Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	29.98	122.35	8314.87	17.86	20.39
Argille sabbiose e limose	28.70	76.21	4279.30	18.75	19.53

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**Carico limite di fondazioni su terreni**

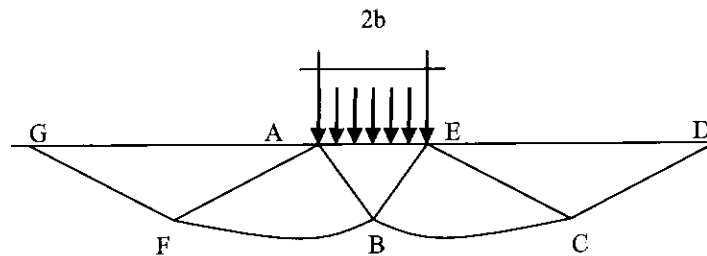
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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 due 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

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

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

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

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

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

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** 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 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

Nel presente capitolo verrà effettuato un calcolo indicativo per la portanza di un plinto con lato 3,5 x 3,5 m, impostato a - 1,2 m di profondità dal piano campagna attuale.

Per il calcolo si è considerata la prova n.3 perché risultata la più cautelativa.

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Altezza di incastro	0.9 m
Profondità falda	3.05 m
=====	

SISMA

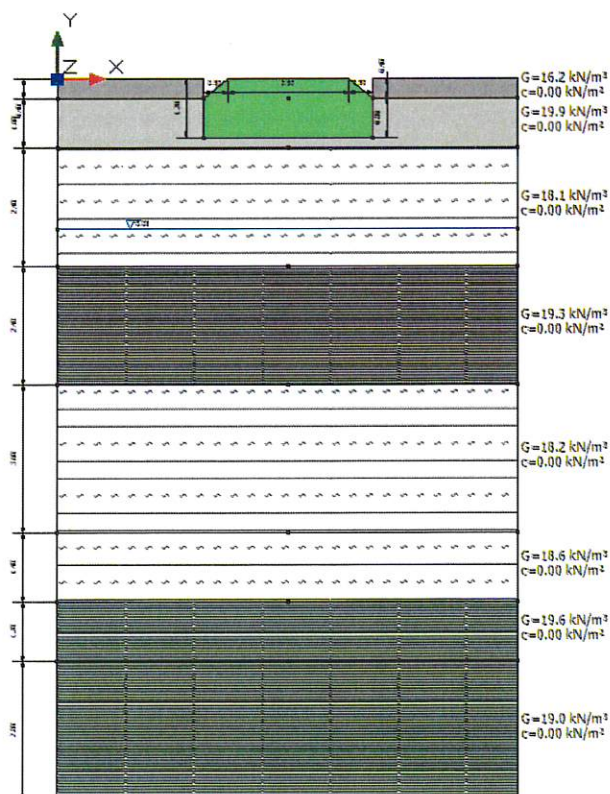
Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.266
Effetto sismico secondo	NTC: Cascone Maugeri
Fattore di comportamento $[q]$	3
Periodo fondamentale vibrazione $[T]$	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno $[K_{hk}]$	0.0639
Coefficiente intensità sismico struttura $[K_{hi}]$	0.2129

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1



S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.559	2.451	0.26
S.L.D.	50.0	0.706	2.432	0.272
S.L.V.	475.0	1.824	2.397	0.307
S.L.C.	975.0	2.363	2.413	0.314

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.8385	0.2	0.0171	0.0086
S.L.D.	1.059	0.2	0.0216	0.0108
S.L.V.	2.6128	0.24	0.0639	0.032
S.L.C.	3.1927	0.28	0.0912	0.0456

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	A1+M1+R3	222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	222.46	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] 667.38 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 290.17 kN/m²

Tensione [Ed] 222.46 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler **26695.35 kN/m³**

A1+M1+R3

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	667.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	290.17 kN/m ²
Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$	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	667.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	290.17 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	8.47 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	1.3	24.353	104.618	0.3894	--	0.3894
3	2.6	48.018	83.677	4.7825	--	4.7825
4	5	75.229	31.249	1.8048	--	1.8048
5	7.7	101.239	12.92	0.8791	--	0.8791
6	9.9	121.637	7.574	0.2243	--	0.2243
7	11.2	134.686	5.822	0.1425	--	0.1425
8	13.2	155.065	4.104	0.2553	--	0.2553

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di un piano urbanistico per la realizzazione di una nuova struttura logistica. Geologicamente l'area è formata da depositi denominati AES8a che sono costituiti in superficie da alternanze di argille da mediamente compatte a molto compatte intercalate ad argille sabbiose e limose e a terre limo sabbiose. Strati ghiaiosi sono riscontrati a profondità maggiore di 20,0 m.

La falda è stata trovata all'interno dei fori di prova a profondità variabile tra 2,70 m e 3,15 m dal piano campagna attuale.

Sismicamente il terreno appartiene alla classe C e topograficamente alla categoria T1. I terreni non sono risultati liquefacibili.

Dal punto di vista del rischio idrogeologico l'area è considerata a scarsa probabilità di alluvioni.

L'edificio potrà essere dotato di fondazioni superficiali. I calcoli di un plinto di 3,5 m x 3,5 m hanno fornito i seguenti risultati:

• Carico limite	667.38	kN/m ²
• Resistenza di progetto	290.17	kN/m ²
Mentre i Cedimenti con pressione normale di progetto	127.0	kN/m ²
• Cedimento dopo T anni	7.0	
• Cedimento totale	8.47	cm

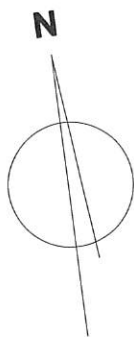
Questi risultati geotecnici riferiti al comportamento del terreno sotto carico, hanno lo scopo di valutarne l'idoneità alla esecuzione dell'opera, ma rimangono indicativi e dovranno essere verificati dal progettista.

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

1. Le fondazioni dovranno essere impostate su terreno compatto per cui andrà asportato tutto il terreno vegetale 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 tutti i piani e i perimetri fondali con getto di materiale idrofugo nelle fondazioni per evitare infiltrazione e macchie di umidità nelle stesse;
3. qualora occorresse approfondirsi per portarsi alla quota fondale si consiglia di utilizzare terreno stabilizzato, macerie frantumate o getto magro per il sottofondo delle fondazioni o comunque terreno idoneo alla compattazione;
4. occorre eseguire correttamente le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche;
5. effettuare i getti fondali in periodi stagionali favorevoli e asciutti;
6. allontanare velocemente il terreno di risulta.

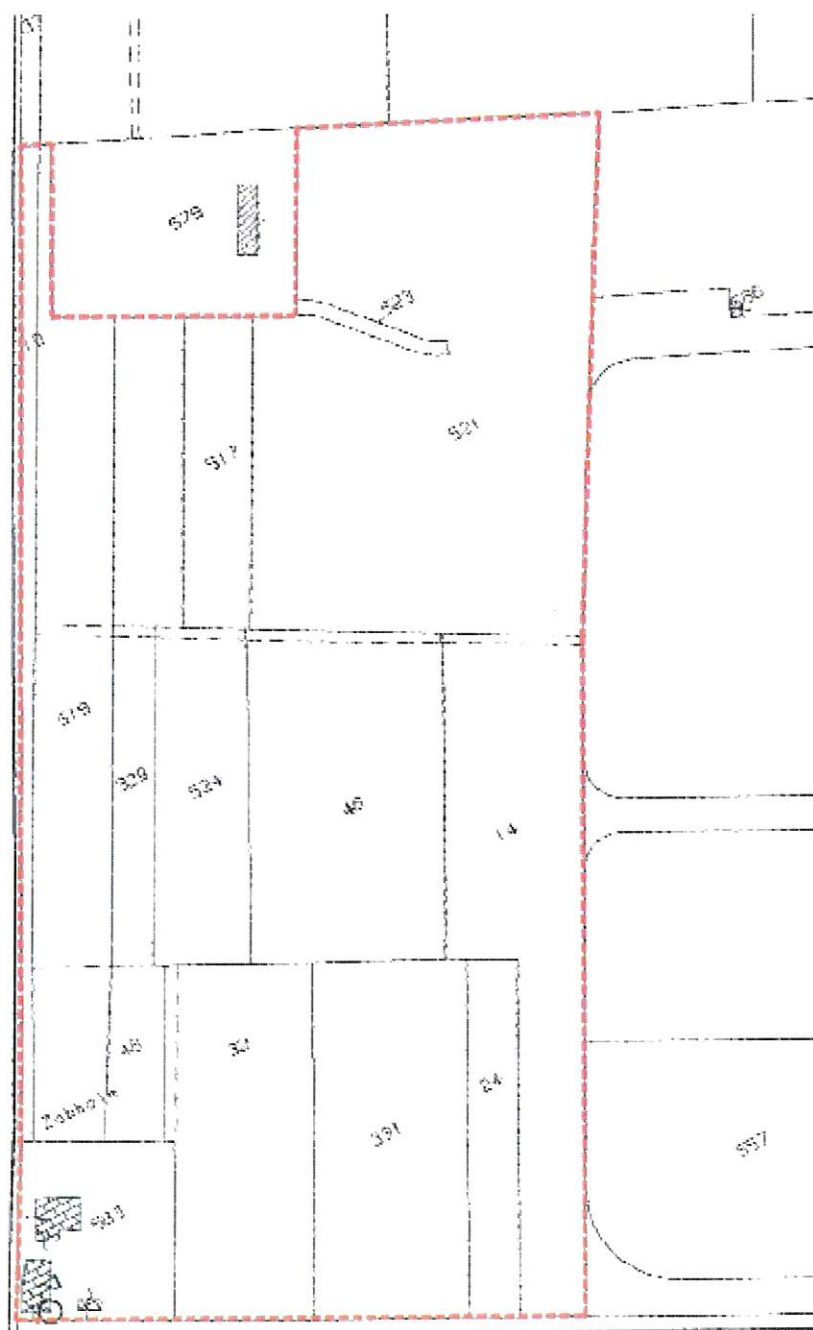
Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale non previste nella presente indagine, è bene che il sottoscritto sia avvisato, nel qual caso deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

Casadio Mario



PLANIMETRIA CATASTALE

SCALA 1:2000



Comune di Ravenna

Particelle n. 10, 14, 24, 32, 48, 329,
331, 517, 521, 523, 524, 583

Foglio 30

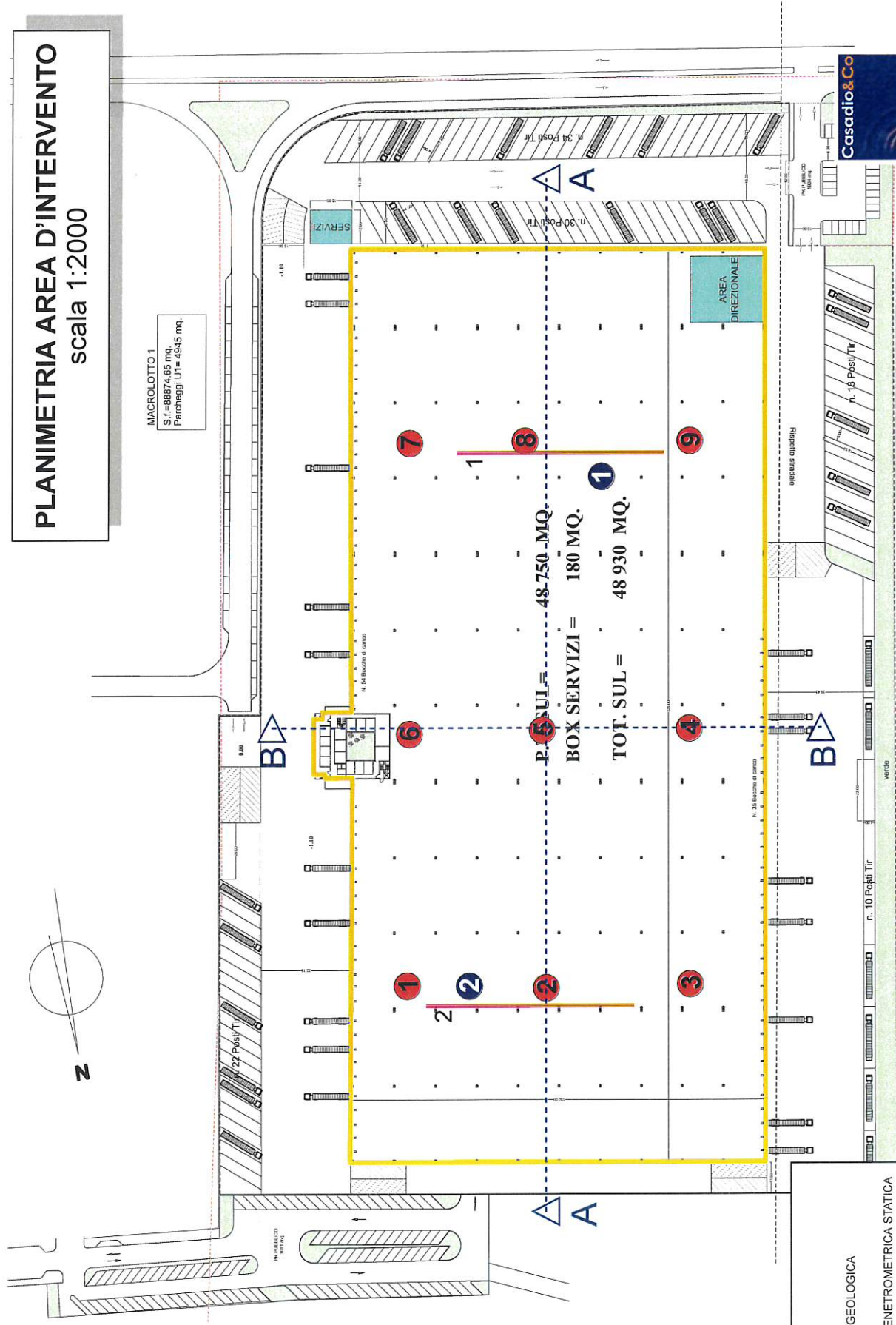


Area d'intervento

PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO

scala 1:2000

MACROLOTTO 1
Sf = 98874,65 mq.
Parcheggi U1 = 4945 mq.

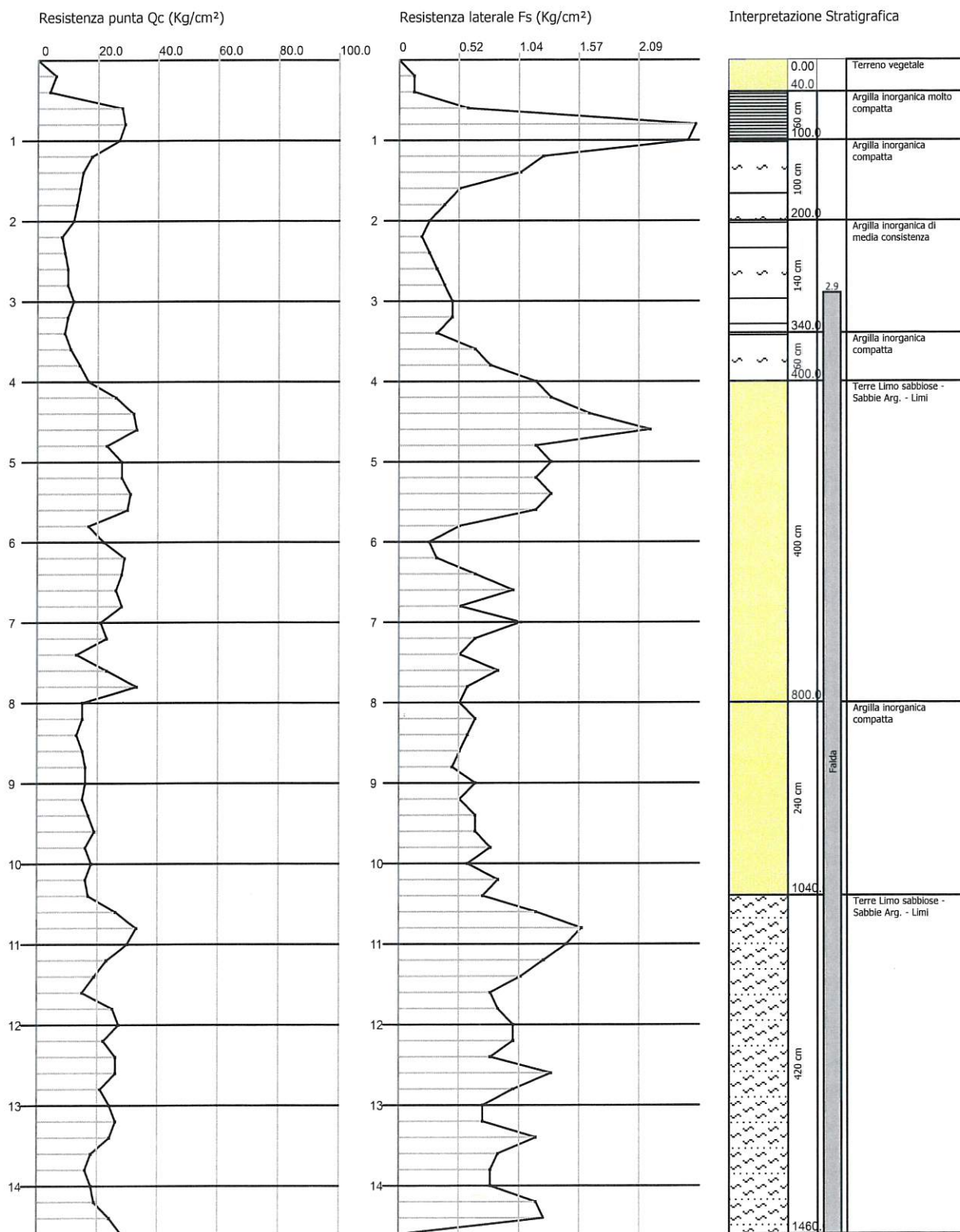


- LEGENDA:**
- SEZIONE GEOLOGICA
 - PROVA PENETROMETRICA STATICA
 - PROVA HVSR
 - STENDIMENTO SISMICO
 - NUOVO EDIFICIO

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

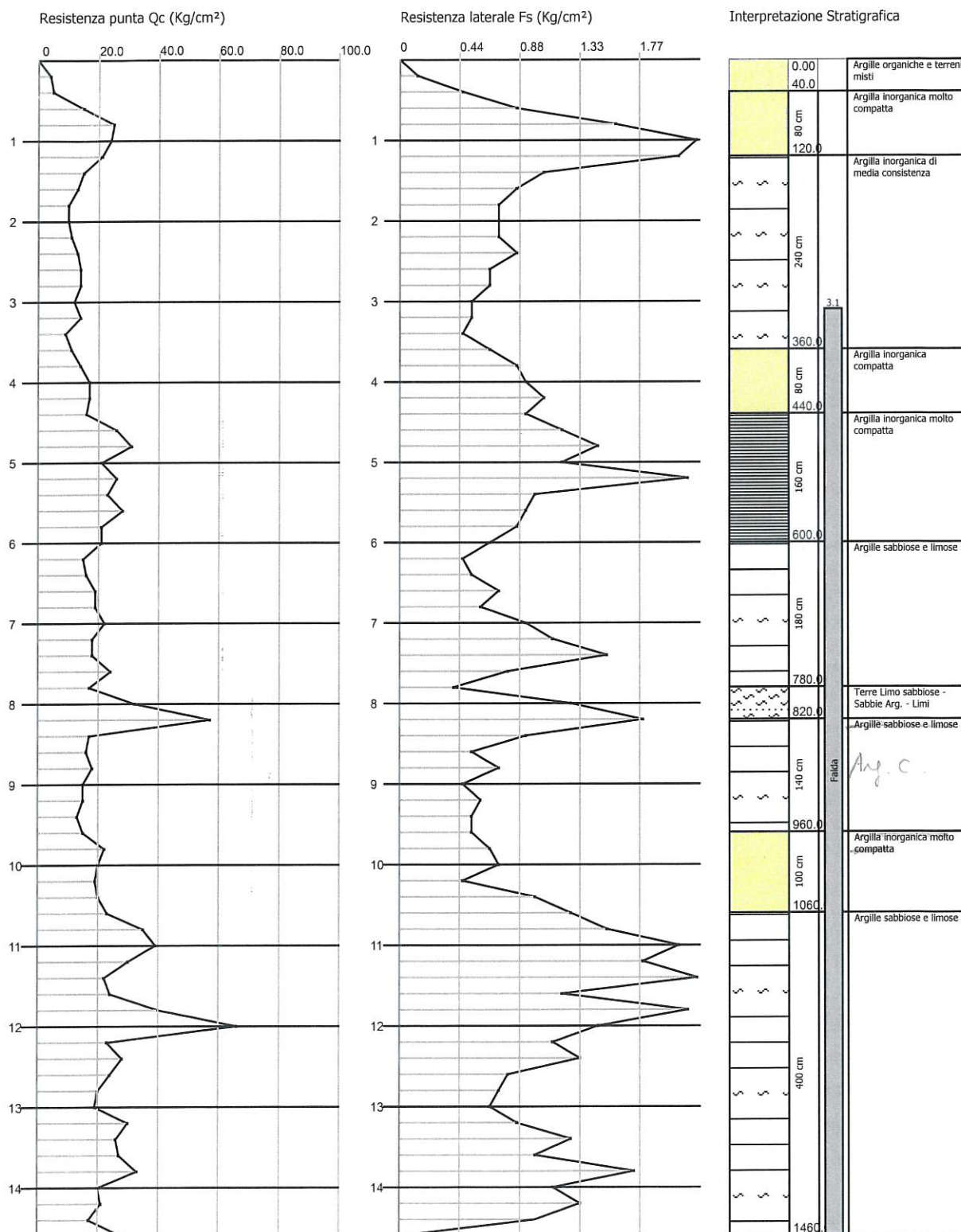
Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

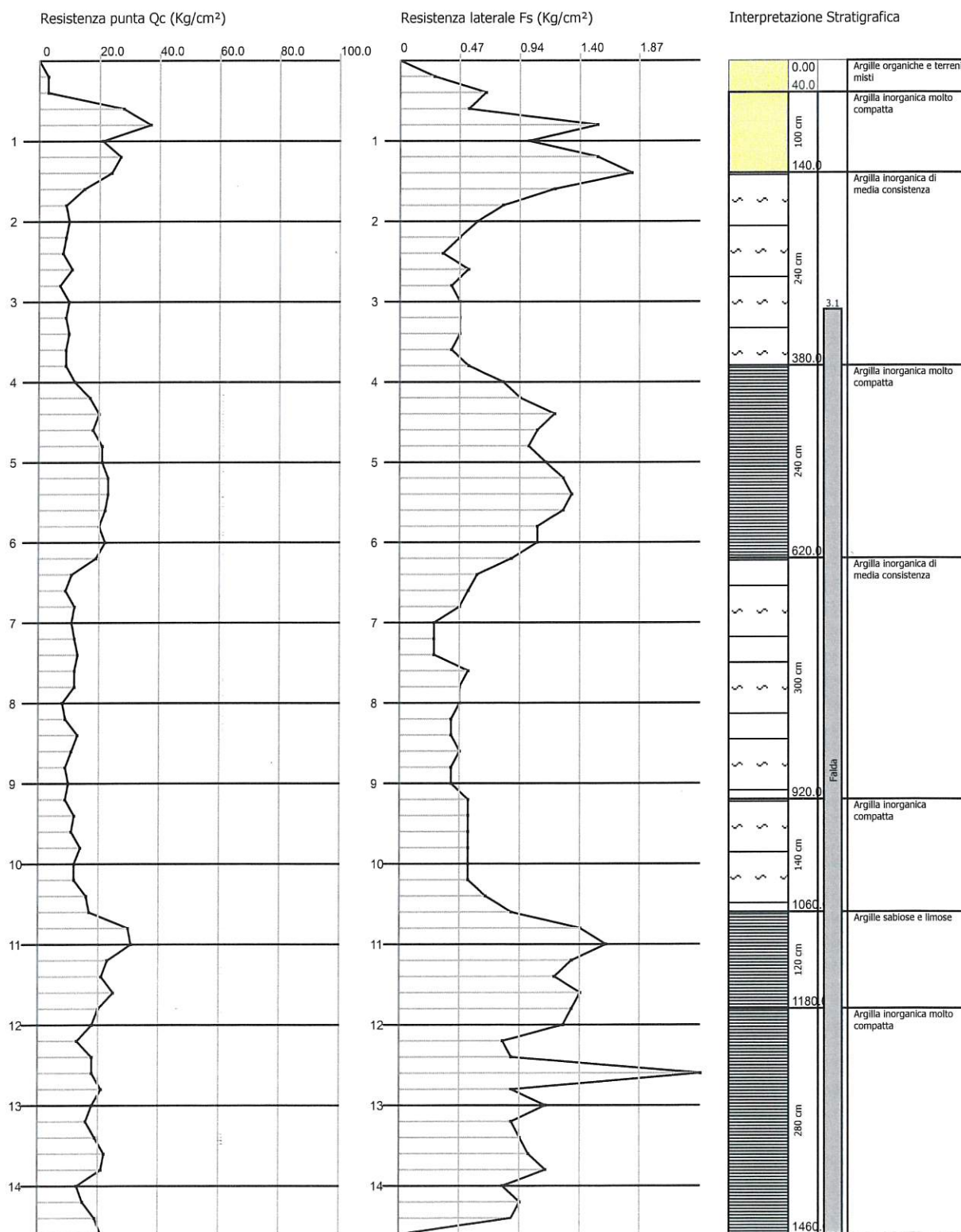
Data: 29/10/2020



Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

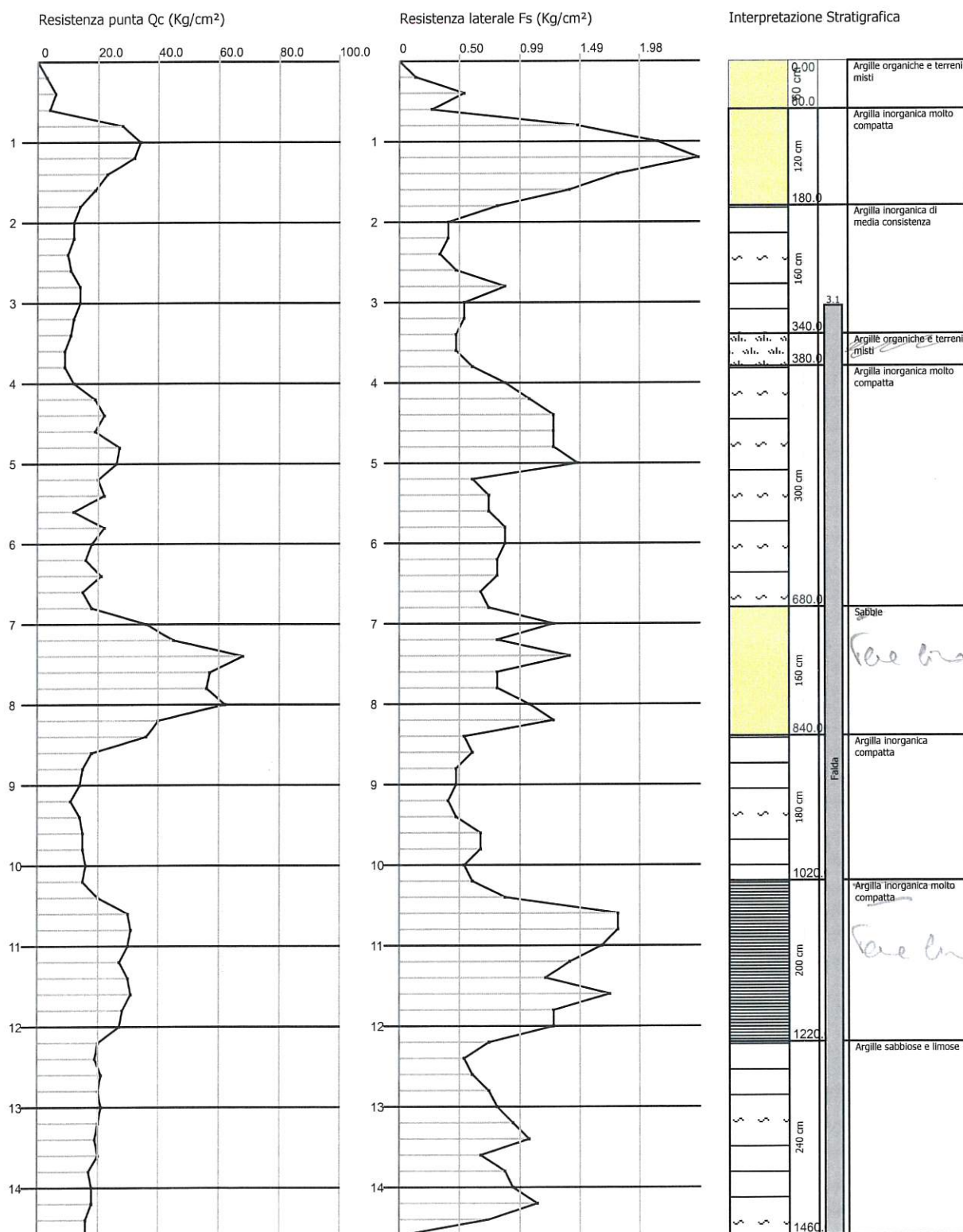
Data: 29/10/2020





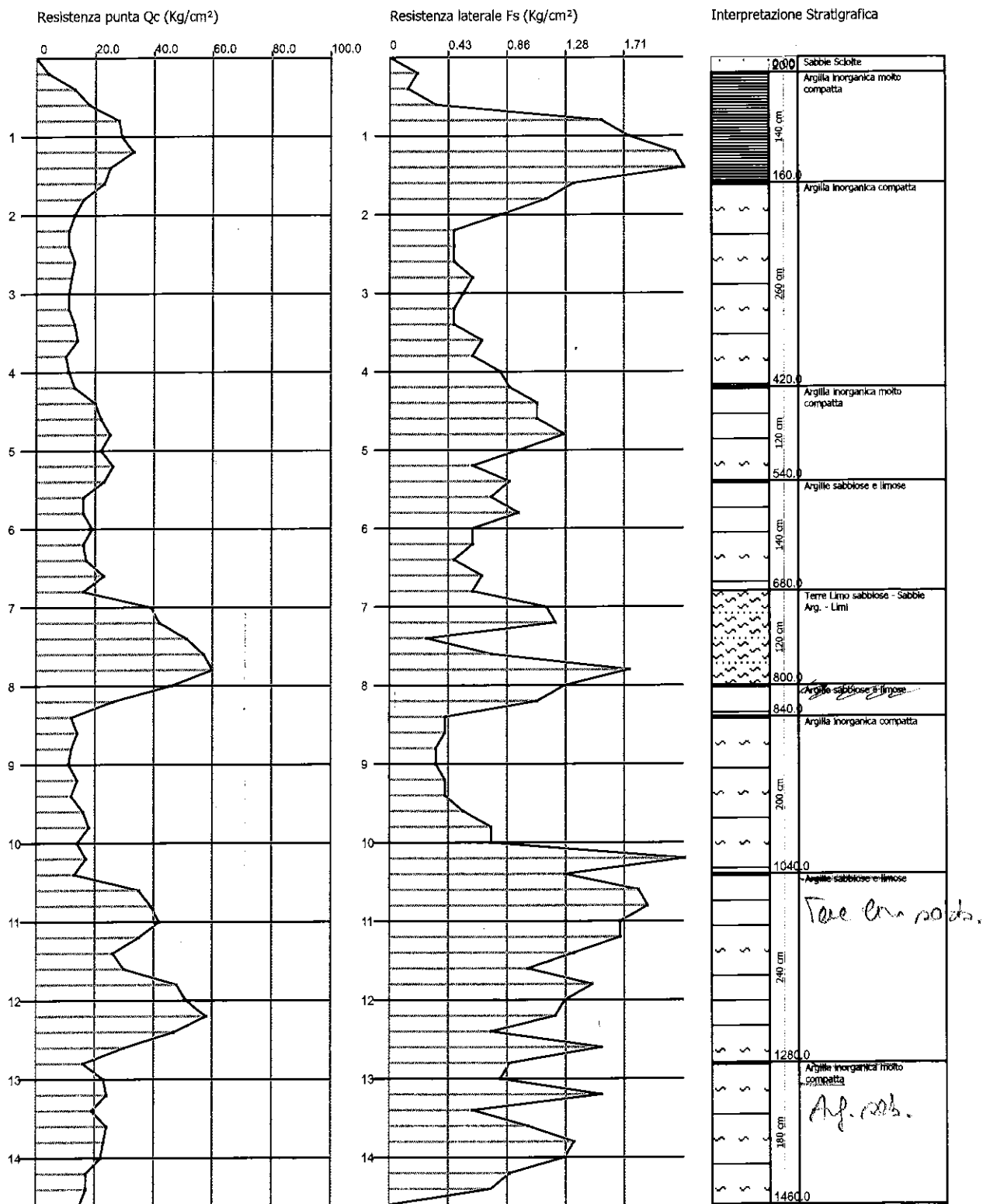
Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 29/10/2020



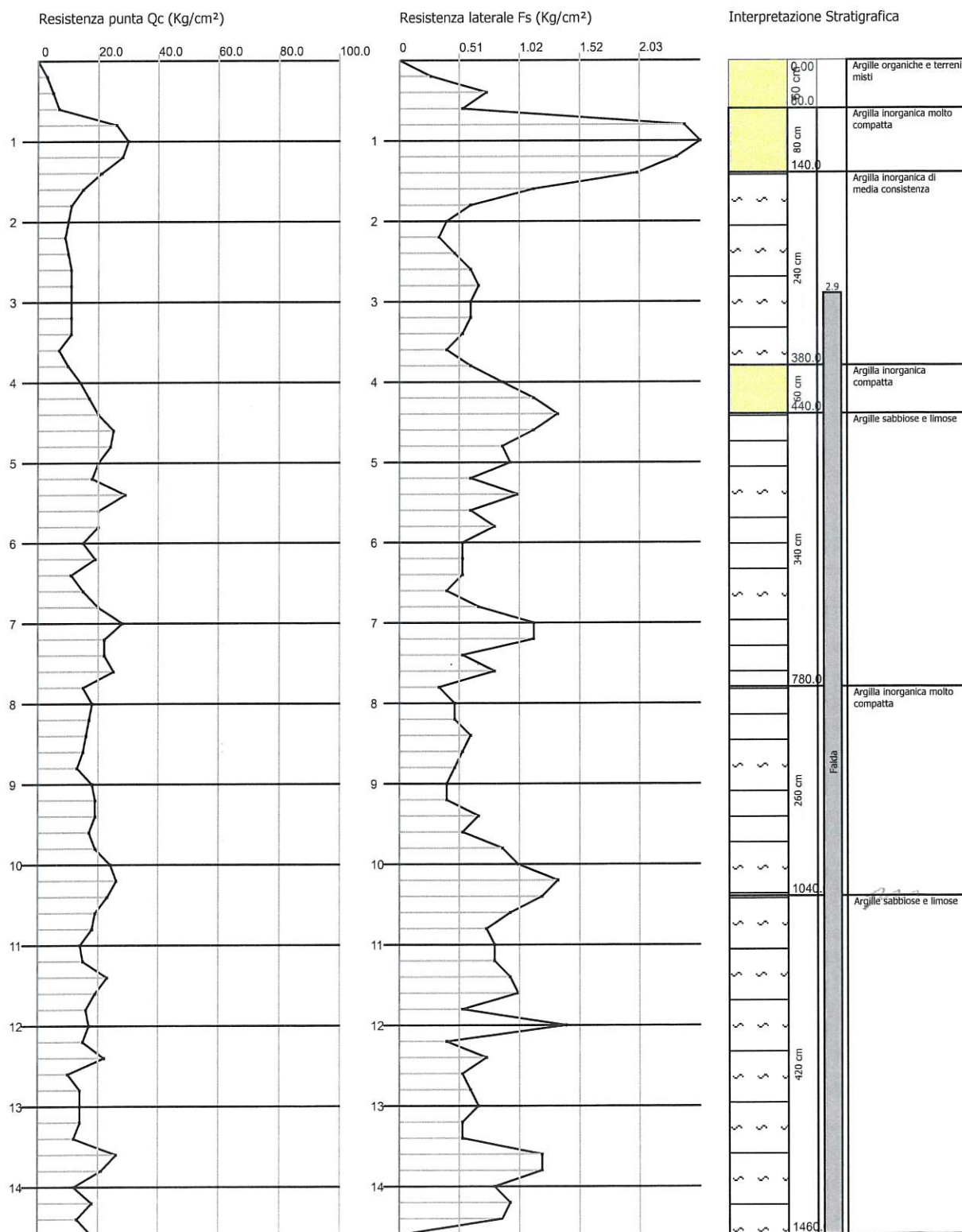
Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 29/10/2020



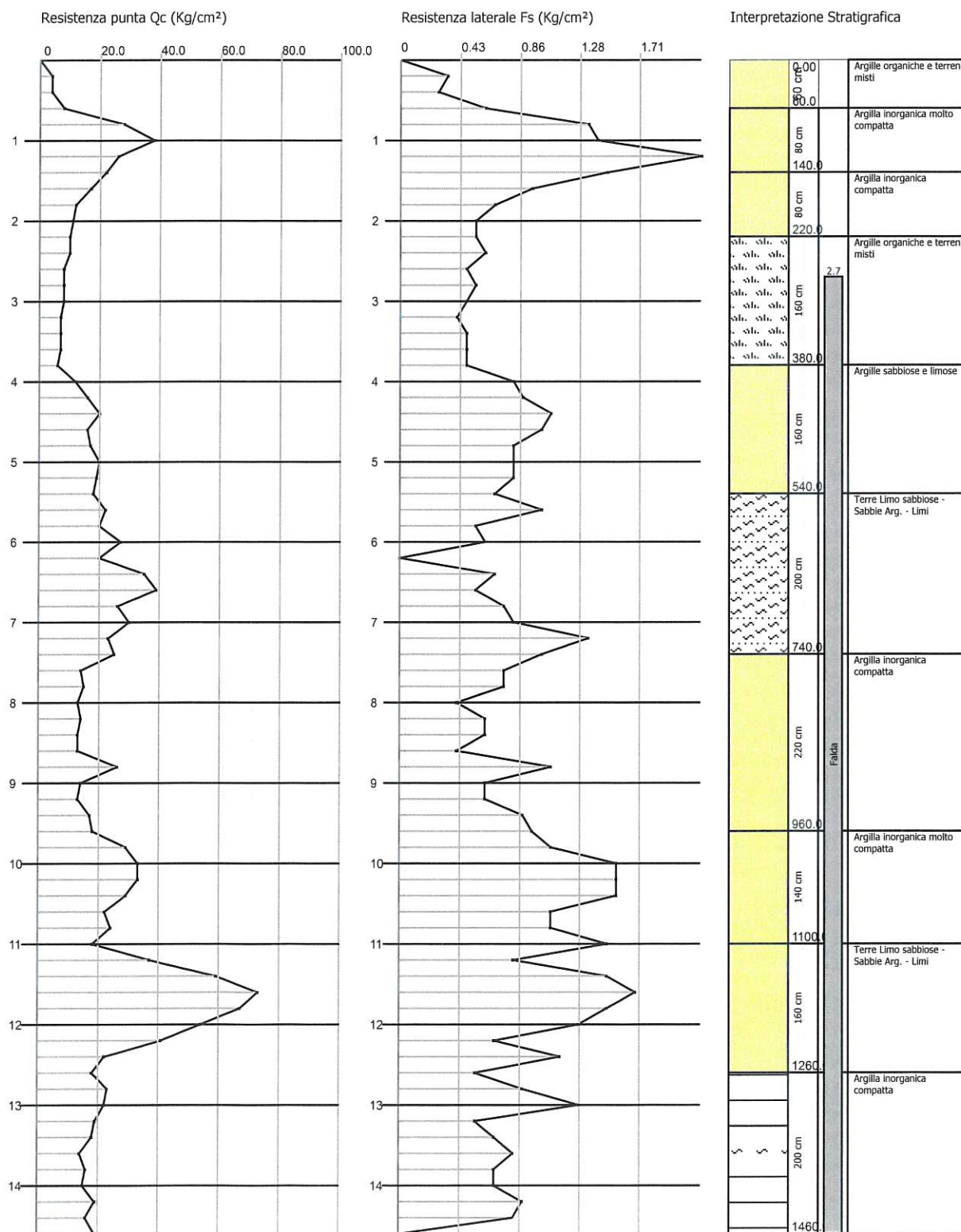
Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 29/10/2020



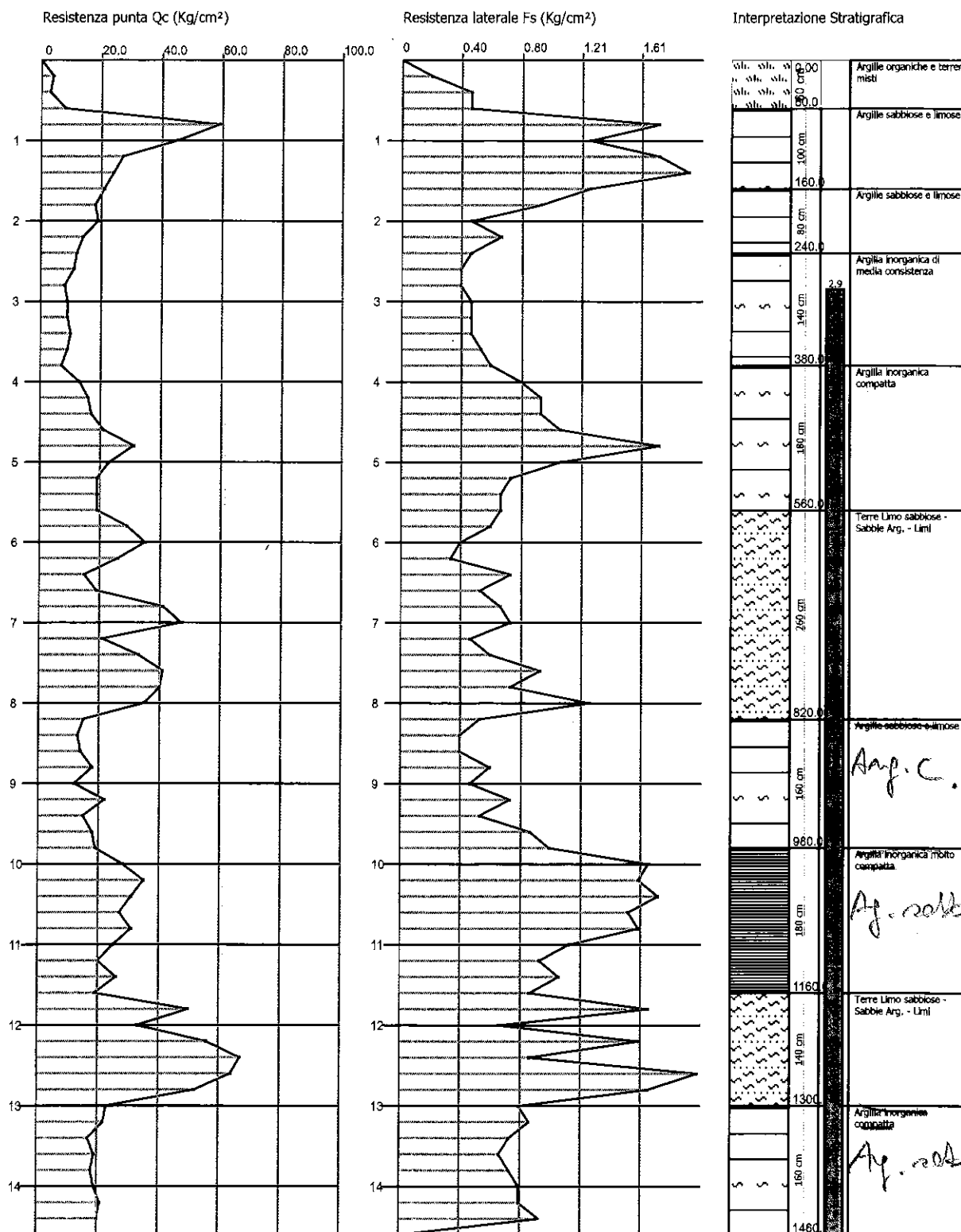
Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 30/10/2020



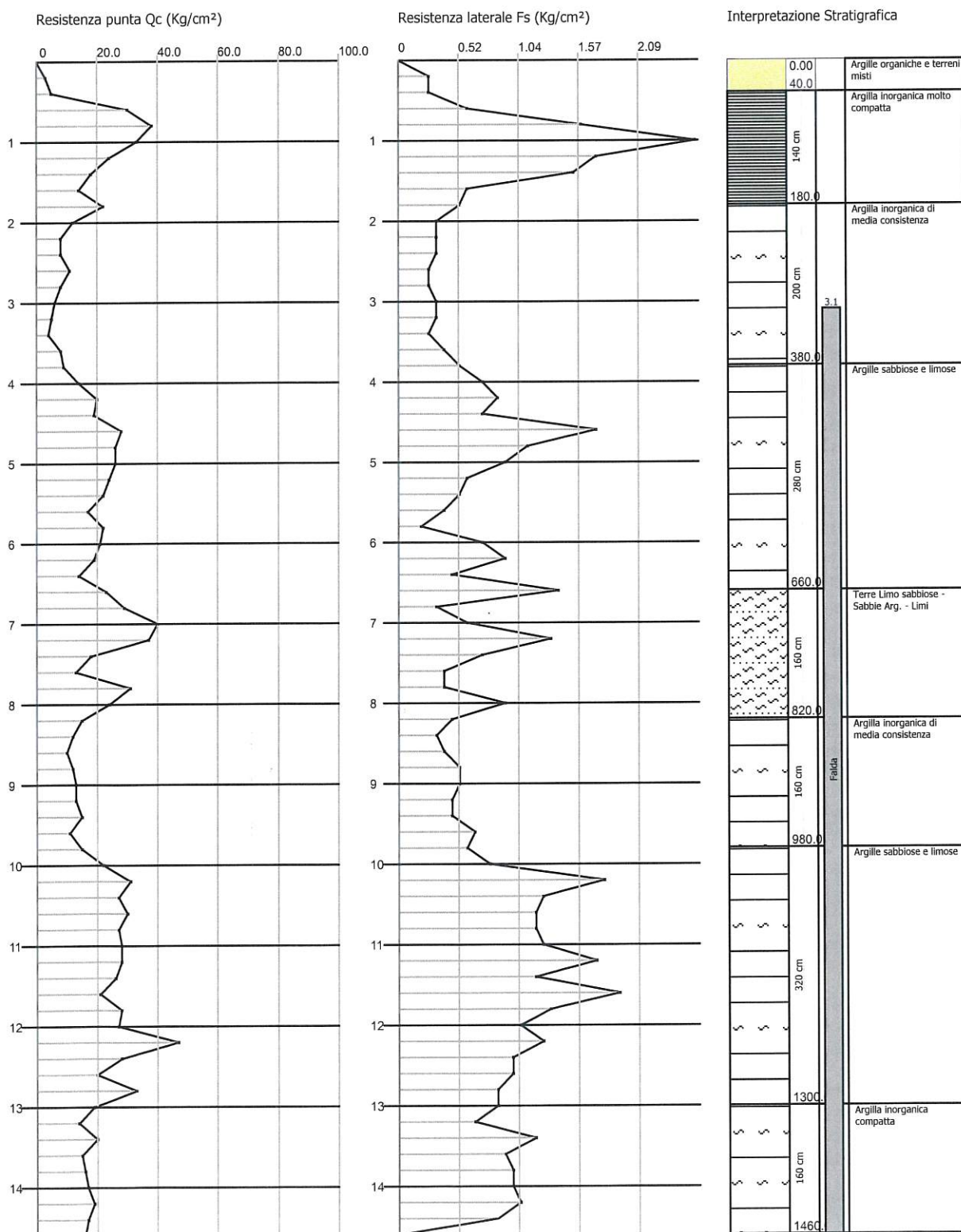
Committente: Vlocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 30/10/2020

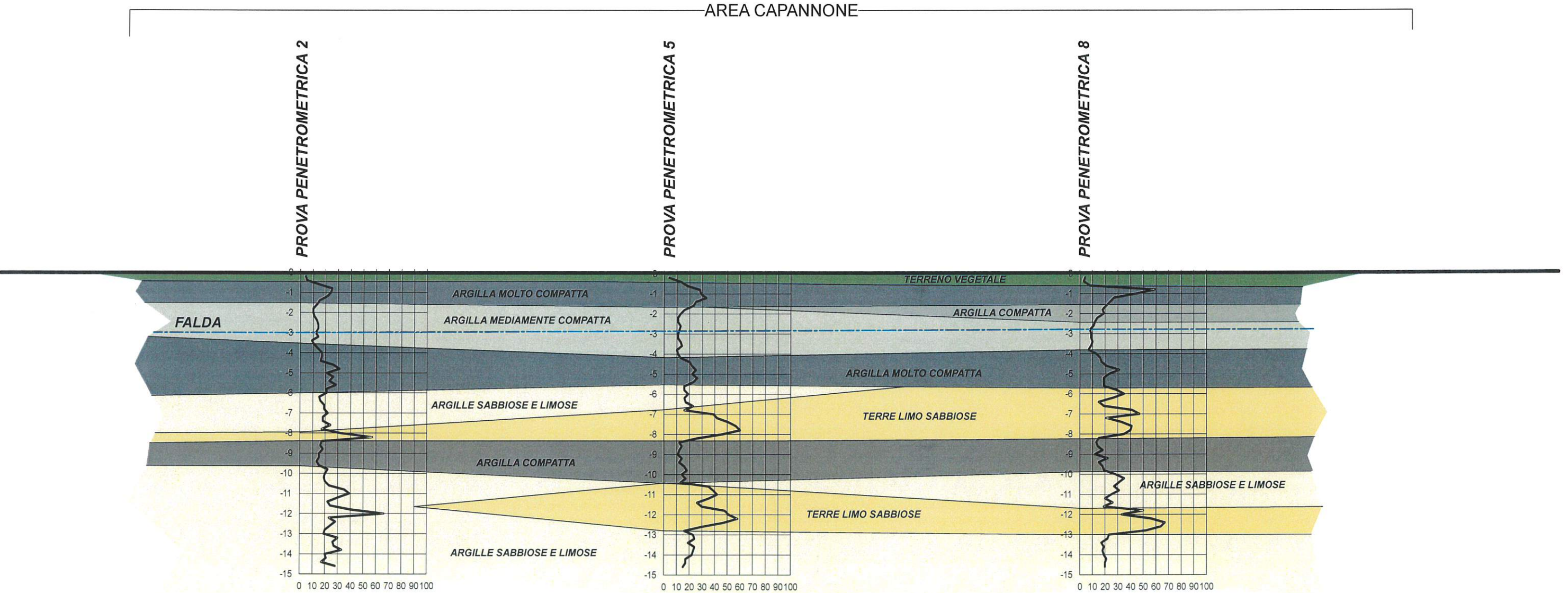


Committente: Viocar S.p.a.
Cantiere: Via Selice
Località: Massa Lombarda

Data: 30/10/2020



SEZIONE GEOLOGICA A-A
scala 1:1.000 o/1:200 v



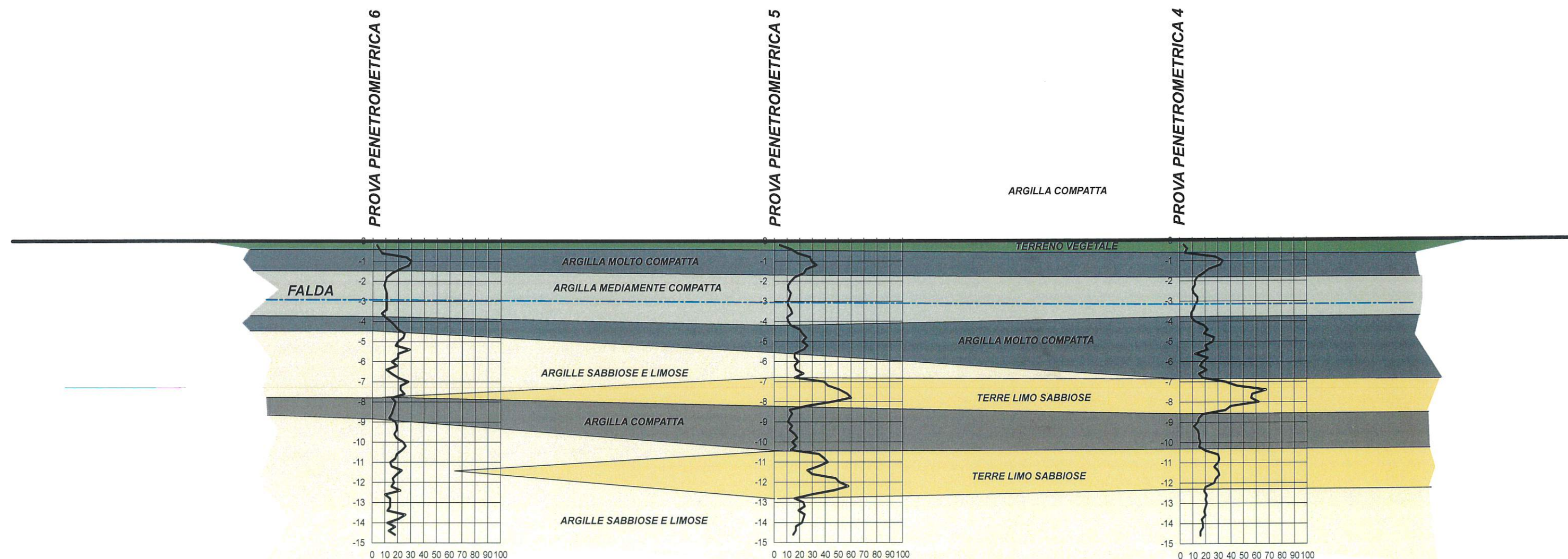
SEZIONE GEOLOGICA B-B
scala 1:500 o/1:200 v

AREA CAPANNONE

PROVA PENETROMETRICA 6

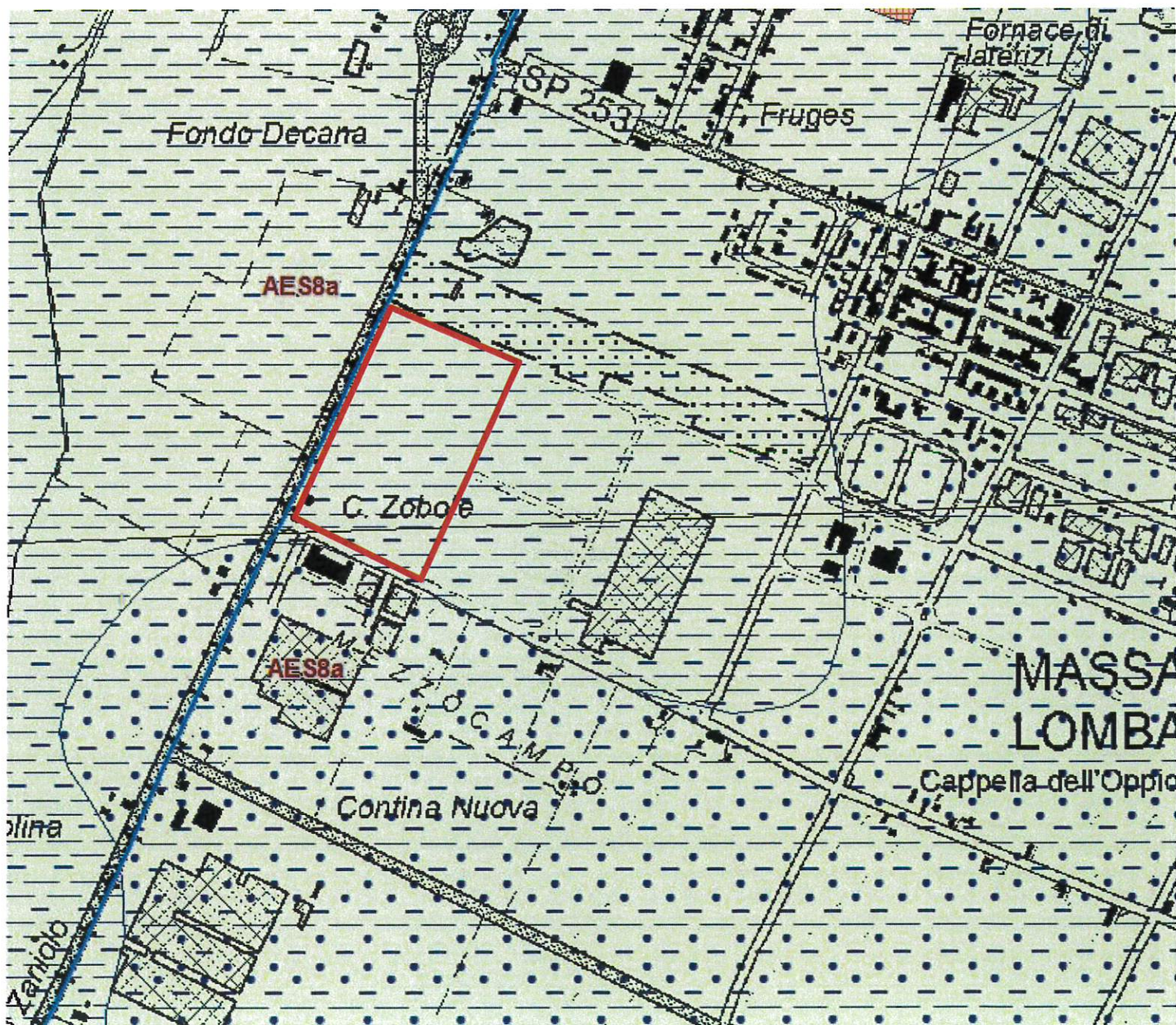
PROVA PENETROMETRICA 5

PROVA PENETROMETRICA 4



CARTA GEOLOGICA

scala 1:10.000



LEGENDA

Ambienti deposiz. e litologie (10K)

- Argilla Limosa - Piana alluvionale
- Sabbia Limoso Argillosa - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

- AES8a - Unità di Modena

Confine provinciale

Area d'indagine