

# COMUNE DI FAENZA

Gruppo di progettazione

Progetto generale, coordinamento  
**arch. Marco Bartoli**

Progetto urbanistico - edilizio  
**arch. Massimiliano Piccinini**

Progetto idraulico, meccanico, acustica  
**ing. Pietro Fiumana**

Progetto rete fognaria  
**arch. Franco Patrucco**

Progetto impianti elettrici e speciali  
**ing. Alfredo Ciani**

Rilievi, computi, pratiche amministrative  
**geom. Attilio Amadori**

Proprietà

**IMMOBILIARE D.M.U. s.r.l., di DINO ZOLI & C.**  
viale Bologna, 286 - 47122 FORLÌ

Intervento

## PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI ZONA RESIDENZIALE DENOMINATA "AREA QUARANTA"

SCHEDA n° 160 , Tav. P3 P.R.G.1996. S.I.O. APPROVATO  
CON ATTO DEL C.C. n° 1464 / 100 del 29.03.2007

Contenuto dell'Elaborato

RELAZIONE  
GEOLOGICA

Scala

Data

14/12/2021

Codice Elaborato

**RG**



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
SUL PIANO URBANISTICO S.I.O. ALLA SCHEDA 160, TAV.P3 P.R.G. 1996 DENOMINATA  
“AREA QUARANTA” IN COMUNE DI FAENZA

SOMMARIO

Premessa .....	3
Descrizione dell’Intervento .....	4
Morfologia e geologia del territorio .....	5
Idrogeologia .....	6
Idrologia .....	6
Indagine sismica – HVSR.....	8
Prove Penetrometriche Statiche CPT (cone penetration test) .....	21
Calcolo Portanza e Cedimenti di Fondazioni Superficiali .....	29
Conclusioni .....	41

---

*PREMESSA*

La presente relazione geologica e geotecnica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area sulla quale è stato redatto uno S.I.O. relativo alla scheda 160, Tav. P3 P.R.G. 1996 per un'area denominata "Area Quaranta" sita nel Comune di Faenza.

Geograficamente l'area è inserita nel foglio n. 239.070 della Carta Tecnica Regionale.

Lo studio è finalizzato anche alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno.

A tale scopo sono state raccolte tutte le prove realizzate da vari operatori nell'area e che sono state rappresentate nella tavola allagata a scala 1:2.000.

Esse sono così elencate:

- n. 8 prove penetrometriche statiche (Dott. Stefano Marabini 2006)
- n. 1 sondaggio a carotaggio (Dott. Stefano Marabini 2006)
- n.1 prova penetrometrica statica (Comune di Faenza 2009)
- n.1 rilievo sismico MASW (Comune di Faenza 2009)

il sottoscritto ha integrato tali prove realizzando:

- n.2 prove penetrometriche statiche
- n.2 rilievi MASW-REMI

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento a scala 1:2.000 con ubicazione prove
- sezione geologica scala 1:1.000/1:200
- carta geologica a scala 1:10.000
- grafici penetrometrici

*Normativa di riferimento*

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

- 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.
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) Eurocodice 7.2 (2002) Eurocodice 7.3 (2002) Eurocodice 8 (1998)
- 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 del presente lavoro consiste nella urbanizzazione residenziale di una vasta area di dimensione circa 65.000 m<sup>2</sup> posta tra una zona industriale a Nord e una zona residenziale a Sud.

L'area quindi fungerà da collegamento tra le due urbanizzazioni esistenti e quindi anche la viabilità di progetto terrà presente tale funzione.

È infatti prevista una strada principale che collegherà da Nord a Sud la Via Caltagirone attualmente interrotta, mentre la viabilità interna è costituita da un anello a servizio di tutti i lotti di edificazione.



## MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata è posta a circa 28 m s.l.m., morfologicamente si presenta pianeggiante compresa tra la strada provinciale 302 a Est e la Via Granarolo a Ovest mentre come già detto a Nord e a Sud è delimitata da aree già lottizzate.

Il corso d'acqua principale è il fiume Lamone che scorre a circa 1.000 metri più a Est mentre a Ovest dell'area è visibile un corso secondario rappresentato dal canale Naviglio.

L'area è poi delimitata perimetralmente sui lati Sud e Nord da fossi collegati al Naviglio.

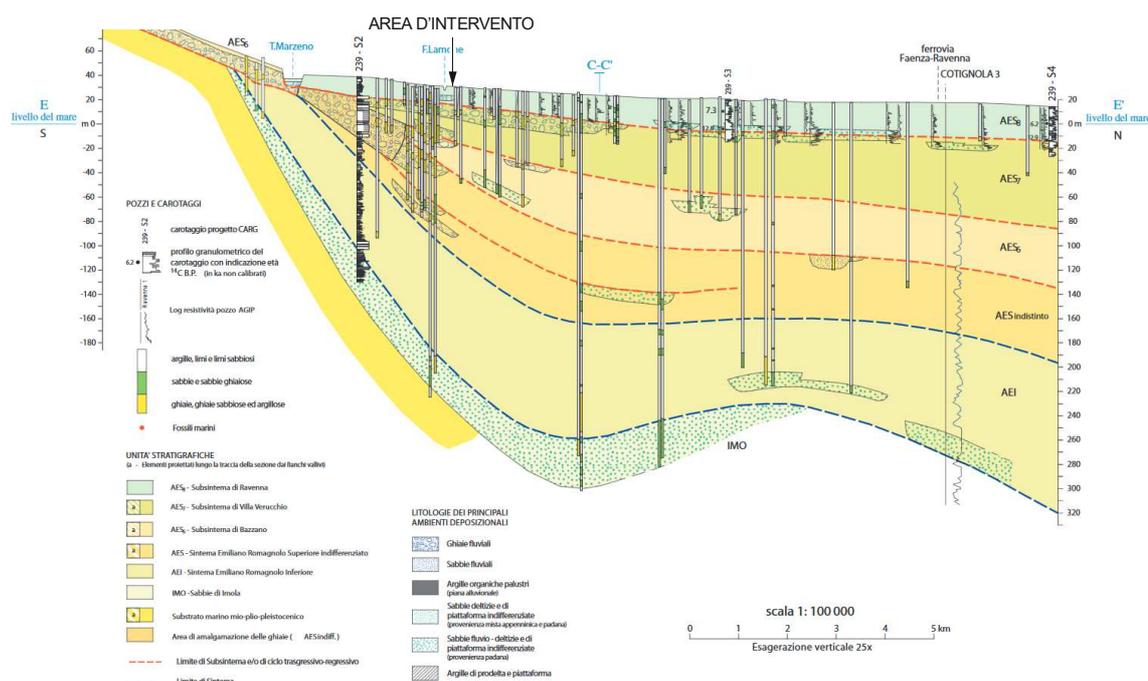
Geologicamente i terreni fanno parte dei depositi alluvionali olocenici di pianura costituiti principalmente a strati limosi e sabbioso-limosi alternati di consistenza da molle a compatta. Lo strato sabbioso limoso fu oggetto di escavazione nell'area immediatamente a nord.

Essi derivano dalla deposizione dei terreni nel fiume Lamone che in tale tratto prima di essere arginato, diminuiva la propria velocità di piena e quindi esondava stagionalmente portando con sé forti quantità di terreni anche granulari.

A profondità variabile dai 15 ai 13 metri è presente uno strato sabbioso-ghiaioso su tutta l'area il cui spessore è di circa 7-8 metri.

La stratigrafia profonda dei terreni è stata dedotta dalle stratigrafie dei pozzi eseguiti nelle vicinanze (Via Fornellino e Via Manzuta). In tali stratigrafie si nota uno spessore dello strato superficiale di sabbia e ghiaia di potenza circa 5-7 metri, mentre un secondo strato di ghiaia è rintracciabile a profondità di oltre 57-68 metri ed ha uno spessore maggiore di 14 metri. Vi sono altri strati ghiaiosi che formano il conoide del fiume Lamone così come mostra la seguente sezione (cartografia geologica -Regione Emilia Romagna).

Il substrato pliocenico è posto a profondità di oltre 220 metri.

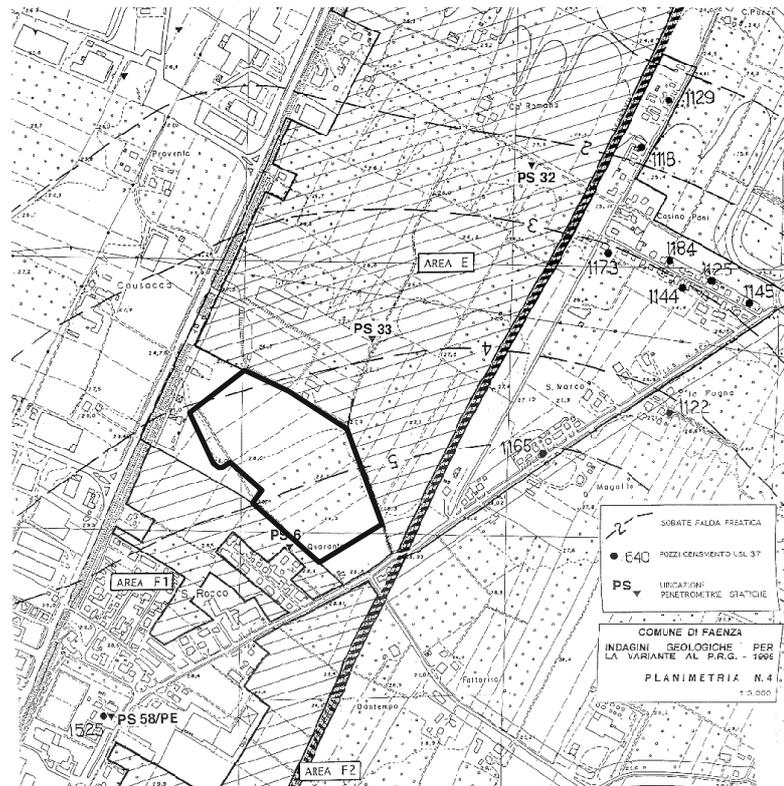


## IDROGEOLOGIA

La falda freatica è stata rilevata nei fori di prova a profondità compresa tra i 3 e i 4 metri ma la stagione attuale (giugno 2017) è molto secca e quindi è prevedibile un innalzamento sino a quote più superficiali in periodi stagionali umidi. Le prove eseguite nel Gennaio 2006 hanno rilevato profondità minori (2.5 – 3.4 m).

Lo stralcio della carta idrogeologica del PRG del Comune di Faenza del 1998 riporta una profondità leggermente maggiore (circa 5 metri), ma è risaputo che negli ultimi decenni le falde sono state meno sfruttate e quindi si sono rialzate.

L'andamento generale della falda è in direzione Nord-Nord Ovest.

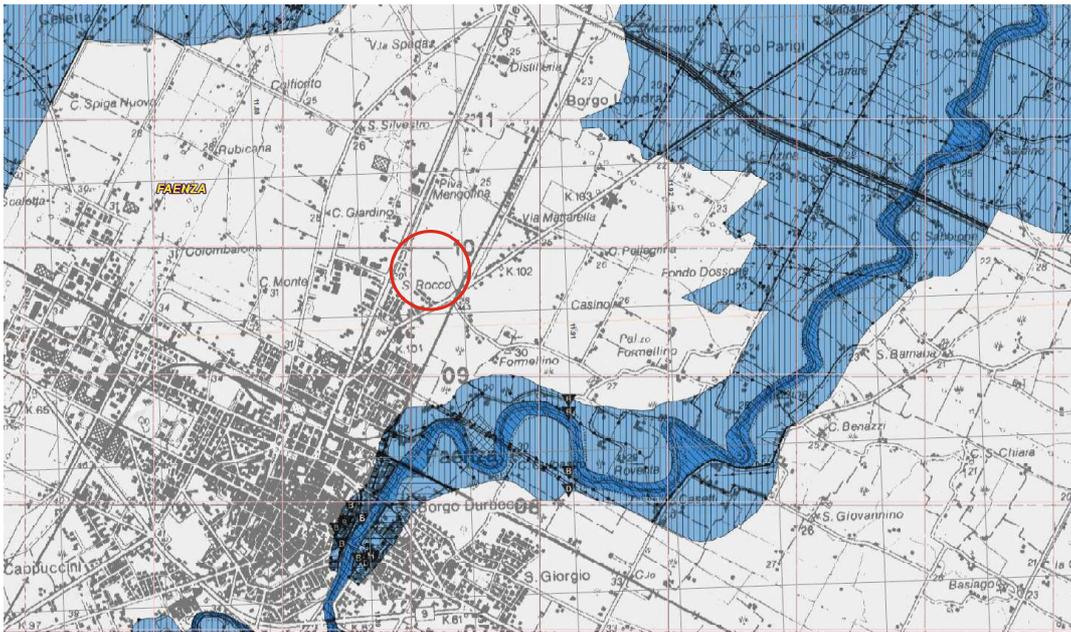


Sotto la falda freatica esistono altre falde artesiane in genere collocate all'interno degli strati ghiaiosi; il primo livello artesiano è posto a profondità di circa 50-60 metri.

## IDROLOGIA

Dal punto di vista idrologico le acque superficiali sono drenate dal corpo idrico principale il Fiume Lamone e da corpi secondari quali i canali di scolo e i fossetti interpoderali.

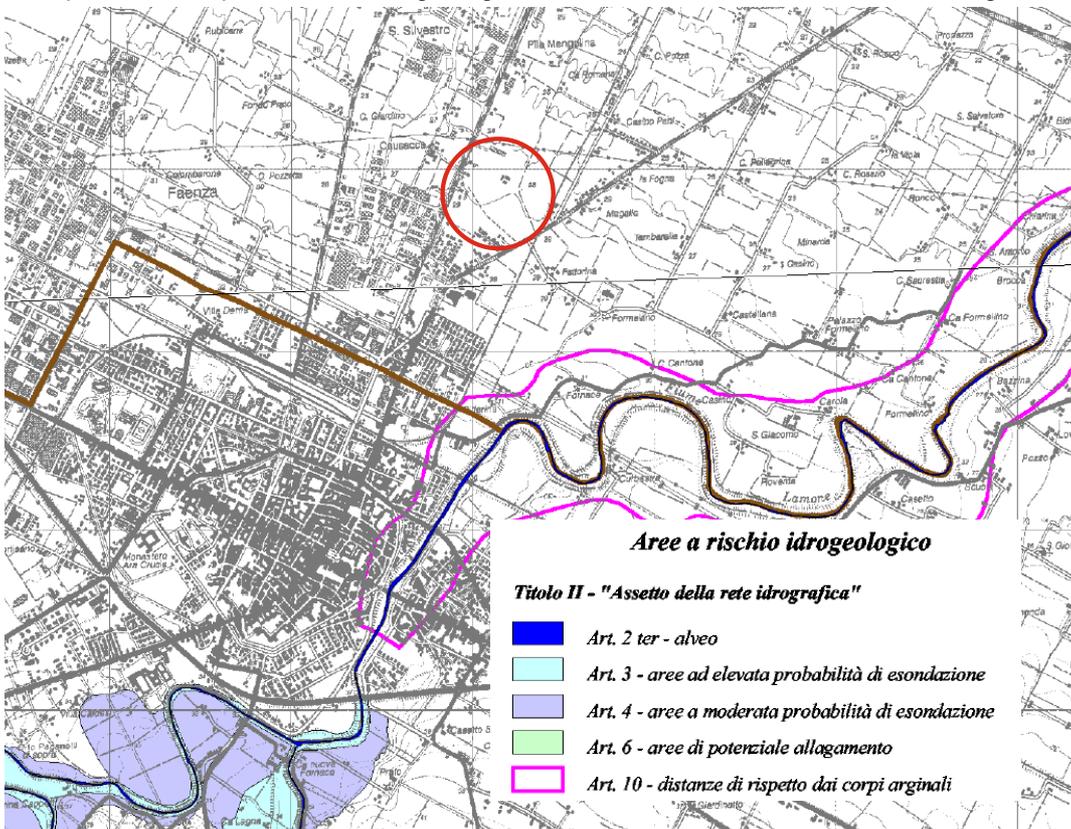
La carta del rischio alluvioni della regione Emilia Romagna mostra che l'area è esclusa da ogni possibilità di alluvioni.



**Scenari di Pericolosità**

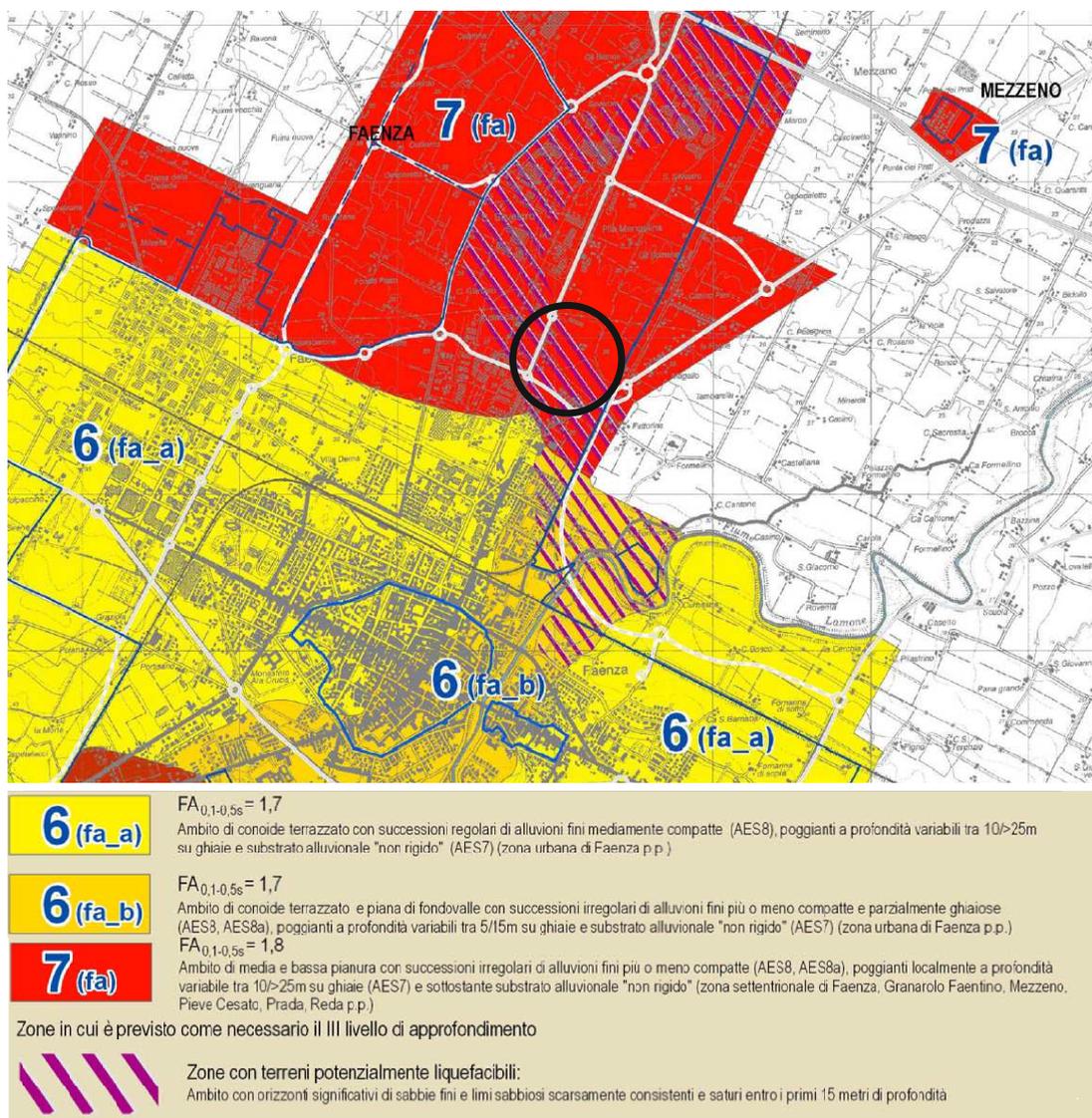
- P3 – H (Alluvioni frequenti:  
tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 – M (Alluvioni poco frequenti:  
tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

Così pure la carta per il rischio idrogeologico redatta dalla Autorità dei Bacini Romagnoli:



## INDAGINE SISMICA – HVSR

Il Comune di Faenza ha redatto nel 2009 una microzonizzazione del territorio comunale. Le conclusioni sono state riportate in una mappa del rischio sismico di cui si riporta uno stralcio contenente l'area di studio.



Si nota che l'area è stata inserita all'interno della zona 7(fa) con fattore di amplificazione da 0,1 a 0,5 s pari a 1.8. Inoltre nell'area è stata valutata la possibilità di liquefazione delle sabbie.

Il DGR n.2193 del 2015 "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della LR 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" stabilisce per un approfondimento di secondo livello e aree di **PIANURA 2** (settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica

responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.) la seguente tabella dei fattori di amplificazione:

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Dove I fattori di Housner sono così definiti:

**SI1:**  $0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$

**SI2:**  $0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$

**SI3:**  $0.5s \leq T_0 \leq 1.5s$

Il quadro completo dei parametri sismici nelle varie condizioni di stati limiti è la seguente (dal sito PS Geostru):

Sito in esame.

latitudine: 44,2977410583091  
 longitudine: 11,9226603043824  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17848	Lat: 44,2740Lon: 11,8846	Distanza: 4021,069
Sito 2	ID: 17849	Lat: 44,2749Lon: 11,9543	Distanza: 3577,141
Sito 3	ID: 17627	Lat: 44,3249Lon: 11,9531	Distanza: 3868,807
Sito 4	ID: 17626	Lat: 44,3240Lon: 11,8832	Distanza: 4283,575

Parametri sismici

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

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]  
 ag: 0,065 g  
 Fo: 2,409  
 Tc\*: 0,262 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 50 [anni]  
 ag: 0,083 g  
 Fo: 2,400  
 Tc\*: 0,270 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):  
 Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 475 [anni]  
 ag: 0,203 g  
 Fo: 2,426  
 Tc\*: 0,304 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):  
 Probabilità di superamento: 5 %  
 Tr: 975 [anni]  
 ag: 0,255 g  
 Fo: 2,478  
 Tc\*: 0,316 [s]

#### Coefficienti Sismici

SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,400	Ss: 1,320
Cc: 1,630	Cc: 1,620	Cc: 1,560	Cc: 1,540
St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000
Kh: 0,020	Kh: 0,025	Kh: 0,079	Kh: 0,094
Kv: 0,010	Kv: 0,012	Kv: 0,040	Kv: 0,047
Amax: 0,957	Amax: 1,221	Amax: 2,783	Amax: 3,296
Beta: 0,200	Beta: 0,200	Beta: 0,280	Beta: 0,280

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - [www.geostru.com](http://www.geostru.com)

Coordinate WGS84

latitudine: 44.296802

longitudine: 11.921684

### Prove REMI-MASW e Tromografo HVSR

#### 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<sup>2</sup>), 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  $\lambda$  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.

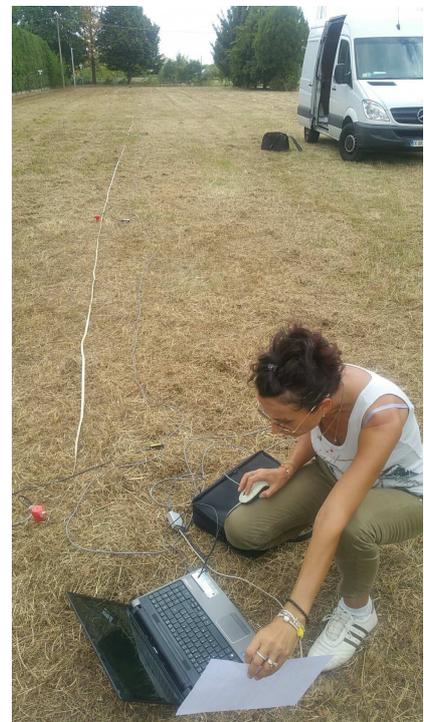
La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

#### Prova ReMi

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  $V_s$  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 del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

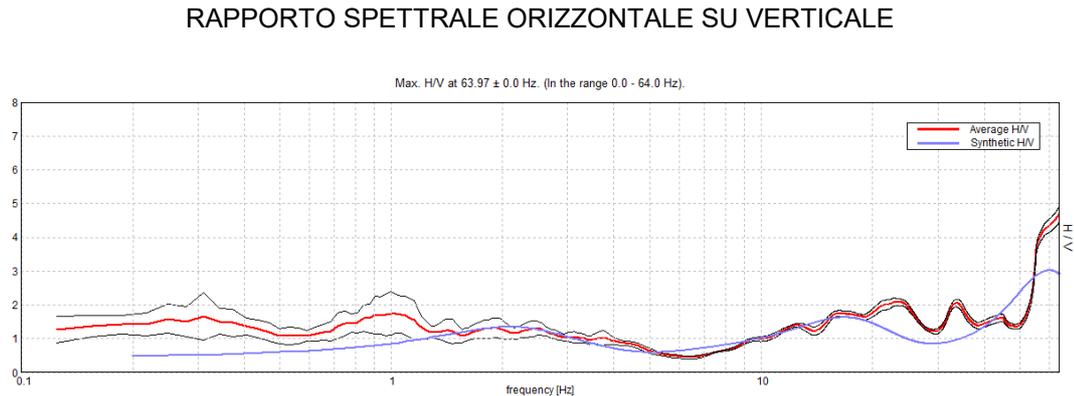
A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o 1/velocità di fase) per alcune



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.

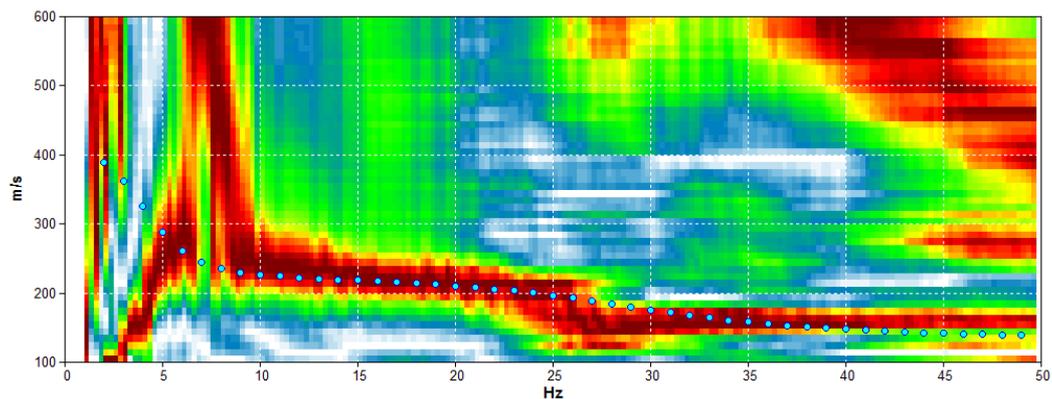
### Prova n.1

#### *Spettro H/V*



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 ReMi

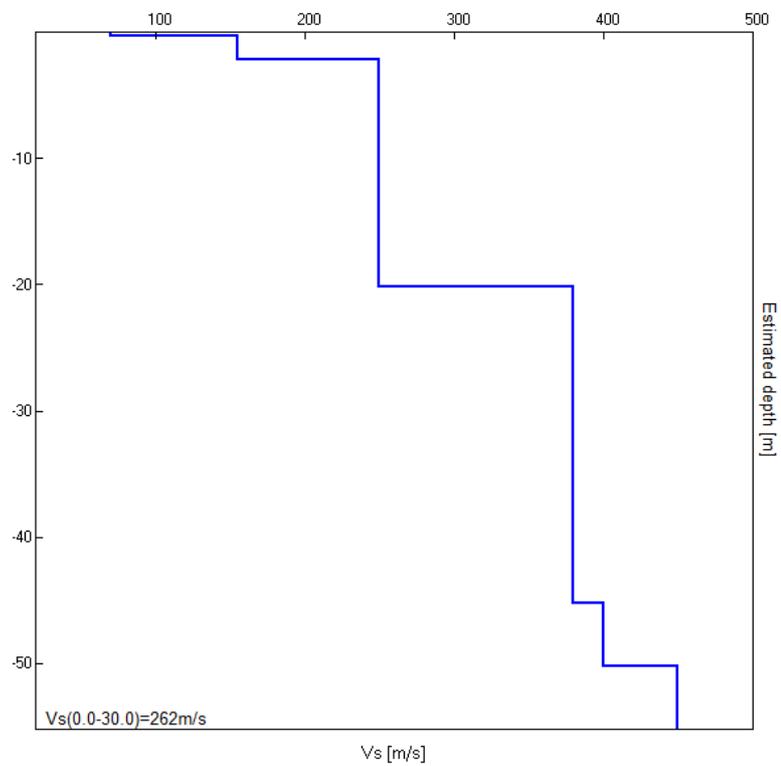


Dalla prova ReMi si vedono orizzonti ad alte velocità che corrispondono ai moti superiori, ed un orizzonte a velocità più basse, che rappresenta la velocità reale delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce lo spettro sintetico nell'elaborazione monodimensionale (spettro H/V) e i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.

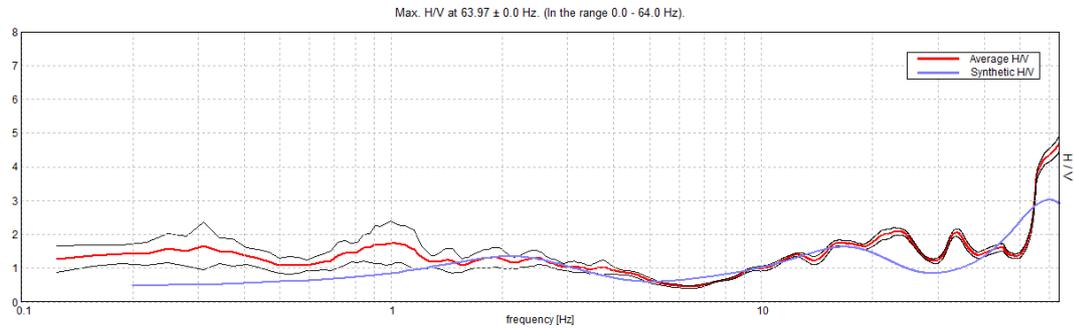
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.30	0.30	70	0.42
2.20	1.90	155	0.40
20.20	18.00	250	0.42
45.20	25.00	380	0.42
50.20	5.00	400	0.42
inf.	inf.	450	0.42

Vs(0.0-30.0)= 262 m/s

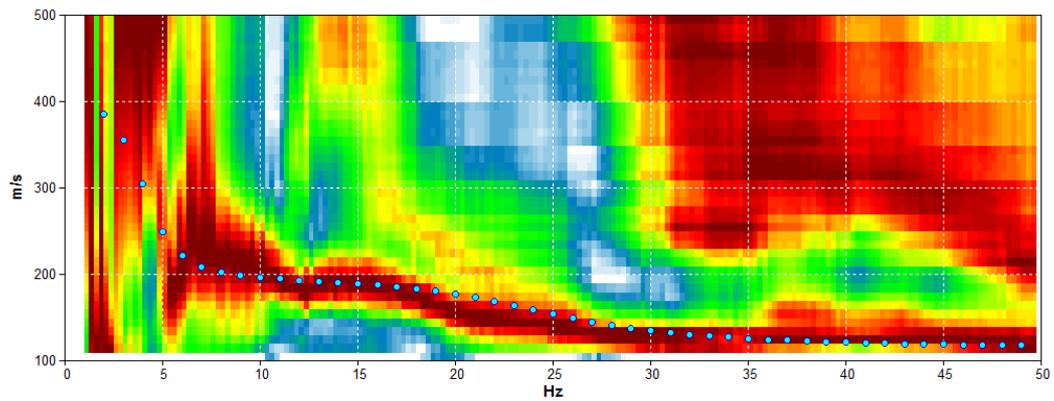


Prova n.2*Spettro H/V*

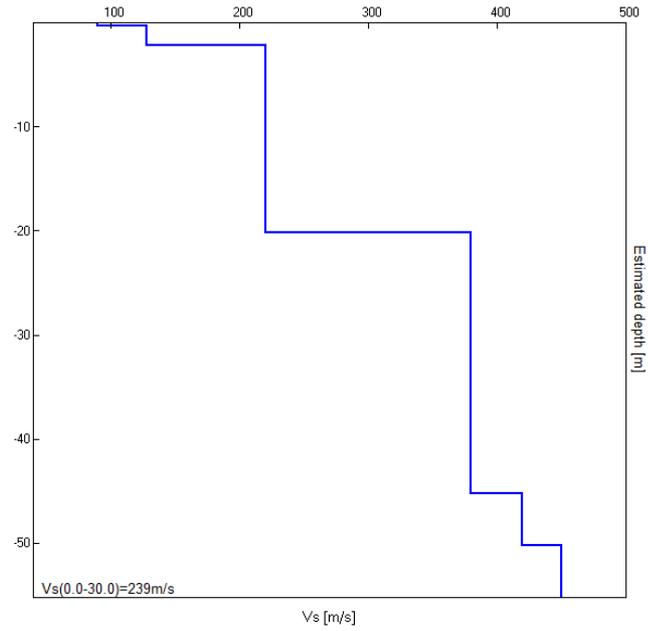
## RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



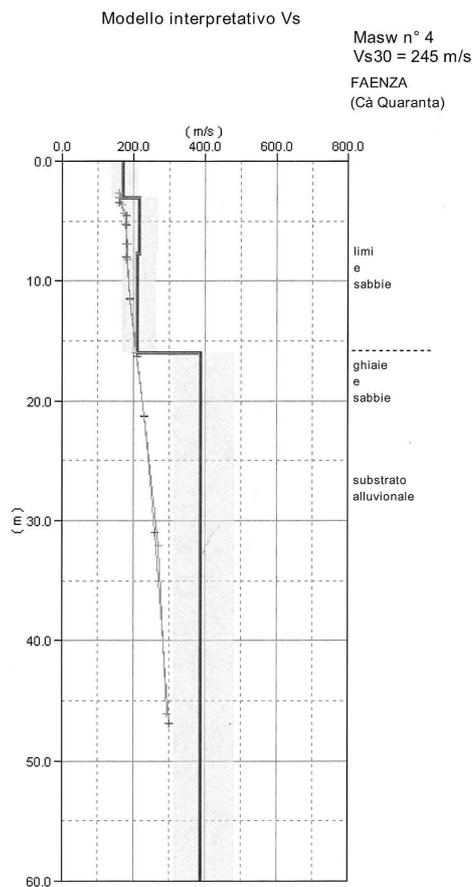
La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova ReMi

Anche in questo caso il grafico è molto simile al precedente da cui si ricava un valore di Vs30 pari a 239 m/s.



Si consideri che la prova MASW eseguita dal comune di Faenza nel 2009 aveva mostrato una Vs30 pari a 245 m/s e quindi in linea con i valori trovati. Si riporta il modello interpretativo.



Elementi di progettazione Antisismica

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 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 da cui si ricava che i terreni qui indagati sono inseriti in categoria C.

	<i>Descrizione del profilo stratigrafico</i>	$V_{s30}$ (m/s)	<i>NSPT</i>	$C_u$ (kPa)
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> Con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ 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	> 50	> 250
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ 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	15 – 50	70 – 250
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ 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	< 15	< 70
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20 m, posti sul substrato di riferimento con <math>V_{s30} &gt; 800</math> m/s</i>			
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ( $10 < c_u < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10 – 20
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

**Condizioni topografiche**

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

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

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

### Liquefazione 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 ( $\sigma$ ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio ( $\tau$ ), secondo la seguente relazione:

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

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

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

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

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

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

Metodi di calcolo

Il metodo utilizzato si basa sulle seguenti equazioni principali:

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

dove CRR = resistenza ciclica del terreno  
 CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma  
 MSF = fattore di scala della magnitudo

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

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

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

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

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione massima orizzontale di progetto  
 $g$  è la forza di gravità (980,7 cm/s<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{v0}$  e  $\sigma_{v0}'$  sono le pressioni verticali totali ed efficaci alla prof. Z  
 $r_d$  è un coefficiente funzione della profondità

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

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

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 (allo SLV) si considera un'accelerazione pari a:

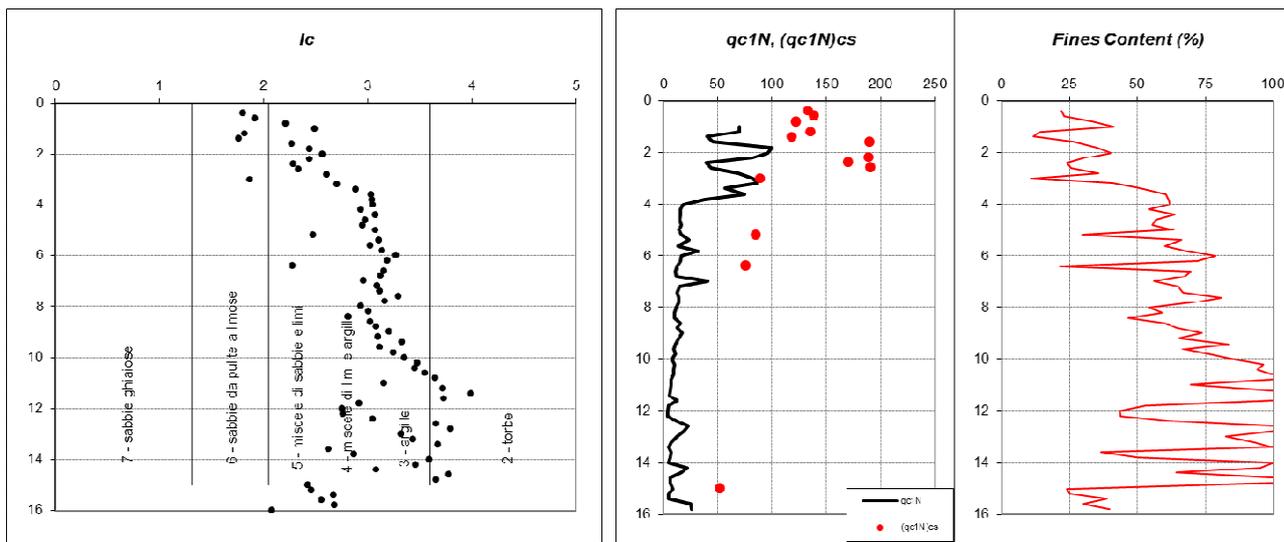
$$S \times a_g = 1,4 \times 0,203 = 0,284 g$$

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

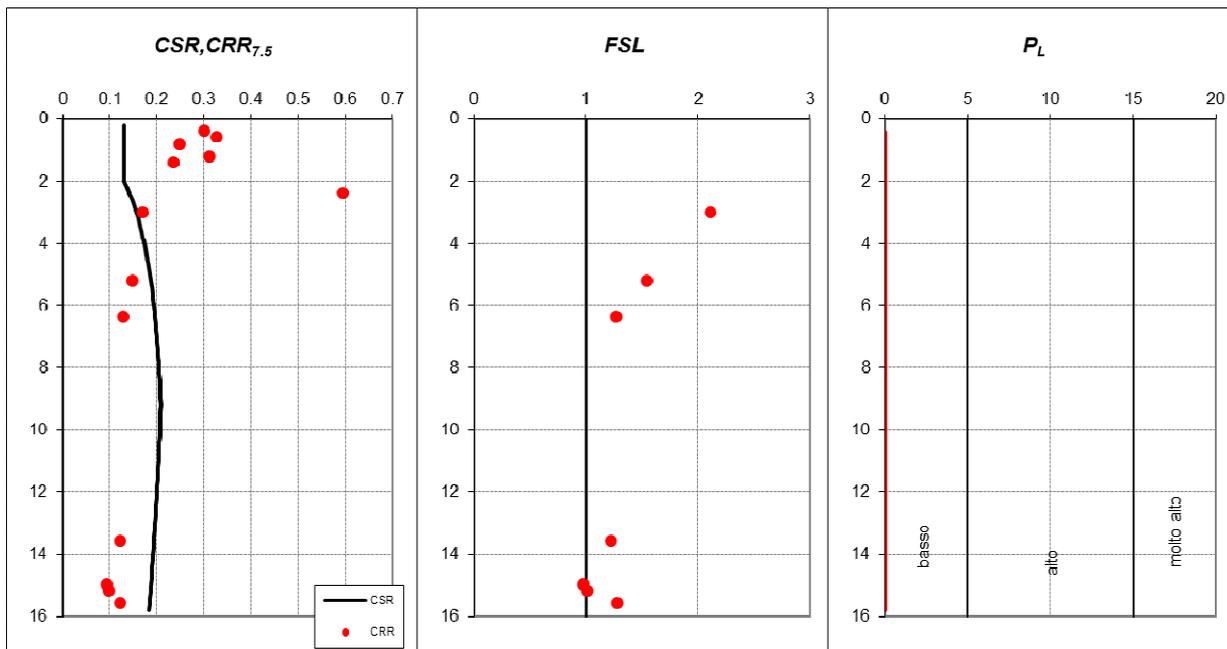
In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata  $q_{c1N}$  e corretta per il contenuto di fini  $(q_{c1N})_{cs}$  ed infine il contenuto di frazione fine (%).

PROVA N.1

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

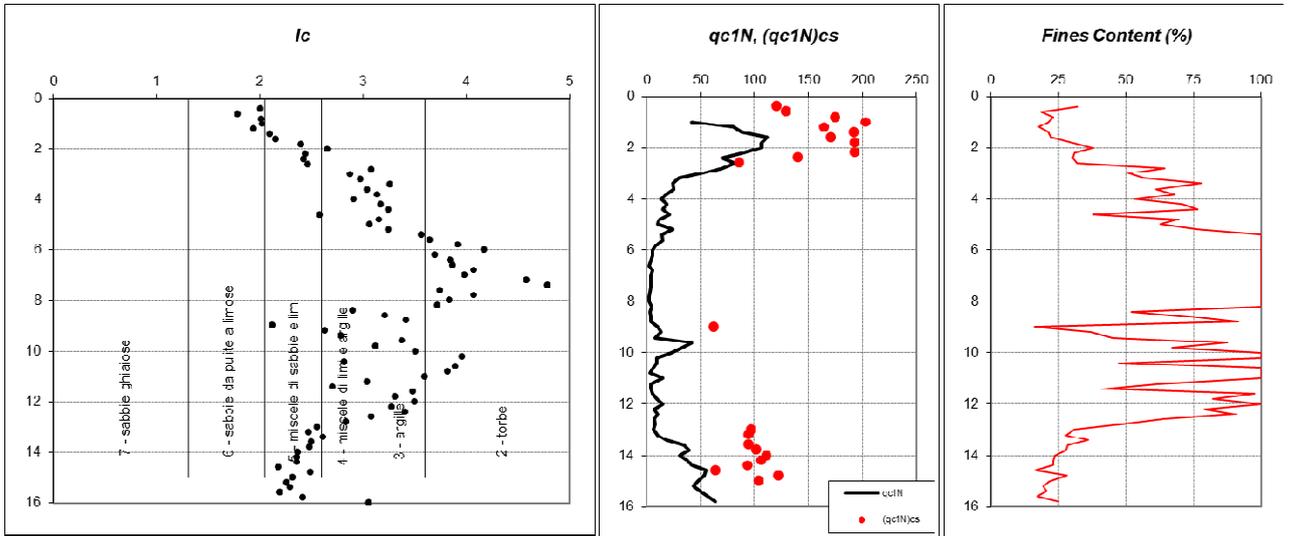


Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di  $CRR$  e  $CSR$ , il fattore di sicurezza  $FSL$ , corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6,1) ed il valore di  $P_L$ , indice del potenziale di liquefazione.

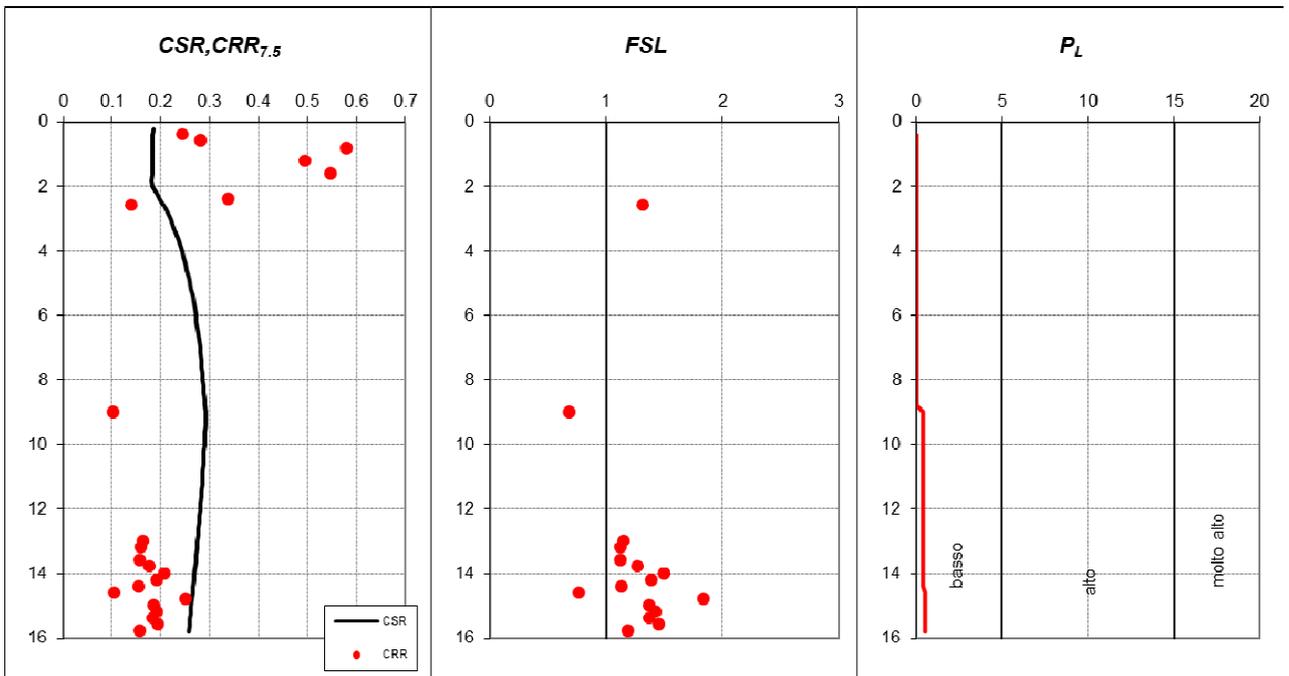


Come è evidente solo un piccolo strato presenta un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore di  $P_L$  pari a 0,012, ad indicare come il rischio di liquefazione sia praticamente nullo.

**PROVA N.2**



Da cui:



In questo caso invece esistono due strati potenzialmente liquefacibili, ma la probabilità complessiva rimane molto bassa  $PL = 0,56$ .

---

Microzonazione sismica

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

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

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

*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<sup>2</sup>) durante l'infissione sono le seguenti:

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

## METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

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

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

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

- $A_p$  = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm<sup>2</sup>
- $A_m$  = area del manicotto di frizione = 150 cm<sup>2</sup>
- $C_t$  = 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.



	<b>TERRENI INCOERENTI</b>	<b>TERRENI COESIVI</b>
<b>Angolo di Attrito</b>	(Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi	
<b>Coesione Non Drenata</b>		(Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di Nk (generalmente 20)
<b>Densità relativa (%)</b>	Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)	
<b>Modulo di Young</b>	Modulo di Young (ISOPT-1 1988) Ey (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC	
<b>Modulo Edometrico</b>	Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie	Metodo generale del modulo edometrico.
<b>Peso di Volume Gamma</b>	Peso di Volume Gamma (Meyerhof) - Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -	Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof) Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)
<b>Modulo di deformazione di taglio</b>	Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per <b>sabbie</b> e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.	Imai & Tonouchi (1982)
<b>Fattori di compressibilità</b>	Ramo di carico C (autori vari) Ramo di carico medio Crm (autori vari)	
<b>OCR</b> - Grado di Sovraconsolidazione	Piacentini-Righi Inacos 1978	(Piacentini-Righi Inacos 1978)
<b>MODULO DI REAZIONE Ko</b>	(Kulhawy Maine, 1990).	
<b>Permeabilità</b>		Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988) .
<b>CORRELAZIONE NSPT</b>	Meardi – Meigh 1972	

## PROVA ... Nr.1

Committente: IMMOBILIARE D.M.U snc  
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)  
 Prova eseguita in data: 20/06/2017  
 Profondità prova: 17.40 mt  
 Località: faenza

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.0	0.0	0.1	0.9	0.1	900.0
0.40	35.0	48.0	35.1	0.9	39.0	2.6
0.60	35.0	49.0	35.1	0.7	50.1	2.0
0.80	20.0	30.0	20.1	1.3	15.5	6.5
1.00	20.0	39.0	20.1	0.8	25.1	4.0
1.20	50.0	62.0	50.3	0.5	100.6	1.0
1.40	48.0	56.0	48.3	1.7	28.4	3.5
1.60	41.0	66.0	41.3	0.9	45.9	2.2
1.80	23.0	36.0	23.3	1.5	15.5	6.4
2.00	27.0	50.0	27.3	1.7	16.1	6.2
2.20	36.0	61.0	36.4	1.5	24.3	4.1
2.40	46.0	69.0	46.4	2.0	23.2	4.3
2.60	51.0	81.0	51.4	1.6	32.1	3.1
2.80	30.0	54.0	30.4	0.3	101.3	1.0
3.00	49.0	54.0	49.4	1.1	44.9	2.2
3.20	23.0	40.0	23.6	0.5	47.2	2.1
3.40	12.0	19.0	12.6	0.6	21.0	4.8
3.60	11.0	20.0	11.6	0.6	19.3	5.2

3.80	11.0	20.0	11.6	0.6	19.3	5.2
4.00	11.0	20.0	11.6	0.5	23.2	4.3
4.20	12.0	19.0	12.7	0.6	21.2	4.7
4.40	11.0	20.0	11.7	0.6	19.5	5.1
4.60	13.0	22.0	13.7	1.3	10.5	9.5
4.80	19.0	38.0	19.7	0.5	39.4	2.5
5.00	11.0	19.0	11.7	0.5	23.4	4.3
5.20	28.0	36.0	28.8	1.0	28.8	3.5
5.40	14.0	29.0	14.8	0.7	21.1	4.7
5.60	14.0	25.0	14.8	0.6	24.7	4.1
5.80	11.0	20.0	11.8	0.7	16.9	5.9
6.00	10.0	21.0	10.8	0.7	15.4	6.5
6.20	11.0	21.0	12.0	0.5	24.0	4.2
6.40	39.0	46.0	40.0	1.0	40.0	2.5
6.60	14.0	29.0	15.0	0.6	25.0	4.0
6.80	12.0	21.0	13.0	0.5	26.0	3.8
7.00	14.0	21.0	15.0	0.7	21.4	4.7
7.20	14.0	25.0	15.1	0.5	30.2	3.3
7.40	12.0	20.0	13.1	0.8	16.4	6.1
7.60	11.0	23.0	12.1	0.5	24.2	4.1
7.80	11.0	18.0	12.1	0.6	20.2	5.0
8.00	17.0	26.0	18.1	0.5	36.2	2.8
8.20	14.0	21.0	15.2	0.5	30.4	3.3
8.40	19.0	26.0	20.2	0.7	28.9	3.5
8.60	16.0	26.0	17.2	0.5	34.4	2.9
8.80	13.0	20.0	14.2	0.5	28.4	3.5
9.00	11.0	18.0	12.2	0.5	24.4	4.1
9.20	13.0	20.0	14.4	0.5	28.8	3.5
9.40	10.0	18.0	11.4	0.5	22.8	4.4
9.60	13.0	20.0	14.4	0.6	24.0	4.2
9.80	12.0	21.0	13.4	0.9	14.9	6.7
10.00	12.0	25.0	13.4	0.6	22.3	4.5
10.20	9.0	18.0	10.5	0.5	21.0	4.8
10.40	9.0	17.0	10.5	0.5	21.0	4.8
10.60	8.0	16.0	9.5	0.7	13.6	7.4
10.80	8.0	19.0	9.5	0.9	10.6	9.5
11.00	17.0	31.0	18.5	0.6	30.8	3.2
11.20	7.0	16.0	8.7	0.9	9.7	10.3
11.40	6.0	20.0	7.7	0.3	25.7	3.9
11.60	6.0	11.0	7.7	0.3	25.7	3.9
11.80	17.0	22.0	18.7	1.0	18.7	5.3
12.00	33.0	48.0	34.7	0.7	49.6	2.0
12.20	28.0	38.0	29.8	0.7	42.6	2.3
12.40	19.0	30.0	20.8	1.5	13.9	7.2
12.60	11.0	33.0	12.8	0.6	21.3	4.7
12.80	7.0	16.0	8.8	0.4	22.0	4.5
13.00	11.0	17.0	12.8	0.5	25.6	3.9
13.20	10.0	17.0	11.9	0.5	23.8	4.2
13.40	8.0	16.0	9.9	0.6	16.5	6.1
13.60	35.0	44.0	36.9	0.8	46.1	2.2
13.80	27.0	39.0	28.9	1.0	28.9	3.5
14.00	11.0	26.0	12.9	0.6	21.5	4.7
14.20	11.0	20.0	13.1	0.3	43.7	2.3
14.40	15.0	20.0	17.1	0.7	24.4	4.1
14.60	8.0	18.0	10.1	0.4	25.3	4.0
14.80	8.0	14.0	10.1	0.3	33.7	3.0
15.00	38.0	42.0	40.1	0.3	133.7	0.7
15.20	39.0	44.0	41.2	0.9	45.8	2.2
15.40	40.0	53.0	42.2	0.7	60.3	1.7
15.60	43.0	53.0	45.2	1.1	41.1	2.4
15.80	43.0	59.0	45.2	0.3	150.7	0.7
16.00	69.0	73.0	71.2	1.1	64.7	1.5
16.20	66.0	82.0	68.3	1.2	56.9	1.8
16.40	99.0	117.0	101.3	1.1	92.1	1.1

16.60	80.0	96.0	82.3	1.1	74.8	1.3
16.80	79.0	96.0	81.3	2.1	38.7	2.6
17.00	144.0	176.0	146.3	5.9	24.8	4.0
17.20	401.0	489.0	403.5	6.2	65.1	1.5
17.40	477.0	570.0	479.5	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.60	23.4	0.8	1.0		terreno vegetale
3.20	36.0	1.2	1.0	Incoerente	Sabbia argilloso-limosa
4.60	12.2	0.7	1.0	Coesivo	Limo argilloso plastico
5.40	18.8	0.7	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
6.20	12.4	0.6	1.0	Coesivo	Limo argilloso plastico
6.60	27.5	0.8	1.0	Incoerente	Sabbia argilloso-limosa
10.00	14.4	0.6	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
11.60	10.3	0.6	1.0	Coesivo	Limo argilloso soffice
12.40	26.0	1.0	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
12.80	10.8	0.5	1.0	Coesivo	Limo argilloso soffice
14.80	16.4	0.6	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
17.00	69.5	1.4	1.0	Incoerente	Sabbie limose
17.40	441.5	3.1	1.0	Incoerente	Ghiaia medianamente addensata

### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

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

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.60	I	--	--	117.0	192.2	<0.5	1.8	2.1	100.0	42.0	46.8	292.95
2	3.20	I	--	--	108.0	250.1	0.9	1.8	2.1	76.8	38.9	72.0	324.16
3	4.60	C	0.6	444.4	47.1	129.1	>9	1.9	2.0	--	--	--	218.87
4	5.40	CI	0.9	691.9	44.5	168.1	5.0	2.0	2.0	39.8	33.3	37.6	278.26
5	6.20	C	0.6	451.9	47.3	130.4	>9	1.9	2.0	--	--	--	219.58
6	6.60	I	--	--	137.5	212.1	1.6	1.8	2.1	52.9	35.2	55.0	304.28
7	10.00	CI	0.7	526.9	48.4	142.9	<0.5	1.9	2.0	30.7	31.9	28.8	261.36
8	11.60	C	0.5	373.1	44.2	116.4	>9	1.9	1.9	--	--	--	211.62
9	12.40	CI	1.3	961.9	52.0	205.0	1.8	2.0	2.1	51.0	35.0	52.0	300.29
10	12.80	C	0.5	391.9	45.1	119.8	>9	1.9	1.9	--	--	--	213.63
11	14.80	CI	0.8	601.9	47.7	154.7	<0.5	1.9	2.0	35.1	32.6	32.8	269.47
12	17.00	I	--	--	104.3	373.8	0.9	1.8	2.1	84.8	40.0	139.0	378.35
13	17.40	I	--	--	662.3	1156.7	<0.5	1.9	2.2	100.0	42.0	883.0	584.23

## PROVA ... Nr.2

Committente: IMMOBILIARE D.M.U snc

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 20/06/2017

Profondità prova: 19.20 mt

Località: faenza

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lettura laterale (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.0	0.0	0.1	0.7	0.1	700.0
0.40	21.0	31.0	21.1	0.8	26.4	3.8
0.60	40.0	52.0	40.1	1.5	26.7	3.7
0.80	44.0	66.0	44.1	1.9	23.2	4.3
1.00	56.0	85.0	56.1	1.3	43.2	2.3
1.20	53.0	72.0	53.3	1.7	31.4	3.2
1.40	53.0	79.0	53.3	1.4	38.1	2.6
1.60	45.0	66.0	45.3	1.7	26.6	3.8
1.80	35.0	60.0	35.3	2.6	13.6	7.4
2.00	31.0	70.0	31.3	1.7	18.4	5.4
2.20	35.0	60.0	35.4	0.9	39.3	2.5
2.40	27.0	41.0	27.4	0.3	91.3	1.1
2.60	16.0	21.0	16.4	1.1	14.9	6.7
2.80	11.0	28.0	11.4	0.7	16.3	6.1
3.00	12.0	22.0	12.4	0.5	24.8	4.0
3.20	9.0	16.0	9.6	0.7	13.7	7.3
3.40	7.0	17.0	7.6	0.7	10.9	9.2
3.60	10.0	20.0	10.6	0.5	21.2	4.7
3.80	8.0	16.0	8.6	0.6	14.3	7.0
4.00	12.0	21.0	12.6	0.4	31.5	3.2
4.20	7.0	13.0	7.7	0.3	25.7	3.9
4.40	6.0	11.0	6.7	0.5	13.4	7.5
4.60	19.0	26.0	19.7	0.6	32.8	3.0
4.80	9.0	18.0	9.7	0.5	19.4	5.2
5.00	10.0	18.0	10.7	0.3	35.7	2.8
5.20	6.0	10.0	6.8	0.3	22.7	4.4
5.40	4.0	8.0	4.8	0.3	16.0	6.3
5.60	4.0	9.0	4.8	0.3	16.0	6.3
5.80	3.0	8.0	3.8	0.1	38.0	2.6
6.00	2.0	4.0	2.8	0.3	9.3	10.7
6.20	4.0	9.0	5.0	0.2	25.0	4.0
6.40	3.0	6.0	4.0	0.2	20.0	5.0
6.60	3.0	6.0	4.0	0.4	10.0	10.0
6.80	3.0	9.0	4.0	0.3	13.3	7.5
7.00	3.0	7.0	4.0	0.3	13.3	7.5
7.20	2.0	6.0	3.1	0.5	6.2	16.1
7.40	2.0	9.0	3.1	0.3	10.3	9.7
7.60	4.0	8.0	5.1	0.3	17.0	5.9
7.80	3.0	7.0	4.1	0.3	13.7	7.3
8.00	4.0	9.0	5.1	0.2	25.5	3.9
8.20	4.0	7.0	5.2	0.1	52.0	1.9
8.40	10.0	12.0	11.2	0.9	12.4	8.0
8.60	13.0	27.0	14.2	0.5	28.4	3.5
8.80	8.0	16.0	9.2	0.3	30.7	3.3
9.00	43.0	47.0	44.2	1.1	40.2	2.5
9.20	34.0	50.0	35.4	0.8	44.3	2.3
9.40	24.0	36.0	25.4	0.7	36.3	2.8
9.60	10.0	21.0	11.4	0.3	38.0	2.6
9.80	10.0	14.0	11.4	0.4	28.5	3.5
10.00	7.0	13.0	8.4	0.3	28.0	3.6
10.20	4.0	8.0	5.5	0.3	18.3	5.5
10.40	17.0	22.0	18.5	0.5	37.0	2.7
10.60	5.0	12.0	6.5	0.3	21.7	4.6
10.80	5.0	10.0	6.5	0.5	13.0	7.7

11.00	7.0	14.0	8.5	0.3	28.3	3.5
11.20	12.0	16.0	13.7	0.2	68.5	1.5
11.40	18.0	21.0	19.7	0.6	32.8	3.0
11.60	9.0	18.0	10.7	0.9	11.9	8.4
11.80	13.0	26.0	14.7	0.6	24.5	4.1
12.00	9.0	18.0	10.7	0.3	35.7	2.8
12.20	10.0	15.0	11.8	0.3	39.3	2.5
12.40	8.0	12.0	9.8	0.4	24.5	4.1
12.60	14.0	20.0	15.8	0.7	22.6	4.4
12.80	25.0	36.0	26.8	1.0	26.8	3.7
13.00	44.0	59.0	45.8	1.0	45.8	2.2
13.20	50.0	65.0	51.9	1.1	47.2	2.1
13.40	43.0	60.0	44.9	1.0	44.9	2.2
13.60	49.0	64.0	50.9	1.2	42.4	2.4
13.80	55.0	73.0	56.9	1.5	37.9	2.6
14.00	73.0	96.0	74.9	1.4	53.5	1.9
14.20	72.0	93.0	74.1	1.1	67.4	1.5
14.40	64.0	80.0	66.1	0.4	165.3	0.6
14.60	59.0	65.0	61.1	1.9	32.2	3.1
14.80	68.0	96.0	70.1	1.4	50.1	2.0
15.00	79.0	100.0	81.1	1.5	54.1	1.8
15.20	89.0	111.0	91.2	1.4	65.1	1.5
15.40	83.0	104.0	85.2	1.5	56.8	1.8
15.60	100.0	122.0	102.2	1.1	92.9	1.1
15.80	63.0	80.0	65.2	2.9	22.5	4.4
16.00	36.0	79.0	38.2	0.7	54.6	1.8
16.20	189.0	199.0	191.3	1.3	147.2	0.7
16.40	200.0	219.0	202.3	1.1	183.9	0.5
16.60	108.0	125.0	110.3	1.4	78.8	1.3
16.80	35.0	56.0	37.3	1.1	33.9	2.9
17.00	17.0	33.0	19.3	0.3	64.3	1.6
17.20	46.0	51.0	48.5	1.9	25.5	3.9
17.40	11.0	40.0	13.5	0.6	22.5	4.4
17.60	17.0	26.0	19.5	1.5	13.0	7.7
17.80	37.0	59.0	39.5	1.4	28.2	3.5
18.00	78.0	99.0	80.5	1.7	47.4	2.1
18.20	23.0	48.0	25.6	1.3	19.7	5.1
18.40	21.0	41.0	23.6	1.8	13.1	7.6
18.60	31.0	58.0	33.6	0.5	67.2	1.5
18.80	214.0	222.0	216.6	3.9	55.5	1.8
19.00	377.0	436.0	379.6	2.5	151.8	0.7
19.20	481.0	519.0	483.8	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	fs Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma Medio (t/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0.80	26.4	1.2	1.0	Coesivo	terreno vegetale
2.40	42.2	1.5	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso molto consistente
3.20	12.5	0.8	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso addensato
4.40	9.0	0.5	1.0	Coesivo	Limo argilloso soffice
5.20	11.7	0.4	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
8.20	4.2	0.3	1.0	Coesivo	Argilla limosa soffice
8.80	11.5	0.6	1.0	Coesivo	Limo argilloso soffice
9.40	35.0	0.9	1.0	Incoerente	Sabbia argilloso-limosa
11.00	9.6	0.4	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
11.40	16.7	0.4	1.0	Incoerente	Sabbia argilloso-limosa
11.80	12.7	0.8	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso addensato
12.20	11.3	0.3	1.0	Incoerente	Sabbia argilloso-limosa
12.80	17.5	0.7	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
16.40	80.7	1.3	1.0	Incoerente	Sabbia e ghiaia
17.00	55.6	0.9	1.0	Incoerente	Sabbia
18.40	35.8	1.5	1.0	Incoerente	Limo argilloso-sabbioso
18.80	125.1	2.2	1.0	Incoerente	Sabbie limose
19.20	431.7	1.3	1.0	Incoerente	Ghiaia medianamente addensata

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI**

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

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.80	C	1.3	988.5	52.8	206.9	>9	2.0	2.1	--	--	--	255.21
2	2.40	CI	2.1	1576.5	84.4	275.6	0.7	2.1	2.2	86.4	40.4	84.4	336.49
3	3.20	CI	0.6	458.3	47.4	131.0	<0.5	1.9	2.0	31.2	32.0	25.0	252.81
4	4.40	C	0.4	323.2	41.2	107.2	>9	1.8	1.9	--	--	--	206.02
5	5.20	CI	0.6	423.0	46.5	125.8	<0.5	1.9	2.0	19.2	30.2	23.4	248.91
6	8.20	C	0.2	141.7	23.8	67.3	5.1	1.7	1.8	--	--	--	177.02
7	8.80	C	0.6	415.5	46.2	124.5	>9	1.9	2.0	--	--	--	216.31
8	9.40	I	--	--	105.0	245.8	1.5	1.8	2.1	56.8	35.8	70.0	322.02
9	11.00	CI	0.5	344.3	42.7	111.5	<0.5	1.8	1.9	12.4	29.2	19.2	237.61
10	11.40	I	--	--	83.5	156.4	<0.5	1.8	2.1	31.4	32.0	33.4	270.62
11	11.80	CI	0.6	460.5	47.6	132.3	<0.5	1.9	2.0	22.0	30.6	25.4	253.76
12	12.20	I	--	--	56.5	123.2	<0.5	1.8	2.1	18.0	30.0	22.6	246.89
13	12.80	CI	0.9	640.5	46.6	160.9	<0.5	1.9	2.0	33.0	32.2	35.0	273.61
14	16.40	I	--	--	121.1	409.5	0.9	1.9	2.2	85.5	40.1	161.4	391.87
15	17.00	I	--	--	83.4	326.1	1.1	1.9	2.2	72.7	38.2	111.2	359.02
16	18.40	CI	1.8	1326.7	71.6	249.2	1.6	2.1	2.1	57.6	35.9	71.6	323.73
17	18.80	I	--	--	187.7	535.3	0.6	1.8	2.1	100.0	42.0	250.2	434.39
18	19.20	I	--	--	647.6	1140.9	<0.5	1.9	2.2	100.0	42.0	863.4	581.16

*CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI*

Questo capitolo ha lo scopo di verificare la portanza dei terreni per due tipi di fondazione generiche, nastriformi (a -1.0 metri) e a platea (a -3.0 m) utilizzando solo i valori geotecnici più cautelativi della prova n.2. Quindi non possono essere utilizzati per la costruzione di ogni singolo edificio che dovranno avere studi specifici con prove eseguite nel lotto di edificazione.

*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 dalla prova n.2 e ricavare il 5° percentile da una curva statistica con distribuzione standard.

La seguente tabella riassume i dati ottenuti che saranno poi utilizzati nel calcolo della portanza.

**Prova n. 2**

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/mq]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Modulo di Young [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
terreno vegetale	42.00	0.44	100.00	3927.13	4595.28	12.89	14.40
Limo argilloso-sabbioso molto consistente	38.88	146.19	77.12	7042.15	7335.51	17.74	20.60
Limo argilloso-sabbioso addensato	30.32	54.57	19.75	5237.26	1873.89	17.53	19.65
Limo argilloso soffice	28.35	24.52	4.06	4258.09	1291.60	17.50	18.99
Limo argilloso-sabbioso	28.37	45.50	3.92	4121.40	1199.67	17.58	19.45
Argilla limosa soffice	28.70	15.65	5.00	2288.06	830.85	16.52	17.48
Limo argilloso soffice	28.97	--	11.02	5672.55	1793.28	17.65	20.59
Sabbia argilloso-limosa	34.31	--	46.83	10662.01	5112.48	17.65	20.59
Limo argilloso-sabbioso	28.86	25.49	9.36	4130.07	1690.12	17.39	18.89
Sabbia argilloso-limosa	30.39	--	20.55	5768.76	2307.50	17.34	20.28
Limo argilloso-sabbioso addensato	29.19	--	12.56	4614.03	1845.61	17.65	20.59
Sabbia argilloso-limosa	29.56	--	15.00	5072.61	2029.05	17.65	20.59
Limo argilloso-sabbioso	29.36	--	13.63	6551.74	1819.78	17.65	20.59
Sabbia e ghiaia	38.57	--	75.51	10173.75	12412.83	17.81	20.75
Sabbia	32.56	--	35.13	8849.94	1934.80	17.77	20.71
Limo argilloso-sabbioso	32.98	123.47	37.94	7315.84	4095.93	17.46	20.56
Sabbie limose	33.51	--	41.00	2797.62	-4985.21	17.34	20.28
Ghiaia medianamente addensata	42.00	--	100.00	55839.07	74452.09	18.63	21.57

Carico limite dei terreni di fondazione

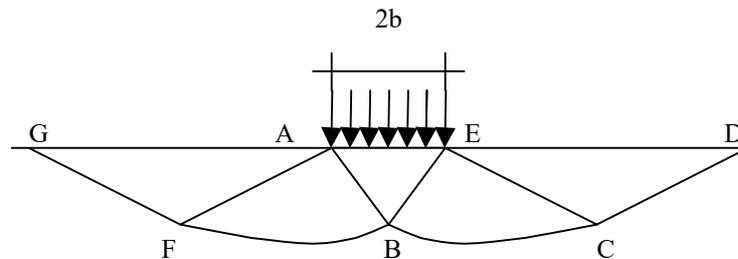
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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

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

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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  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'

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

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

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

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

#### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

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:

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

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

$\beta$  = 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:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_V R)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_V R$  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,

$\gamma_I$ : 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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

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

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

dove:

*RR* Rapporto di ricompressione;

*CR* Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  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:

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

in cui:

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

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

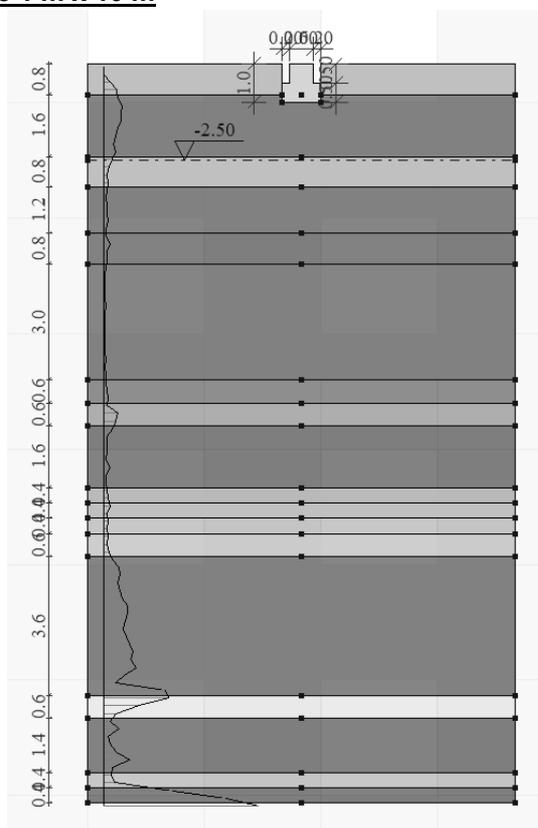
$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

### Verifica del Carico Limite

Per le verifiche si è utilizzato l'Approccio n.2 del dm 2008. Condizione non drenata (perché più cautelativa) e incremento sismico.

### Fondazione nastriforme 1 m x 10 m



### DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	2.5

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.285
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0798
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2308

### 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 <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.64	2.41	0.26
S.L.D.	50.0	0.81	2.4	0.27
S.L.V.	475.0	1.99	2.43	0.3
S.L.C.	975.0	2.5	2.48	0.32

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.96	0.2	0.0196	0.0098
S.L.D.	1.215	0.2	0.0248	0.0124
S.L.V.	2.7942	0.28	0.0798	0.0399
S.L.C.	3.3016	0.28	0.0943	0.0471

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]
0.8	12.89	14.4	42.0	0.0	0.4413	4595.28	3927.13
1.6	17.74	20.6	38.8847	0.0	146.1855	7335.51	7042.15
0.8	17.53	19.65	30.3234	0.0	54.574	1873.89	5237.26
1.2	17.5	18.99	28.346	0.0	24.515	1291.6	4258.09
0.8	17.58	19.45	28.3695	0.0	45.5029	1199.67	4121.4
3.0	16.52	17.48	28.7	0.0	15.6519	830.85	2288.06
0.6	17.65	20.59	28.9674	0.0	0.0	1793.28	5672.56
0.6	17.65	20.59	34.306	0.0	0.0	5112.48	10662.01
1.6	17.39	18.89	28.8553	0.0	25.4891	1690.12	4130.07
0.4	17.34	20.28	30.3902	0.0	0.0	2307.51	5768.76
0.4	17.65	20.59	29.1943	0.0	0.0	1845.61	4614.03
0.4	17.65	20.59	29.5588	0.0	0.0	2029.05	5072.61
0.6	17.65	20.59	29.3568	0.0	0.0	1819.78	6551.74
3.6	17.81	20.75	38.5742	0.0	0.0	12412.83	10173.75
0.6	17.77	20.71	32.5612	0.0	0.0	1934.8	8849.94
1.4	17.46	20.56	32.977	0.0	123.4657	4095.93	7315.84
0.4	17.34	20.28	33.5096	0.0	0.0	0.0	2797.62
0.4	18.63	21.57	42.0	0.0	0.0	74452.09	55839.07

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	260.09	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	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	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]	780.28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto [Rd]	339.25 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	260.09 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 31211.15 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.02
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	780.28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	339.25 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.02
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	780.28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	339.25 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO****\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	150.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	5.73 cm

**Fondazione a platea 8 x 8 a – 3 m dal p.c.****DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	8.0 m
Lunghezza fondazione	8.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	2.5

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0.285
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0798
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.2308

**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 <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.64	2.41	0.26
S.L.D.	50.0	0.81	2.4	0.27
S.L.V.	475.0	1.99	2.43	0.3
S.L.C.	975.0	2.5	2.48	0.32

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.96	0.2	0.0196	0.0098
S.L.D.	1.215	0.2	0.0248	0.0124
S.L.V.	2.7942	0.28	0.0798	0.0399
S.L.C.	3.3016	0.28	0.0943	0.0471

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	260.09	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	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	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]	172.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto [Rd]	75.05 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	57.54 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

## COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6904.2 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
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	172.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	75.05 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
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	172.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	75.05 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	75.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	3.715 cm

### CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella lottizzazione ad uso residenziale di un'area pianeggiante compresa tra un'area industriale e una residenziale.

Geologicamente i terreni fanno parte dei depositi alluvionali di pianura media costituiti principalmente da limi sabbiosi alternati a strati ghiaioso-sabbiosi di cui il più superficiale a profondità di circa 13 metri.

La falda è stata misurata a profondità compresa tra i 3.5 e i 4.2 metri ma nel passato sono stati misurati anche valori minori e quindi si possono attendere anche profondità più superficiali. Questo comporta in caso di interrati l'impermeabilizzazione delle pareti e del piano pavimento.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C. La microzonizzazione eseguita dal comune di Faenza nel 2009 ha identificato l'area come potenzialmente liquefacibile, ma le verifiche effettuate dal sottoscritto hanno escluso tale fenomeno.

Per quanto concerne la portanza dei terreni, la presente relazione considera l'approccio 2 descritto nelle NTA del 2008.

I valori ricavati di portanza del terreno sono:

Fondazione nastriforme -1.0 m

- Carico limite 780.28 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 339.25 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i cedimenti con pressione normale di progetto 150.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 10.0
- Cedimento totale 5.73 cm

Fondazione platea -3.0 m

- Carico limite 172.62 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 75.05 kN/m<sup>2</sup>

Mentre i cedimenti con pressione normale di progetto 75.0 kN/m<sup>2</sup>

- Cedimento dopo T anni 10.0
- Cedimento totale 3.715 cm

Questi risultati dimostrano la buona portanza dei terreni in due condizioni di carico diverse e quindi la possibilità di edificabilità dell'area con fondazioni tradizionali.

Questi valori 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 rifatti per ogni singolo lotto con nuove prove specifiche.

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

1. Lo scavo di fondazione dovrà in ogni caso evitare terreni di riporto o suoli contenenti elementi organici vegetali quali radici;
2. L'eventuale innalzamento del terreno sarà in ogni caso realizzato con materiale inerte idoneo (stabilizzato, frantumato di calcestruzzo o getto magro);
3. Nel caso di fondazioni a platea superficiali, lo scavo di fondazione deve essere realizzato con forma convessa per evitare che le acque superficiali si infiltrino nel sottosuolo e ristagnino sotto la fondazione;
4. Tutti gli eventuali piani interrati o seminterrati dovranno essere impermeabilizzati;
5. Le acque superficiali che attualmente sono drenate dai fossetti perimetrali, una volta finito l'intervento dovranno essere regimate dal reticolo fognante urbano.

Casadio Mario