



# CITTA' DI LUCCA

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

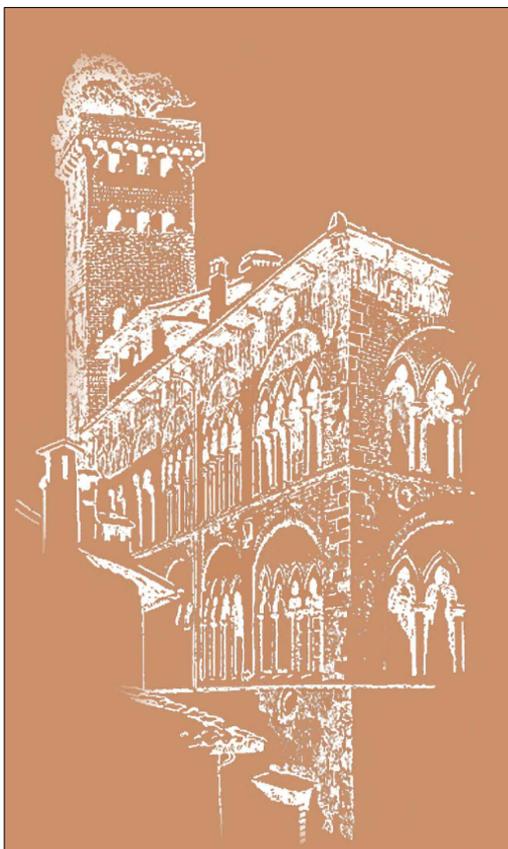
SETTORE DIPARTIMENTALE 6 - PROMOZIONE E TUTELA DEL TERRITORIO

PROGRAMMA REGIONALE FESR 2014-2020

**“PROMOZIONE E VALORIZZAZIONE DELLA RETE DEI GRANDI ATTRATTORI CULTURALI MUSEALI”**  
ASSE V CULTURA - AZIONE 6.7.1 - AREA TEMATICA: **IL MEDIOEVO IN TOSCANA: LA VIA FRANCIGENA**  
DECRETO DIREZIONE CULTURA E RICERCA DELLA REGIONE TOSCANA N°6621 DEL 22.07.2016

## LUCCA, PALAZZO GUINIGI - LA VIA FRANCIGENA E IL VOLTO SANTO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA EDILIZIA, DI ACCESSIBILITA' E VALORIZZAZIONE  
CUP: J61B17000020004



### GRUPPO DI PROGETTAZIONE OPERE EDILI E IMPIANTISTICHE:

#### **A.T.P. NEMO & PARTNERS**

composta da:

#### **NEMOGRUPPO ARCHITETTI**

(Arch. Alessandra Barilaro, Arch. Luca Del Cucco,  
Arch. Davide Gamba, Arch. Giacomo Casalino)  
Via G.M. Cecchi, 21/B  
50126, Firenze (FI)  
P.IVA: 05893070481

#### **ARCH. SUSANNA FERRINI**

Via delle Fratte di Trastevere, 44/A  
00153, Roma (RM)  
P.IVA: 11620531001

#### **ARCH. FEDERICA ROMAGNOLI**

(giovane professionista in A.T.P.)  
Via E. Turba, 1  
00195, Roma (RM)  
C.F.: RMGFRC93A51H501W

PROGETTISTA E DIRETTORE LAVORI  
OPERE EDILI E IMPIANTISTICHE -  
CAPOGRUPPO MANDATARIO A.T.P.:

#### **ARCH. LUCA DEL CUCCO**

(nEmoGruppo architetti)

### OPERE STRUTTURALI:

PROGETTISTA E DIRETTORE LAVORI  
**ING. CLAUDIO FAVILLA**  
(ICF Ingegneria srl)

### RESTAURO:

DIRETTORE OPERATIVO RESTAURATORE  
(ex art. 22 del D.M. n. 154/2017)  
**DOTT.SSA MARIA SCALICI**  
(RED Studio società di ingegneria srl)

### RELAZIONE GEOLOGICA:

**DOTT. GEOLOGO CRISTIAN PIERONI**

### COMMITTENTE:

**CITTA' DI LUCCA**  
AMMINISTRAZIONE COMUNALE

### RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

**ARCH. GIOVANNI MARCHI**

## PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICA

N.TAV.:

# RGEO

DATA:  
**Marzo 2020**

SCALA:  
-

REV:  
**0**

FILE:  
**RGEO.pdf**



**PROVINCIA DI LUCCA**

**COMUNE DI LUCCA**



**Relazione Geologica relativa agli interventi previsti “Lucca, Palazzo Guinigi – La Via Francigena e il Volto Santo. Progettazione ed architettónica edilizia, di accessibilità e valorizzazione”**

**Committente:** Amministrazione comunale di Lucca

**Data:** 30 Ottobre 2019

Dott. Geol. Cristian Pieroni

---

## **INDICE RELAZIONE**

<b>1 – PREMESSA</b>	<b>2</b>
1.1 UBICAZIONE DELL'AREA OGGETTO DELLO STUDIO	2
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
1.3 STUDIO DEI VINCOLI E VERIFICA DELLE PERICOLISITA' E FATTIBILITA'	3
1.4 INDAGINI GEOLOGICHE ESEGUITE	4
<b>2 – RELAZIONE GEOLOGICA</b>	<b>5</b>
2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	5
2.2 INQUADRAMENTO IDRAULICO ED IDROGEOLOGICO	5
<b>3 – RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>7</b>
3.1 INTERVENTI IN PROGETTO E REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE	7
3.2 GEOLOGIA DEL SOTTOSUOLO	9
3.3 PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI E CARATTERISTICI DEL TERRENO	10
3.4 ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOFISICHE	12
3.4.1 INDAGINE SISMICA MASW: TEORIA E RISULTATI	12
3.5 ANALISI DEGLI STATI LIMITE	16
3.5.1 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	18
3.5.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO	23
3.5.3 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO	24
3.6 ASPETTI ED AZIONI SISMICHE	25
3.7 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	28
<b>4 – CONCLUSIONI</b>	<b>29</b>

## **ALLEGATI**

- TAV.1 – COROGRAFIA (Scala 1:10000)

-

---

## **1 – PREMESSA**

### **1.1 – UBICAZIONE AREA DI STUDIO**

Su incarico della committenza, comune di Lucca, è stato eseguito uno studio geologico nelle aree oggetto di intervento per i lavori: “Lucca, Palazzo Guinigi – La Via Francigena e il Volto Santo. Progettazione ed architettónica edilizia, di accessibilità e valorizzazione” di cui è stato approvato il progetto definitivo con delibera di giunta comunale N°211/2017, in cui si realizzan i seguenti interventi:

- Realizzazione di porticato fuori dall’attuale sagoma dell’edificio.
- Realizzazione di tettoia per camminamento con copertura.
- Installazione di nuovo ascensore (comprensivo di vano strutture e di apparecchiature).
- Realizzazione di pergola/gazebo.



L’indagine è stata indirizzata quindi a determinare le caratteristiche geologo-geotecniche, la morfologia, l’assetto idraulico-idrogeologico e sismico dei terreni in entrambe le aree ed in un loro significativo intorno, al fine di definire la fattibilità degli interventi in progetto.

---

## **1.2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nella presente relazione, per valutare attentamente e in modo dettagliato i punti da analizzare per lo svolgimento dello studio, si è tenuto conto delle seguenti normative in vigore:

- D.M. 17/01/2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Circolare del 02/02/2009 – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM del 14/01/08;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27/07/2007- Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale;
- Eurocodice 8 – 1998 – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura 2003);
- Eurocodice 7.2 – 2002 - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) - UNI;
- Eurocodice 7.3 – 2002 - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in situ (2002) - UNI;
- D.P.G.R. n. 36/R del 09/07/09 - “Regolamento di attuazione dell’art. 117, commi 1 e 2 della legge regionale 03/01/2005 n.1 (Norme per il governo del territorio)”;
- D. Leg. n. 152/06 “Testo Unico sull’Ambiente” e successive modifiche ed integrazioni;
- D.L. n.52/99 e succ. modifiche, D.L. n.31/01 e Linee Guida per la tutela delle acque destinate al consumo umano G.U. del 03/01/2003;
- L.R. n.20/06: “Norme per la tutela delle acque dall’inquinamento”.
- D.P.G.R.T. n. 46/R dell’08/09/2008 – “Regolamento di attuazione della L.R. 31 maggio 2006, n 20 (Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento)”.
- L.R.T. n.39/00 “Legge Forestale della Toscana” e Regolamento di attuazione n.48 dell’08/08/2003;
- D.P.G.R. n. 48/R del 08/08/2003 (Regolamento Forestale della Toscana);
- D.G.R.T. n.878 del 08/10/2012 – “Classificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14/09/2005 e Ord. PCM. 3519 del 28/04/2006 pubblicata sulla G.U. dell’11/05/2006”;
- Piano Assetto Idrogeologico (P.A.I. - Bacino Fiume Serchio aggiornato al Marzo del 2013);
- Piano Strutturale e/o Regolamento Urbanistico comunale.

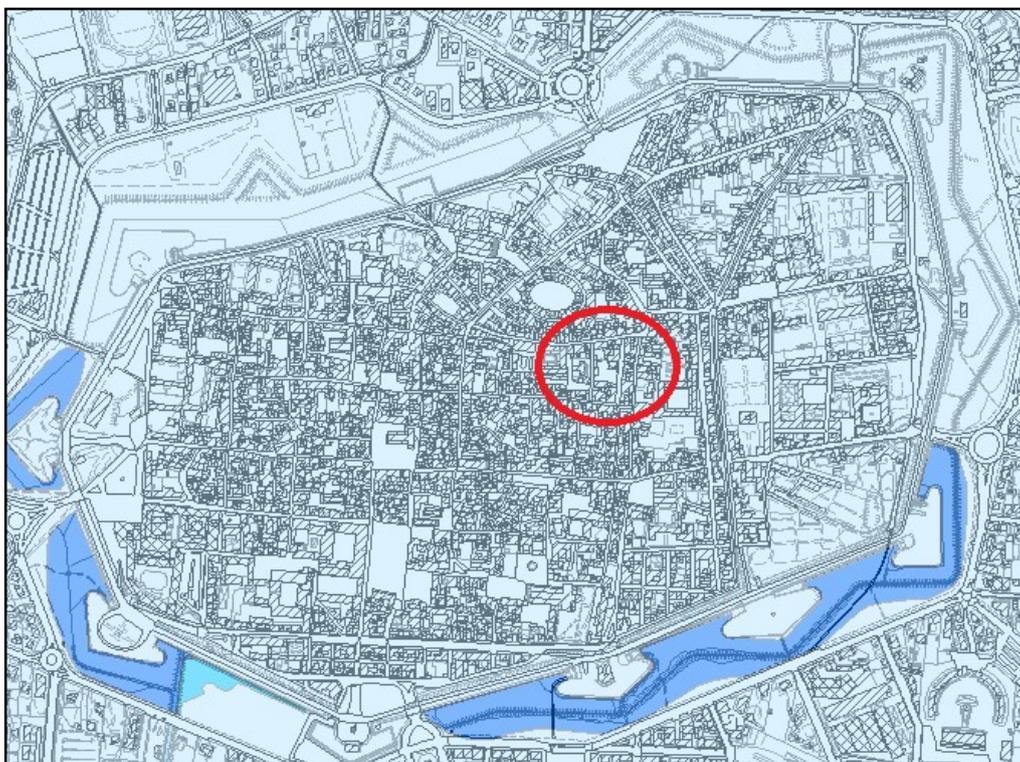
---

### **1.3 – STUDIO DEI VINCOLI E VERIFICA DELLE PERICOLOSITÀ**

Secondo la cartografia tematica di corredo al Piano Strutturale, l'area interessata da tale intervento ricade in Classe di Classe di Pericolosità Idraulica **BASSA (P1)**, non classificata invece la pericolosità geomorfologica in quanto la situazione è quella di pianura.

Secondo il Piano Assetto Idrogeologico (P.A.I. - Bacino Fiume Serchio) adottato nel Marzo 2013 per la rimozione delle situazioni a rischio idrogeologico più alto – Misure di salvaguardia per le aree a pericolosità molto elevata ed elevata l'intero lotto ricade nelle **Aree di fondovalle e/o pianeggianti con eventuali problemi relativi alla capacità portante dei terreni ed ai cedimenti.**

L'area non si trova all'interno delle aree sottoposte a tutela del Vincolo Idrogeologico secondo R.D. n.3267/1923 e L.R. 39/2000 e s.m.i.



La recente riclassificazione sismica (D.G.R.T. n. 878 del 8/10/2012) colloca il territorio della Città di Lucca in **Zona 3** con accelerazione convenzionale compresa tra a 0,05-0,15 g.

Secondo l'ex D.P.G.R. n. 36/R - “Regolamento di attuazione dell’art. 117, commi 1 e 2 della legge regionale 03/01/2005 n.1 (Norme per il governo del territorio)” l'intervento in progetto si colloca in **Classe di Indagine 3**.

Classe di indagine	Volume lordo [mc.]	Altezza in gronda [m.]	Indagine
1	$VL < 150$	$hg < 6,00$	Considerazioni di natura geologica, geofisica e geotecnica basate su indagini da allegare in copia <u>già eseguite</u> in prossimità dell'intervento o desunte da studi. Le considerazioni debbono essere adeguatamente motivate.
2	$150 \leq VL < 1.500$	$hg < 10,00$	La categoria del suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante indagini geofisiche o prove geotecniche elaborate. <u>Le indagini sono effettuate nel sito oggetto di studio o in aree adiacenti caratterizzati dagli stessi contesti geologici.</u> Se sono presenti problematiche di versante deve essere prodotta la verifica di stabilità del pendio e del complesso opera-pendio.
3	$1.500 \leq VL < 6.000$	$hg < 20,00$	<b>La categoria del suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante indagini geofisiche <u>eseguite nel sito oggetto di studio.</u> La definizione dei parametri geotecnici è basata su sondaggi geognostici. Se sono presenti problematiche di versante c.s..</b>
4	$VL \geq 6.000$	$hg \geq 20,00$	La categoria del suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante <u>prove geosismiche in foro.</u> La definizione dei parametri geotecnici è basata su sondaggi geognostici (attrezzati con inclinometri se la zona ricade in classe di pericolosità G.4). Se sono presenti problematiche di versante c.s..

---

#### **1.4 – INDAGINI GEOLOGICHE ESEGUITE**

In base al contesto vincolistico in cui ricade l'area e considerando la classe d'uso in cui ricadono le opere, a seguito di diversi sopralluoghi volti alla valutazione dell'assetto geologico, sono state utilizzate le seguenti tipologie di prove al fine di ottenere i parametri geotecnici del sottosuolo e l'assetto litostratigrafico e sismico della zona:

**n. 1 indagine sismica attiva P/SH**, per la determinazione del profilo sismostratigrafico svolta nel cortile grande esterno;

**n. 1 indagine sismica attiva congiunta MASW-ESAC** (Multichannel Analysis of Surface Waves), per la determinazione dei profili di velocità Vs nel sottosuolo svolta nel cortile grande interno;

**n. 4 indagine sismica attiva MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), per la determinazione dei profili di velocità Vs nel sottosuolo svolta nel piccolo cortile interno;

**n. 8 indagini sismiche passive HVSR** per determinare la frequenza di risonanza di sito e della struttura del palazzo sui diversi piani.

**n.3 prove penetrometriche dinamiche medie (DPM)**, spinta fino a rifiuto strumentale per determinare le caratteristiche geotecniche del terreno.

---

## **2 - RELAZIONE GEOLOGICA**

### **2.1 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

Dal punto di vista strutturale la pianura di Lucca corrisponde ad un'ampia depressione tettonica, prolungamento verso Sud-Est del "graben" del Serchio.

Tale depressione, interessata successivamente da subsidenza, fu colmata inizialmente (Pliocene÷Pleistocene) da depositi lacustri principalmente argillosi e in epoca più recente (Olocene) modellata ed alluvionata dal F. Serchio attraverso il corso principale ed i rami derivati, almeno fino al XVI secolo d.C.: dopo tale periodo tutto il sistema fluviale della piana venne regimato con una serie di interventi idraulici che hanno portato alla situazione attuale, con il Serchio arginato e pensile rispetto alla pianura.

La Piana di Lucca è pertanto costituita da terreni di origine alluvionale depositati prevalentemente dal Fiume Serchio.

Tali depositi, attribuibili al Quaternario recente, mostrano frequenti variazioni di facies, sia in senso verticale che orizzontale, anche se è in generale riconoscibile la seguente successione stratigrafica tipo, con, dall'alto verso il basso:

- Sedimenti prevalentemente fini (limo-argilloso-sabbiosi), depositati nelle fasi di colmamento ed impaludamento della pianura (Olocene) dello spessore di circa 6÷7 m;
- Depositi prevalentemente grossolani (ghiaie, ciottoli e sabbie), riferibili ai paleocorsi del F. Serchio, dello spessore di circa 7÷8 m;
- Depositi quaternari medio fini e fini sino alla profondità di circa 25 m;
- Ghiaie e sabbie fino alla profondità di 33 m da cui iniziano i depositi più antichi fluviali e lacustri fino a profondità superiori ai 300 m.

---

## **2.2 – INQUADRAMENTO IDRAULICO ED IDROGEOLOGICO**

La struttura idrogeologica locale è molto semplice: con riferimento alla successione dei terreni di cui al punto precedente i depositi grossolani costituiscono l'acquifero della piana lucchese, protetto superiormente dalla copertura di terreni fini e limitato inferiormente dai depositi fluvio-lacustri.

Dal punto di vista idrogeologico le ghiaie e sabbie sono sede di un acquifero in pressione, il cui livello piezometrico si colloca mediamente, nel corso dell'anno, tra le profondità di 0.5 e 2.0 m.

La falda presente nell'acquifero è stata oggetto, a partire dai primi anni '70, di numerosi rilievi piezometrici a media scala (1:25.000), i quali indicano per lo più una direzione di flusso di falda da N verso S sotto un gradiente medio dello 0.73 ‰.

Sempre dalle conoscenze idrogeologiche generali sulla piana di Lucca sono estrapolabili, per l'acquifero nell'area in esame, i seguenti valori di trasmissività (**T**) e di coefficiente di immagazzinamento (**S**):

$$\mathbf{T} = 5 \times 10^{-2} \text{ mq/sec} \quad \mathbf{S} = 5 \times 10^{-5}$$

Rispetto alle condizioni di vulnerabilità intrinseca dell'acquifero all'inquinamento, l'area manifesta, secondo il metodo SINTACS1, una vulnerabilità alta, la quale rappresenta una condizione di vulnerabilità largamente presente nella piana lucchese.

A questo proposito è però opportuno precisare che le condizioni di artesianità della falda, unitamente alla presenza di una copertura di terreni a bassa permeabilità di almeno 6.5 m, minimizzano la possibilità che inquinanti di basso peso specifico possano veicolare dalla superficie fino in falda.

---

### **3 - RELAZIONE GEOTECNICA**

#### **3.1 – INTERVENTO IN PROGETTO E REQUISITI PRESTAZIONALI DELL'OPERA**

Gli interventi in progetto consistono:

- Realizzazione di porticato fuori dall'attuale sagoma dell'edificio.
- Realizzazione di tettoia per camminamento con copertura.
- Installazione di nuovo ascensore (comprensivo di vano strutture e di apparecchiature).
- Realizzazione di pergola/gazebo.

Per poter procedere ad un'analisi geotecnica da un punto di vista sismico, bisogna innanzitutto stabilire 5 caratteristiche fondamentali degli interventi in esame.

- 1 **Tipo di costruzione** a seconda delle caratteristiche funzionali dell'opera;
- 2 **Vita nominale VN** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.  
Generalmente questo valore deve essere indicato dal progettista in base al tipo di costruzione prevista come riportato in tabella:

<b>TIPI DI COSTRUZIONE</b>		<b>Vita Nominale VN (in anni)</b>
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤10
2	<b>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</b>	<b>≥50</b>
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

- 3 **Classi d'uso** nelle quali vengono suddivise le costruzioni in presenza di azioni sismiche:
  - Classe I: *"Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli"*
  - Classe II: *"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.(...) Ambienti ad uso residenziale."*
  - Classe III: *"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente.(...) Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".*

- Classe IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. (...) Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica".;

**4** Coefficiente d'uso Cu definito al variare della classe d'uso come mostrato nella tabella sottostante:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE Cu	0,7	1,0	1,5	2,0

**5** Periodo di riferimento dell'azione sismica VR espresso dalla seguente equazione:

$$VR = VN \times Cu$$

Il valore minimo di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche è di 50 anni corrispondente ad opere con vita nominale inferiore o uguale ai 50 anni.

Nella seguente tabella sono riportati i valori VR in base alla vita nominale e alla classe d'uso dell'opera:

VITA NOMINALE VN	VALORI DI VR			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤10	35	35	35	35
≥50	≥35	≥50	≥75	≥100
≥100	≥70	≥100	≥150	≥200

Per riassumere possiamo classificare gli interventi in progetto come una costruzioni:

**Tipo 3 (Opere Ordinarie)**

**VN≥50 anni**

**Classe d'uso III** con **Cu = 1,5**

Periodo di riferimento dell'azione sismica **VR≥50**.

---

### **3.2 – GEOLOGIA DEL SOTTOSUOLO**

La geologia del sottosuolo è stata dedotta dal rilevamento geologico eseguito sul luogo e dalle indagini geognostiche e geofisiche eseguite.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari.

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 prova penetrometrica permette inoltre di riconoscere lo spessore delle coltri poste su substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

La geologia del sottosuolo, a seguito della prove penetrometriche eseguite, può essere quindi sintetizzata con il seguente modello geotecnico:

<b>PROVA PENETROMETRICA (DPM) P1</b>	
<b>PROFONDITA' (m da p.c.)</b>	<b>DESCRIZIONE - LITOTIPO DI RIFERIMENTO</b>
0.0 ÷ -4.30	Terreno prevalentemente sabbioso-limoso – <b>LITOTIPO 1</b>
-4.30 ÷ -7.40	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti sciolti – <b>LITOTIPO 2</b>
-7.40 ÷ -12.50	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti mediamente addensati – <b>LITOTIPO 3</b>
Da -12.50	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti addensati – <b>LITOTIPO 4</b>

<b>PROVA PENETROMETRICA (DPM) P2</b>	
<b>PROFONDITA' (m da p.c.)</b>	<b>DESCRIZIONE - LITOTIPO DI RIFERIMENTO</b>
0.0 ÷ -4.80	Terreno prevalentemente sabbioso-limoso – <b>LITOTIPO 1</b>
-4.80 ÷ -7.90	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti sciolti – <b>LITOTIPO 2</b>
-7.90 ÷ -13.10	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti mediamente addensati – <b>LITOTIPO 3</b>
Da -13.10	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti addensati – <b>LITOTIPO 4</b>

<b>PROVA PENETROMETRICA (DPM) P3</b>	
<b>PROFONDITA' (m da p.c.)</b>	<b>DESCRIZIONE - LITOTIPO DI RIFERIMENTO</b>
0.0 ÷ -3.20	Terreno prevalentemente sabbioso-limoso – <b>LITOTIPO 1</b>
-3.20 ÷ -6.70	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti sciolti – <b>LITOTIPO 2</b>
-6.70 ÷ -11.70	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti mediamente addensati – <b>LITOTIPO 3</b>
Da -11.70	Alternanza di ghiaia e ciottoli da subarrotondati ad arrotondati centimetrico decimetrici con meno diffusi elementi a maggiori dimensioni in matrice di sabbie e limi talora prevalenti addensati – <b>LITOTIPO 4</b>

---

### **3.3 –PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI E CARATTERISTICI DEL TERRENO**

Dalle prove penetrometriche effettuate, sono stati ricavati i parametri geotecnici nominali medi.

Successivamente secondo il **D.M. 17/01/2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni**, in base ai parametri nominali medi ricavati sono stati calcolati i parametri geotecnici caratteristici.

Per il calcolo dei parametri caratteristici è stata utilizzata la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} - 1.645 \left( \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

dove:  $x_k$  = valore caratteristico,  $\bar{x}$  = valore medio dei valori nominali e il rapporto  $(\sigma/\sqrt{n})$  rappresenta la covarianza.

Nelle tabelle seguenti sono stati indicati i parametri geotecnici nominali medi ed i relativi parametri caratteristici e di seguito i rapporti di prova risultanti dall'elaborazione con il software Dynamic Probing della Geostru:

<b>PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI – DPM 1</b>						
<b>LITOTIPO</b>	<b><math>\gamma</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\gamma_s</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Dr (%)</b>	<b>E Mpa</b>	<b>Nspt</b>
<b>LITOTIPO 1</b>	13.70	18.30	28	40	-	4
<b>LITOTIPO 2</b>	14.30	18.70	29.5	49	-	9
<b>LITOTIPO 3</b>	15.30	19.40	32	56.9	15.80	17
<b>LITOTIPO 4</b>	16.30	19.80	33.8	58	19	24

<b>PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI – DPM 2</b>						
<b>LITOTIPO</b>	<b><math>\gamma</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\gamma_s</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Dr (%)</b>	<b>E Mpa</b>	<b>Nspt</b>
<b>LITOTIPO 1</b>	14	18.60	28.9	51	-	6

---

<b>LITOTIPO 2</b>	14.30	18.80	29.6	48	-	9
<b>LITOTIPO 3</b>	15.30	19.30	31.9	55	15.70	17
<b>LITOTIPO 4</b>	16	19.80	33.8	57	18.90	24

<b>PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI – DPM 2</b>						
<b>LITOTIPO</b>	<b><math>\gamma</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\gamma_s</math> KN/ m<sup>3</sup></b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Dr (%)</b>	<b>E Mpa</b>	<b>Nspt</b>
<b>LITOTIPO 1</b>	13.80	18.40	28.2	44.6	-	4
<b>LITOTIPO 2</b>	14.40	18.80	29.7	53	-	9
<b>LITOTIPO 3</b>	15.30	19.30	31.8	57	15.65	17
<b>LITOTIPO 4</b>	16	19.80	33.6	57.4	18.65	23

Legenda:  $\gamma$  = Peso di volume,  $\gamma_s$  = Peso di volume saturo,  $\phi$  = Angolo di attrito interno, **Dr** = Densità relativa, **E** = Modulo di Elasticità, **Nspt** = Valore correlato con prova SPT

---

### **3.4 – ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOFISICHE**

#### **3.4.1 – INDAGINE SISMICA MASW - ESAC : TEORIA E RISULTATI**

I metodi di prospezione sismica **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves) consentono di ottenere un modello verticale delle VS a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh, e non attraverso quelle di volume come invece accade per i metodi propri della sismica più tradizionale.

In particolare osservando le caratteristiche dispersive del sito e applicando opportune tecniche di inversione è possibile stimare alcune proprietà meccaniche del sottosuolo in condizioni di sollecitazione sismica.

È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più una unica velocità, ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda.

Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità.

Questo comportamento viene definito dispersione in frequenza ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie.

Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico-matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati sovrapposti con caratteristiche elastiche lineari.

Per ogni strato si devono definire quattro parametri: lo spessore  $H$  dello strato, ad esclusione dell'ultimo considerato infinito; la densità  $\rho$  dello strato; la velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  all'interno dello strato; il coefficiente di Poisson.

A partire dai parametri del sottosuolo è quindi possibile ricavare le proprietà dispersive delle onde di Rayleigh, per il sito in esame.

Quanto detto rappresenta il problema diretto: quello cioè che a partire dalla conoscenza delle caratteristiche del terreno permette di descrivere la dispersione delle onde di Rayleigh.

Nella prospezione occorre invece affrontare il problema inverso: a partire dalla curva di dispersione rilevata, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri meccanici e sismici.

La procedura utilizzata può essere suddivisa in tre fasi:

---

**Acquisizione:** registrazione e osservazione dei dati sismici “grezzi” contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;

**Processing:** trattamento dei dati attraverso filtraggio e altre tecniche finalizzate all'estrazione delle caratteristiche di dispersione, in particolare espresse come velocità di fase in funzione della frequenza (Spettro FP);

**Inversione:** uso di un modello del terreno che permette di ricavare un profilo monodimensionale della velocità delle onde S ed altri parametri in funzione della profondità.

In base alle indagini sismiche effettuata quindi e alle cartografie a disposizione, è stato possibile ricavare più sequenze sismo-stratigrafiche relativamente all'area d'indagine, con suddivisione in strati aventi analoghe caratteristiche della velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali, nei primi 30 metri di profondità (**VS30**).

Nella relazione tecnica allegata vengono illustrate la teoria completa, le acquisizioni eseguite e il risultato dell'elaborazione congiunta **MASW-ESAC**.

La media delle  $V_s$  ricavata dall'inversione delle MASW è pari a circa **300 m/sec**.

Secondo la recente normativa sismica (**OPCM n.3274** del 20/03/03, **D.M.14/09/05** e succ. **D.M. 17/01/18**), non essendoci la presenza di un substrato roccioso ( $V_s > 800$  m/s) entro i 30 m di profondità, il suolo di fondazione da considerare è di tipo **C**.

---

### **3.5 – ANALISI DEGLI STATI LIMITE**

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata.

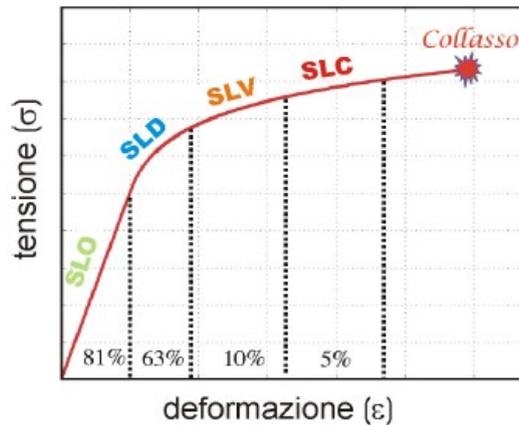
Si parla di stato limite ultimo (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione.

Il termine stato limite di esercizio (SLE) viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile.

Si può quindi affermare che il superamento degli Stati Limiti Ultimi è irreversibile e si definisce collasso, mentre il superamento degli Stati Limiti di Esercizio può avere carattere sia reversibile che irreversibile.

In presenza di azioni sismiche, gli Stati limite da considerare sono:

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato limite di previsione del collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.



La seguente tabella mostra la probabilità di superamento nel periodo  $V_R$  ( $P_{VR}$ ) in 4 casi di stati limite:

Stati Limite		Probabilità di superamento $P_{VR}$
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Introducendo la definizione di periodo di ritorno  $T_R$ , definito dalla formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -Cu \frac{V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

è possibile ottenere per i vari stati limite il valore di  $T_R$  in funzione di  $V_R$  come riportato in tabella:

Stati Limite		$T_R$ (in anni) al variare di $V_R$
Stati Limite di Esercizio	SLO	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi	SLV	$T_R = 9,50V_R$
	SLC	$T_R = 19,50V_R \leq 2475 \text{ anni}$

---

### **3.5.1 – STATO LIMITE ULTIMO (SLU)**

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali” di sicurezza tramite l’equazione

$$\mathbf{E_d \leq R_d}$$

Dove:

$E_d$  = Valore di progetto dell’effetto delle azioni (carichi)

$R_d$  = Resistenza di progetto (resistenza del terreno) valutata in base alla resistenza dei materiali ed alle grandezze geometriche

Dati dalle seguenti formule:

Effetto delle azioni di progetto  $E_d$ :

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Resistenza di progetto  $R_d$ :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

L’effetto e la resistenza di progetto sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L’effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente dall’espressione:

$$\mathbf{E_d = E_k \times \gamma_E}$$

Il  $\gamma_R$  presente nell’equazione per la resistenza di progetto è un coefficiente che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Il verificarsi di una situazione di collasso può dipendere da tre fattori principali; l’equilibrio, la struttura ed il terreno. Nell’analisi degli stati limiti ultimi si dovrà quindi tener conto delle seguenti verifiche:

- Stato limite di equilibrio (EQU) – considera la struttura, il terreno o l’insieme del corpo rigido struttura-terreno;

- Stato limite di resistenza della struttura (STR) – riguarda gli elementi fondazionali e di sostegno della struttura;
- Stato limite di resistenza del terreno (GEO) – riguarda il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e sostegno e per tutte le strutture che interagiscono con il terreno.

Nelle verifiche degli stati ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare due diversi approcci progettuali:

#### Approccio 1 (DA1)

Si utilizzano due combinazioni di coefficienti parziali di sicurezza, una per il dimensionamento strutturale e una per quello geotecnico:

*Combinazione 1: A1+M1+R1* (STR)

*Combinazione 2: A2+M2+R2* (GEO)

Dove:

An = azioni (carichi) Mn = resistenza dei materiali (Terreno) Rn= resistenza globale del sistema

#### Approccio 2 (DA2)

Si impiega un'unica combinazione di coefficienti che tiene conto sia dei limiti ultimi strutturali che di quelli geotecnici:

*Combinazione unica: A1+M1+R3* (STR+GEO)

Dove:

An = azioni (carichi) Mn = resistenza dei materiali (Terreno) Rn= resistenza globale del sistema

Le tabelle di seguito riportate ci forniscono i valori dei coefficienti An, Mn ed Rn:

- Coefficienti parziale per le azioni o per l'effetto delle azioni (A1-A2):

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portanti) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Dove:

$\gamma G1$  = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti

$\gamma G2$  = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali

$\gamma Q1$  = coefficiente parziale delle azioni variabili

- Coefficienti parziali di sicurezza (M1-M2):

PARAMETRO		COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso nell'unità di volume	$\gamma_k$	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00
Resistenza alla compressione uniassiale	$q_u$	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60

- Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la verifica agli stati limite ultimi delle fondazioni:

VERIFICA	R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,8$	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$	$\gamma_R=2,1$

## FONDAZIONI

Per una schematizzazione si assume che il terreno sia dotato di una coazione  $C_u$  e di un angolo di attrito interno  $\varphi$ .

Le verifiche sono state effettuate in condizioni drenate sia statiche che dinamiche.

La formula da utilizzare per il calcolo della capacità portante (EC 7-8) è quella espressa da Brinch-Hansen:

$$q_f' = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + p_o' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

con:

$N_c, N_q, N_{\gamma}$  = fattori adimensionali di portanza

$s_c, s_q, s_{\gamma}$  = fattori di forma della fondazione

$d_c, d_q$  = fattori correttivi per la profondità del piano di posa

$i_c, i_q, i_{\gamma}$  = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi

$b_c, b_q, b_{\gamma}$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$g_c, g_q, g_{\gamma}$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio

---

Per la verifica dello stato limite ultimo di collasso per carico limite, per il sistema formato da terreno+fondazione, si assume come valore di  $R_d$  quello ricavato dalla seguente formula:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left[ s_c \frac{c'}{\gamma_{c'}} N_c + s_q p_o N_q + s_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right]$$

---

### **3.5.2 – STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**

#### **OPERE FONDAZIONALI**

Come fatto per l'analisi degli stati limite ultimi, si procederà ad una verifica degli stati limiti di esercizio per fondazioni superficiali e profonde.

Le fondazioni esercitano sul terreno delle azioni verticali che causano spostamenti del piano di posa, generalmente con valori significativamente diversi a seconda del punto che si prende in considerazione.

E' principalmente per questo motivo che le verifiche agli stati limite di esercizio risultano essere molto più restrittive rispetto a quelle degli stati limite ultimi viste in precedenza.

La verifica degli stati limite di esercizio si basa sul calcolo dei valori degli spostamenti e delle distorsioni e prevede che sia rispettata, da ciascun livello di stato limite di esercizio, la seguente formula:

$$E_d \leq C_d$$

Dove:

$E_d$  = Risultato del calcolo del cedimento in cm indotto dalla combinazione delle azioni

$C_d$  = Valore limite del cedimento che un'opera può subire

Per procedere con la verifica si prenderanno in considerazione i cedimenti verticali calcolati in corrispondenza del punto centrale e dello spigolo della fondazione.

Suddividendo il terreno in strati, partendo dalla base del piano d'imposta della fondazione fino ad una profondità di circa -5 m, aventi moduli riportati nella tabella dei parametri geotecnici; i cedimenti sono stati calcolati tramite la seguente formula:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n H_o m_v \Delta P$$

Dove:

$\Delta H$  = cedimento in cm

$H_o$  = spessore iniziale dello stato i-esimo

$m_v$  = coefficiente di compressibilità volumetrica       $\Delta P$  = incremento di pressione alla

mezzeria dello strato i-esimo

---

### **3.5.3 – COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO**

Il coefficiente di reazione del terreno, detto anche costante di sottofondo o coefficiente di  $c$  indicato come  $K_1$  [kgf/cm<sup>2</sup>].

La costante di sottofondo rappresenta una forza esercitata sul suolo elastico alla Winkler, su un'area di 1 cm<sup>2</sup> che provoca l'abbassamento di 1 cm.

Per suolo alla Winkler si intende un suolo puramente ideale, paragonabile ad un letto di molle, un terreno perfettamente elastico, che ha la comodità di essere usato con facilità nei calcoli e presenta sufficienti attinenze alla maggioranza dei casi reali.

Tale metodologia consente un primo approccio al problema o una soluzione rapida e sbrigativa a casi che con altri approcci si rivelerebbero molto complessi ed onerosi.

Tale costante non è affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo.

Da precedenti considerazioni emerge come questa grandezza  $K_1$  sia molto spesso tutt'altro che costante per una fondazione ampia, che coinvolge una volumetria di terreno poco omogenea.

Occorrono molte e costose indagini geotecniche per appurare con esattezza il valore più idoneo.

In assenza di prove specifiche il coefficiente di sottofondo di Winkler ( $k_s$ ) può essere dedotto da fonti bibliografiche.

In particolare nel nostro caso, trattandosi di terreni con Sabbia e Limi, è risultato un **coefficiente di Winkler** di circa **2.1 kgf/cm<sup>3</sup>** calcolato utilizzando la metodologia suggerita da BOWLES.

<b>Caratteristiche del terreno</b>	<b>Ks kgf/cm<sup>3</sup></b>	<b>Ks kN/m<sup>3</sup></b>
Terreno argilloso compatto	1.8 – 3.6	18000 - 36000
<b>Terreni eterogenei sabbie limi ed argille umidi</b>	<b>2.0 – 3.5</b>	<b>20000 - 35000</b>
Terreno argilloso molto compatto	3.6 – 7.2	36000 – 72000
Terreno argilloso duro	> 7.2	>72000
Terreno con sabbia sciolta	0.7 – 2.1	7000 – 21000
Terreno con sabbia media	2.1 – 10.8	21000 - 108000
Terreno con sabbia densa	10.8 – 36.0	108000 - 360000
Terreno con ghiaia mediamente addensata	10.0 – 30.0	100000 - 300000
Terreni rocciosi	> 30.0	>300000

---

### **3.6 – ASPETTI DELLE AZIONI SISMICHE**

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Questa probabilità viene definita dal **D.M. 17/01/18** come “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ ” ( $P_{VR}$ ).

In base al D.M. 14/01/08 la stima della pericolosità sismica del sito in costruzione viene esaminata attraverso un approccio “sito dipendente” e l’azione sismica è definita in termini di:

- **ag** – Accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;
- **Se(T)** – ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente data dalla seguente relazione:

$$Se(T) = ag * S * \eta * Fo$$

Dove:

**Fo** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

**$\eta$**  = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5% mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)^3} = 1$$

**S** = coefficiente che tiene conto della categoria di suolo di fondazione ( $S_s$ ) e delle condizioni topografiche ( $ST$ ) attraverso la relazione:

$$S = S_s * ST$$

I parametri sismici dedotti dall’interpolazione sulla maglia con superficie rigata tramite l’utilizzo del programma “*Spettri NTC ver. 1.0.3*” sono riportati nella tabella sottostante:

<b>Coordinate sito</b>	<b>LATITUDINE</b>	<b>LONGITUDINE</b>
<b>WGS84</b>	43.843832	10.507031
<b>ED 50</b>	43.844794	10.508032

<b>STATO LIMITE</b>	<b>T<sub>R</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>	<b>F<sub>o</sub></b>	<b>T<sub>C</sub></b>
<b>SLO</b>	30	0,043	2,545	0,236
<b>SLD</b>	50	0,053	2,554	0,251
<b>SLV</b>	475	0,129	2,371	0,290
<b>SLC</b>	975	0,164	2,383	0,295

Ss ed ST vengono desunti dalle seguenti tabelle:

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Ss</b>	<b>Cc</b>
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori ad 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3m.	1,00	1,00
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	$1,00 \leq 1,40 - 0,40$ $F_o (ag/g) \leq 1,20$	$1,10 (T_c)^{-0.20}$
C	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i></b>	<b><math>1,00 \leq 1,70 - 0,60</math></b> <b><math>F_o (ag/g) \leq 1,50</math></b>	<b><math>1,05 (T_c)^{-0.33}</math></b>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.	$0,90 \leq 2,40 - 1,50$ $F_o (ag/g) \leq 1,80$	$1,25 (T_c)^{-0.50}$
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10$ $F_o (ag/g) \leq 1,60$	$1,15 (T_c)^{-0.40}$
<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>		<b>ST</b>
<b>T1</b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>		<b>1,0</b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$		1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$		1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$		1,4

---

### **3.7 – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE**

Per quanto riguarda la verifica alla liquefazione, essendo presente un terreno prevalentemente composto da depositi ciottolosi e frammenti di arenaria in matrice limosa-sabbiosa, tale condizione non permette che si possa instaurare questo tipo di problematica per cui ne risulta che il terreno d'imposta delle opere in progetto non è suscettibile alla liquefazione.

---

## **4 - CONCLUSIONI**

### **GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA**

Dal punto di vista geologico e geomorfologico, gli interventi in progetto, presentano delle criticità evidenziate dalle indagini geofisiche e geognostiche effettuate.

Infatti allo **stato attuale della conoscenza**, le indagini sismiche evidenziano dei disturbi del segnale, evidenziate nel sismogramma, in alcuni geofoni, che potrebbero indicare la presenza di vuoti sotterranei, a testimonianza anche della infissione delle punte delle prove penetrometriche, le quali presentavano successivi colpi nulli (0- 1) per ogni 10 cm, per spessori anche superiore al metro.

**Per gli interventi in progetto, quali:**

- **Realizzazione di porticato fuori dall'attuale sagoma dell'edificio.**
- **Realizzazione di tettoia per camminamento con copertura.**
- **Installazione di nuovo ascensore (comprensivo di vano strutture e di apparecchiature),**
- **Realizzazione di pergola/gazebo**

**Si ritiene opportuno approfondire con indagini Elettriche – Radar per perimetrare con più precisione l'eventuale presenza di vuoti, la natura antropica o naturale (sinkole), e l'eventuale presenza o disturbo della falda idrica, una volta stabilito il posizionamento delle cavità, se queste non comporteranno particolari problematiche all'assetto geologico presente a grande scala, solo ad allora potremmo sciogliere la riserva sull'intervento ponendo un parere favorevole.**

Gli interventi previsti non andranno inoltre a modificare l'organizzazione idraulica.

### **GEOTECNICA E SISMICA**

Dalle indagini, in conformità all'Ordinanza n. 3274/03 ed al D.M. del 22/03/18, è stato possibile attestare la presenza di un suolo di fondazione di tipo C.

Gli interventi in progetto sono compatibili con l'assetto litotecnico, purchè, sia verificato che il dimensionamento delle strutture sia conforme con le caratteristiche dei terreni presenti, sia sotto gli aspetti di resistenza di progetto statica e dinamica (Rd) che sotto gli aspetti dei cedimenti (Cd) oltre che alla regolare presenza di un sistema adeguato per la regimazione delle acque.

Fatte salve le prescrizioni esposte, non sussistono pertanto vincoli di carattere geologico e idrogeologico in merito agli interventi oggetto.

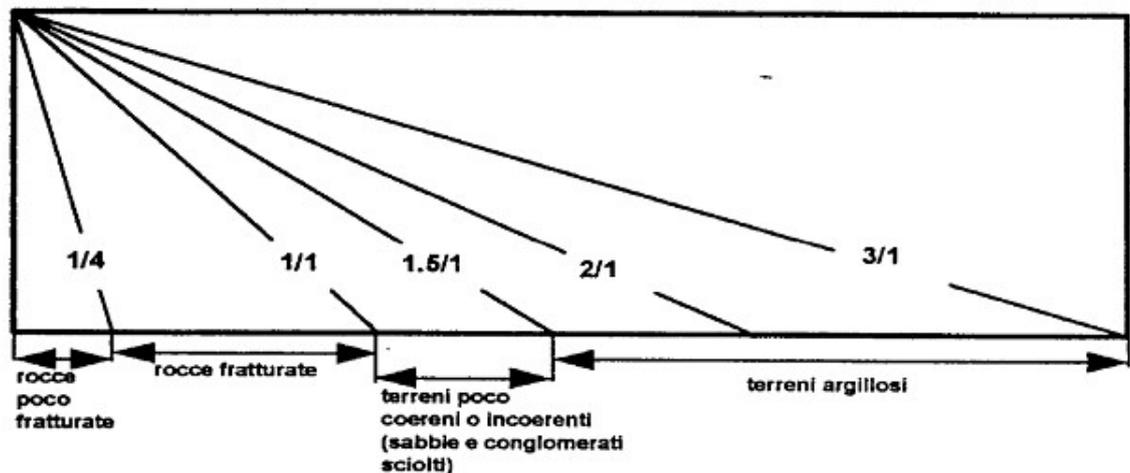
---

## FRONTE DI SCAVO

Durante la fase di scavo, l'eventuale fronte dovrà essere di dimensioni limitate, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti necessari a garantirne la stabilità, nel caso in cui quest'ultimo abbia una pendenza maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

- Eseguire qualunque tipo di operazioni in condizioni metereologiche tranquille, evitando di operare durante o dopo eventi metereologici intensi e non lasciando il fronte di scavo aperto per un intervallo di tempo troppo lungo.
- Limitare le operazioni di scavo allo stretto necessario, evitando un'eccessiva movimentazione di materiale.
- Il fronte di scavo dovrà rimanere aperto il tempo strettamente necessario alla buona realizzazione dell'opera.
- Durante le fasi di cantiere eventuali depositi temporanei di materiali terrosi e lapidei non devono essere posti in prossimità del fronte di scavo, al fine di evitare sovraccarichi su di esso.

Si propongono, nella figura seguente, gli angoli di scarpa da conferire al fronte di scavo, in funzione della tipologia del terreno per ottenere la sua stabilità.



- Lo scavo non dovrà in alcun modo interferire con il sistema fondazionale della struttura adiacente e dovrà essere eseguito mantenendo una profondità inferiore a quella di imposta della fondazione suddette.

Il materiale eventualmente non utilizzato dovrà essere trattato come di seguito descritto.

---

## **SCAVI e RIPORTI / TERRE E ROCCE DA SCAVO**

Il materiale eventualmente scavato dovrà essere risistemato in loco oppure interamente allontanato e gestito come rifiuto.

Ai sensi dell'articolo 186 del Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n. 152 (Norme in materia ambientale), così come modificato dal Decreto Legislativo 16 gennaio 2008 n. 4 (Ulteriori disposizioni correttive ed integrative del Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale), dalla Legge 28 gennaio 2009 n. 2 (Misure urgenti per il sostegno a famiglie, lavoro, occupazione e impresa e per ridisegnare in funzione anticrisi il quadro strategico nazionale) e dalla Legge 27 febbraio 2009 n. 13 (Conversione in legge, con modificazioni, del Decreto Legge 30 dicembre 2008, n. 208, recante misure straordinarie in materia di risorse idriche e di protezione dell'ambiente), il suolo ed il materiale allo stato naturale escavato nel corso dell'attività potrà essere riutilizzato allo stato naturale nello stesso sito in cui è stato scavato purché non sia in alcun modo contaminato nelle operazioni di movimentazione.

Il materiale scavato dovrà essere sistemato in strati, da costipare tramite ripetuti passaggi dei mezzi meccanici operanti in cantiere.

Per ottenere un buon grado di compattazione, si provvederà a separare dal materiale fine le frazioni litoidi di maggiori dimensioni che, ad ogni modo, potranno essere riutilizzate in loco per la sistemazione dell'area.

Una volta sistemato e compattato, il terreno di risulta andrà inerbito. Le operazioni di movimento terra dovranno essere realizzate al di fuori di fossi, impluvi e linee di sgrondo esistenti.

Qualora il materiale scavato o parte di esso non sarà riutilizzato nel sito dovrà essere allontanato e portato in discariche autorizzate.

Inoltre, durante le fasi di realizzazione dell'opera, il materiale di risulta non dovrà essere sistemato in prossimità dei fronti di scavo, in modo da evitare fenomeni di instabilità legati al sovraccarico.

Qualora fosse necessario riportare del materiale terroso, quest'ultimo dovrà rispettare le seguenti caratteristiche principali come previsto dall'art. 186 del D.L.152/2006 e successive modifiche del D.L.04/2008 e dell'art.20 della L.2/2009:

Non dovrà provenire da terreni di bonifica;

Dovrà essere certificato se proveniente da cave o qualificato analiticamente con un'indagine ambientale finalizzata alla valutazione degli elementi inquinanti principali (idrocarburi C>12, Hg, As,Cr, Pb, Cu, Cd, cianuri, IPA, PCB ecc...) qualora provenga da altri siti o cantieri;

Si dovrà dare comunicazione agli enti competenti circa l'autorizzazione del sito di provenienza ed il provvedimento autorizzativo del luogo in cui vengono utilizzati.

---

In base all'articolo 41 bis i materiali da scavo sono sottoposti al regime di cui all'articolo 184-bis del Dlgs 152/2006 (quindi al regime dei sottoprodotti e non a quello dei rifiuti) per qualunque quantitativo, proveniente da cantieri, le cui opere non sono soggette ad AIA o VIA, ma anche per quantità inferiori o uguali ai 6000 mc e opere soggette a VIA ed AIA.

Tutto ciò a condizione che il produttore attesti, attraverso una dichiarazione (dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà ai sensi del DPR 445/2000) alle sedi ARPAT territorialmente competenti, alcune condizioni fondamentali.

Si rimanda quindi al responsabile di tale procedura la valutazione del volume complessivo preciso di materiale movimentato ed il suo eventuale riutilizzo.

Durante l'esecuzione dei lavori, qualora emergessero problematiche geologiche non previste o ipotesi di varianti al progetto attuale, il sottoscritto dovrà essere informato dalla Direzione dei Lavori al fine di operare ulteriori accorgimenti necessari al permanere delle condizioni di stabilità dei terreni.

Barga, 30 Ottobre 2019

**Dott. Geologo Cristian Pieroni**

N°1766 Ordine dei Geologi della Regione Toscana SEZ. A

# COROGRAFIA

TAV. 1

Scala 1 :10,000

621,965

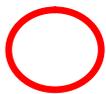
4,856,569



4,854,699

620,147.3

EPSG:25832



AREA DI INDAGINE