



# COMUNE DI LAURO

-Provincia di Avellino-

## PROGETTO ESECUTIVO

LAVORI DI SISTEMAZIONE E RIQUALIFICAZIONE DEL CIMITERO COMUNALE E  
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI. STRALCIO FUNZIONALE

Il Sindaco  
Dott. Antonio Bossone

PROGETTISTA:

**Arch. Giuseppina Guerriero**

Via Giulio Mora 9/E

83100 Avellino (AV)

email: g\_guerriero@hotmail.it



*Giuseppina Guerriero*

RUP:

**Arch. Diego Maria Troncone**

TAVOLA:

**Relazione Geotecnica e sulle  
Fondazioni**

ELABORATO:

**TAV. 19 ER**

Scala: varie

MAGGIO 2019

## Sommario

1 Normativa di riferimento .....	2
2 Premessa.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
Premessa.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
3 Descrizione delle opere in sito.....	4
Descrizione delle opere in sito.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
Preferenze di geotecnica.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
4 Problemi geotecnici e scelte tipologiche.....	8
Tipologia di fondazione.....	8
Pianta elementi di fondazione.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
4.1 Elementi di fondazione .....	9
4.1.1 Fondazioni di piastre .....	9
5 Programma delle indagini e delle prove geotecniche.....	10
Vista sondaggi .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
5.1 Sondaggi del sito .....	10
6 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito.....	11
6.1 Terreni .....	11
6.2 Idrogeologia .....	11
7 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica .....	11
Modello di fondazione.....	11
8 Verifiche delle fondazioni .....	14
8.1 Verifiche piastre e pareti C.A. ....	14
8.2 Pressioni terreno in SLU.....	17
8.3 Pressioni terreno in SLVf/SLUEcc .....	20
8.4 Pressioni terreno in SLE/SLD.....	21
9 Conclusioni.....	21

# 1 Normativa di riferimento

AGGIORNAMENTO "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018"  
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI  
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI  
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA)

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

EUROCODICE 8  
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

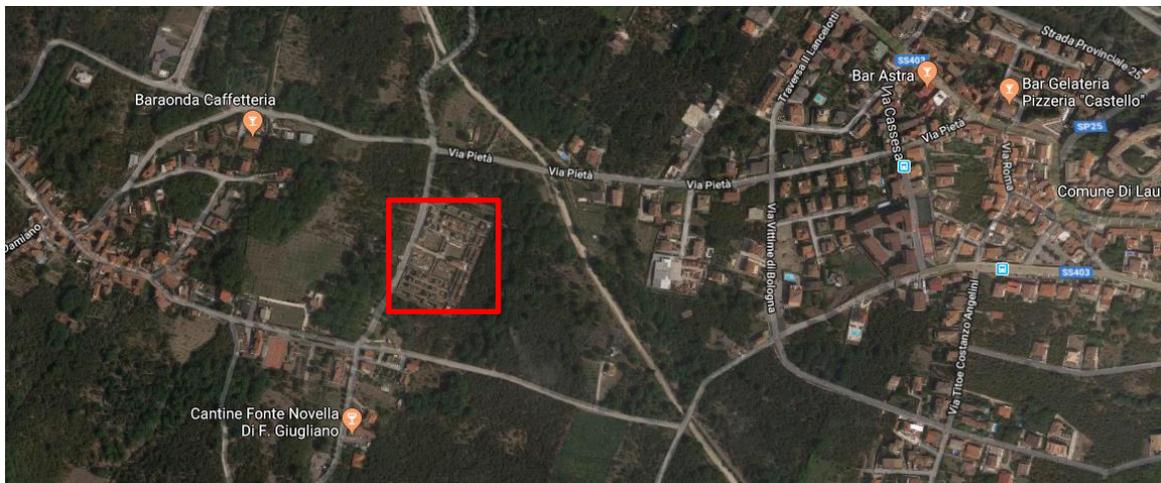
D.M. 11/03/1988  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

## 2 Premesse

La presente relazione, riguarda la realizzazione dell'ampliamento del cimitero comunale di Lauro (AV).

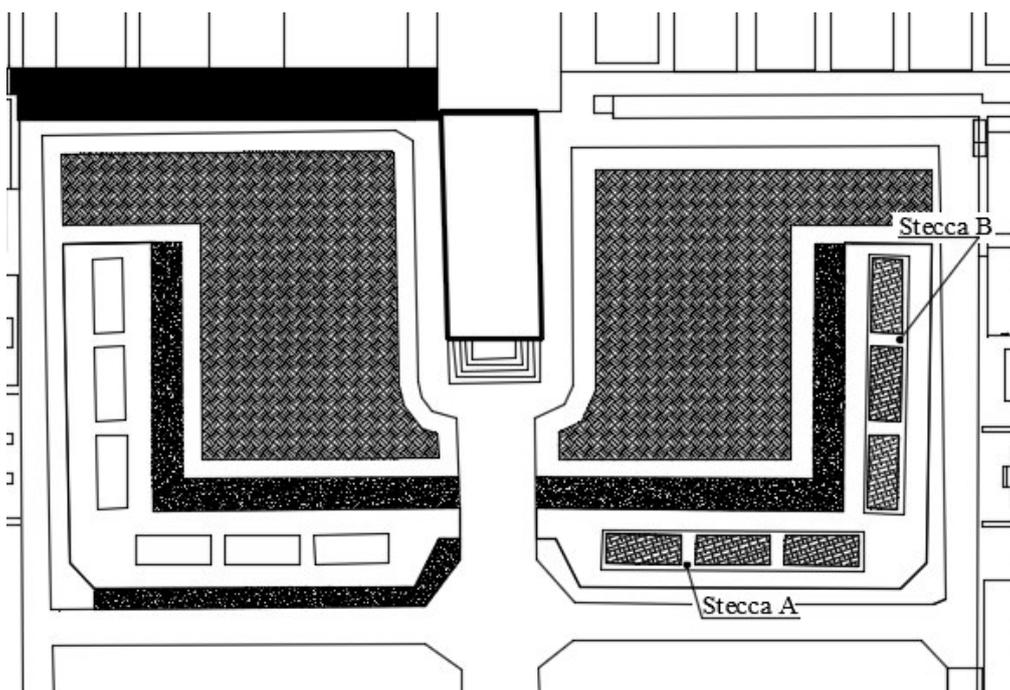
### 2.1 Descrizione generale dell'opera

L'area oggetto d'intervento viene evidenziata nell'orto-foto sottostante.



Nel complesso l'intervento ha l'obiettivo di realizzare n.104 loculi di dimensioni nette 2.30 x 0.87 x 0.75 (lunghezza x profondità x altezza) collocati in tre stecche, strutturalmente indipendenti (in progetto definite "stecca A/B" e "stecca C").

Le stecche A e B (identiche) sono caratterizzate da tre blocchi distinti, mentre, la stecca C da un solo blocco. Suddette stecche, caratterizzati da quattro livelli, posseggono una struttura in c.a. o. costituita da una fondazione superficiale a platea, indipendente l'una dall'altra, da cui si elevano pareti in c.a. di spessore 24 cm e 12 cm. Orizzontalmente sono disposte solette in c.a. da 10 cm. Dall'intersezione delle pareti e delle solette si individuano i 104 volumi afferenti i loculi.

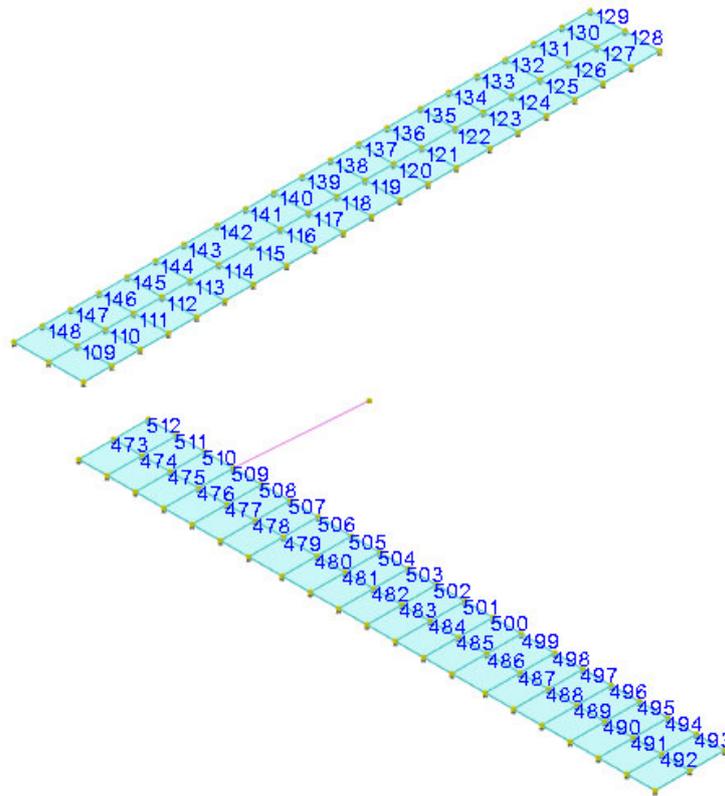


Planimetria Schematica

#### ➤ Nominativi

COMMITTENTE: Comune di Lauro (AV)

GEOLOGO: geol. Carmine Domenico Manganiello



Vista assometrica modello FEM struttura di fondazione

Per la caratterizzazione geotecnica del sito di intervento ci si è basati sulle indagini, prove e valutazioni riportate nella allegata Relazione Geologica allo scopo redatta dal dott. **Geol. Carmine Domenico Manganiello**, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania con numero 832.

## 3 Descrizione delle opere in sito

La campagna di indagini, costituita da saggi, prove e dati di letteratura, ha avuto la finalità, da una parte, di conoscere il volume di terreno interessato dagli scarichi fondali (volume significativo di terreno) e dall'altra, caratterizzare dal punto di vista sismico il sito di intervento (determinazione delle  $V_{s30}$ ). E' stato quindi possibile definire un modello geotecnico di sottosuolo capace di rappresentare con sufficiente accuratezza la risposta del suolo fondale rispetto alle azioni trasmesse dalla sovrastruttura nelle diverse condizioni di carico che la normativa impone.

La **struttura in oggetto** è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di  $V_n=50$  anni per una classe d'uso II, e quindi una vita di riferimento di 50 anni (§2.4.3).

L'opera è edificata in località Avellino, Lauro; Latitudine ED50 40.8792° (40° 52' 45"); Longitudine ED50 14.6331° (14° 37' 59"); Altitudine s.l.m. 187.83 m. (coordinate esatte: 40.8792 14.6331), punto che risulta corrispondere come zonazione sismica ad una Zona 2.

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma. I tre parametri fondamentali (accelerazione  $a_g$ , fattore di amplificazione  $F_0$  e periodo  $T^*$ ) si ricavano per ciascun nodo del del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento  $V_r$  della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $PV_r$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.1 del §3.2.1 della norma; i valori di  $PV_r$  forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere (cfr. anche il §C3.2.1). Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

PVr SLD (%)	63
Tr SLD	50
Ag/g SLD	0.0667
Fo SLD	2.317
Tc* SLD	0.31
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	475
Ag/g SLV	0.1824
Fo SLV	2.379
Tc* SLV	0.36

### Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (§3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - sabbie ed argille medie. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III).

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T1. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.IV).

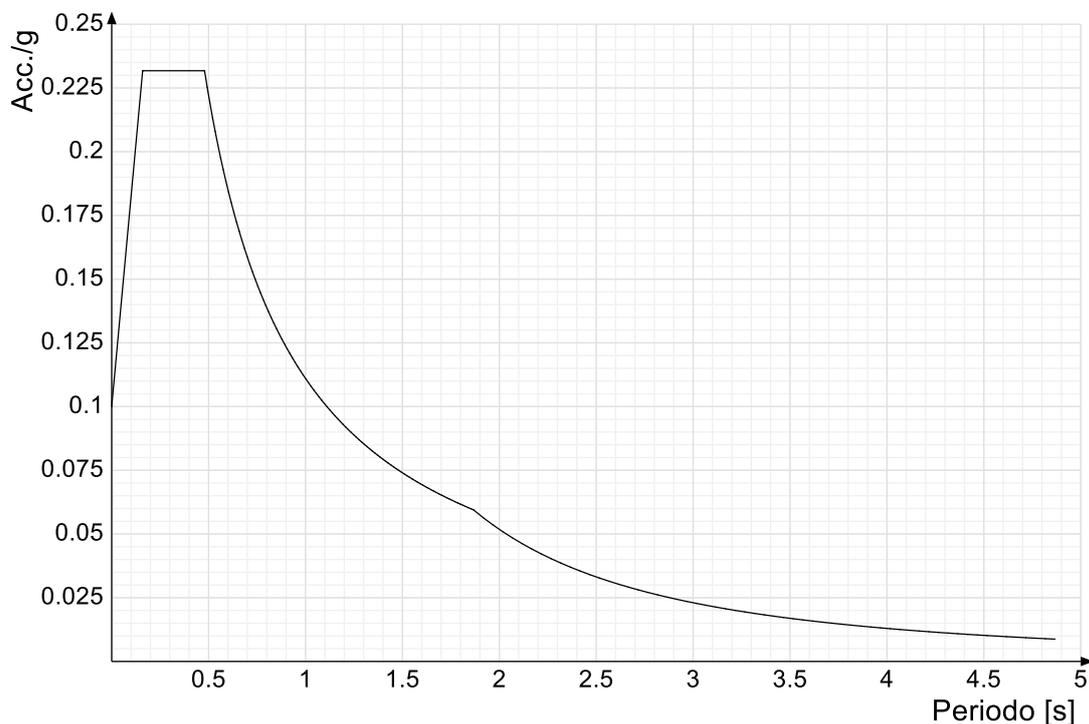
**Categoria T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

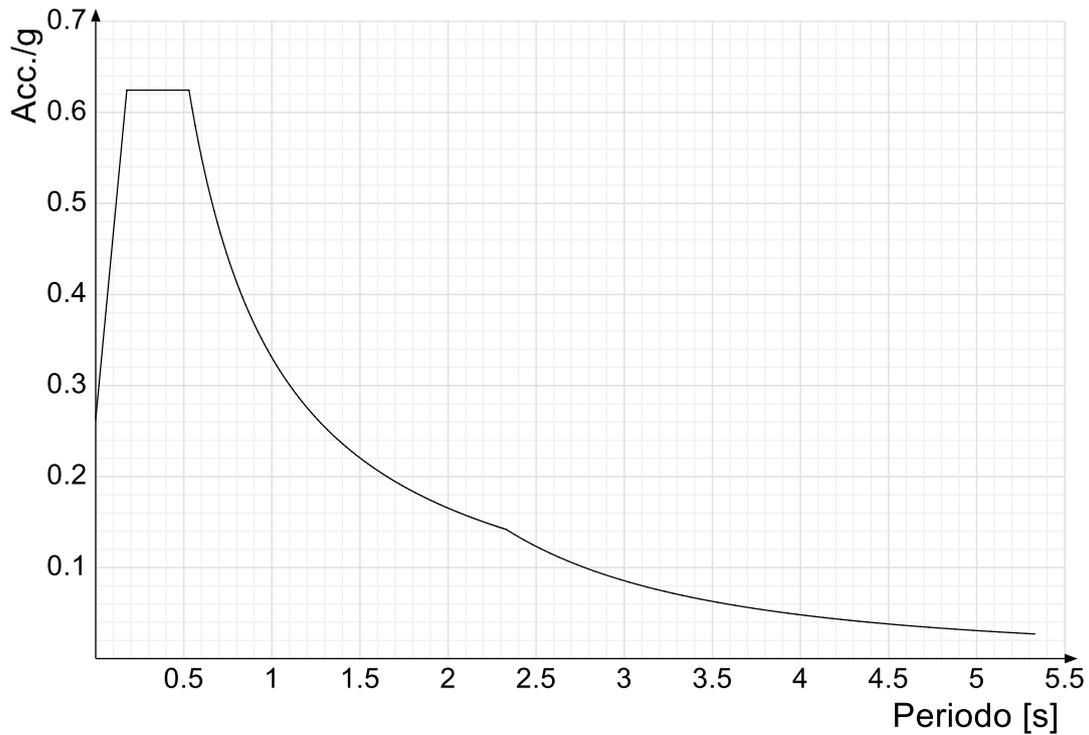
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.16	[s]
Tc orizzontale SLD	0.479	[s]
Td orizzontale SLD	1.867	[s]
Ss orizzontale SLV	1.44	
Tb orizzontale SLV	0.177	[s]
Tc orizzontale SLV	0.53	[s]
Td orizzontale SLV	2.329	[s]

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



## Parametri di analisi

Si è condotta una analisi di tipo Lineare dinamica su una costruzione di calcestruzzo.

Le parti strutturali in c.a. sono inquadrabili nella tipologia , con rapporto  $\alpha U/\alpha 1$  corrispondente a .

Si è considerata una classe di duttilità Non dissipativa, a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

Fattore di struttura per sisma X	1
Fattore di struttura per sisma Y	1
Fattore di struttura per sisma Z	1

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

Smorzamento viscoso (%)	5	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	

Nell'analisi dinamica modale si sono analizzati 5 modi di vibrare valutati secondo il metodo di Ritz.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nell'localizzazione delle masse, la normativa richiede di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale (§7.2.6), in aggiunta alla eccentricità naturale della costruzione, mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

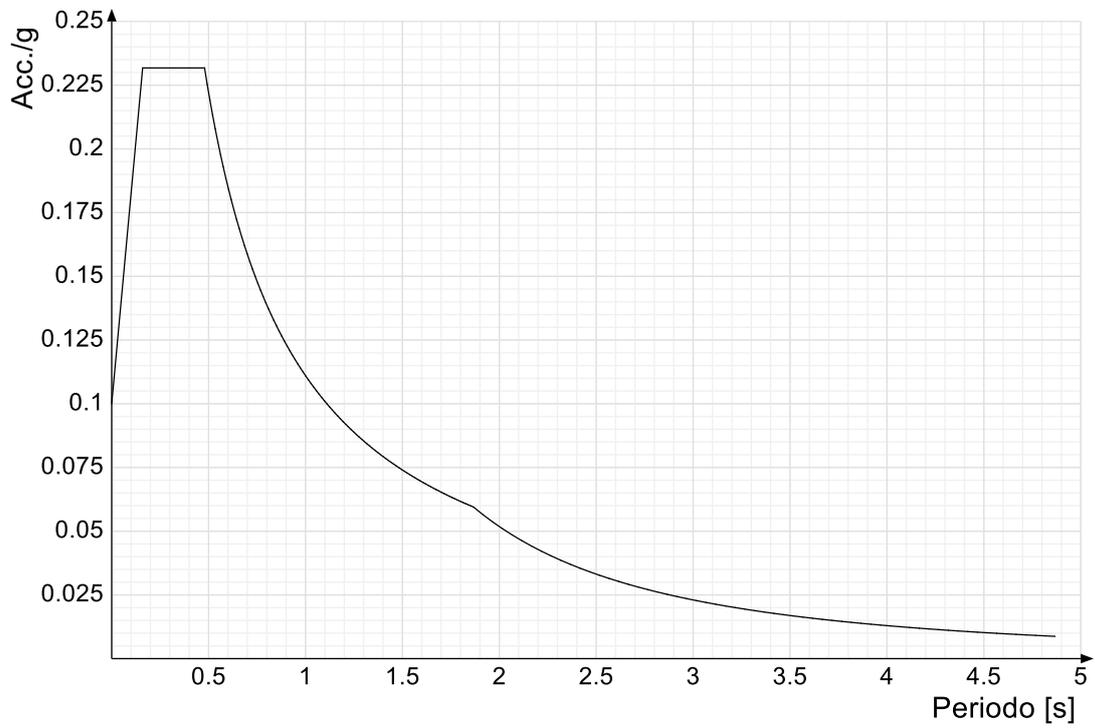
Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	86.1	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	13.9	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	82.1	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	9.9	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	82.1	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	9.9	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 3"	82.1	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 3"	9.9	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 4"	82.1	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 4"	13.9	[cm]

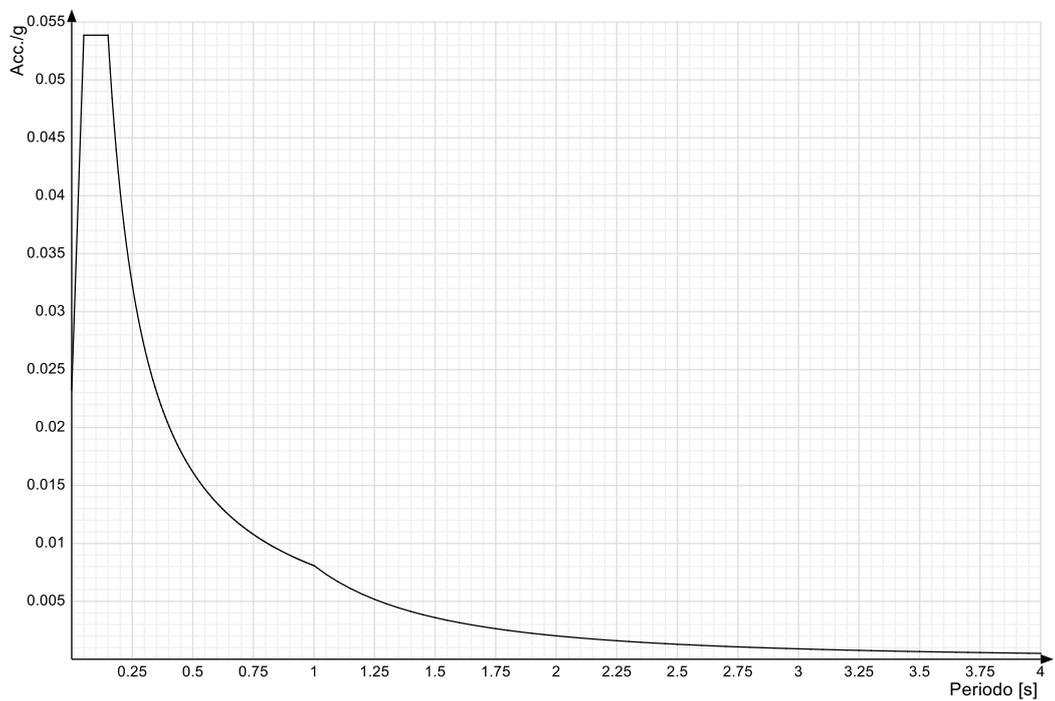
La torsione accidentale è stata applicata anche ai nodi della struttura appartenenti a piani flessibili, in aggiunta a quella sui piani dichiarati come infinitamente rigidi.

Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

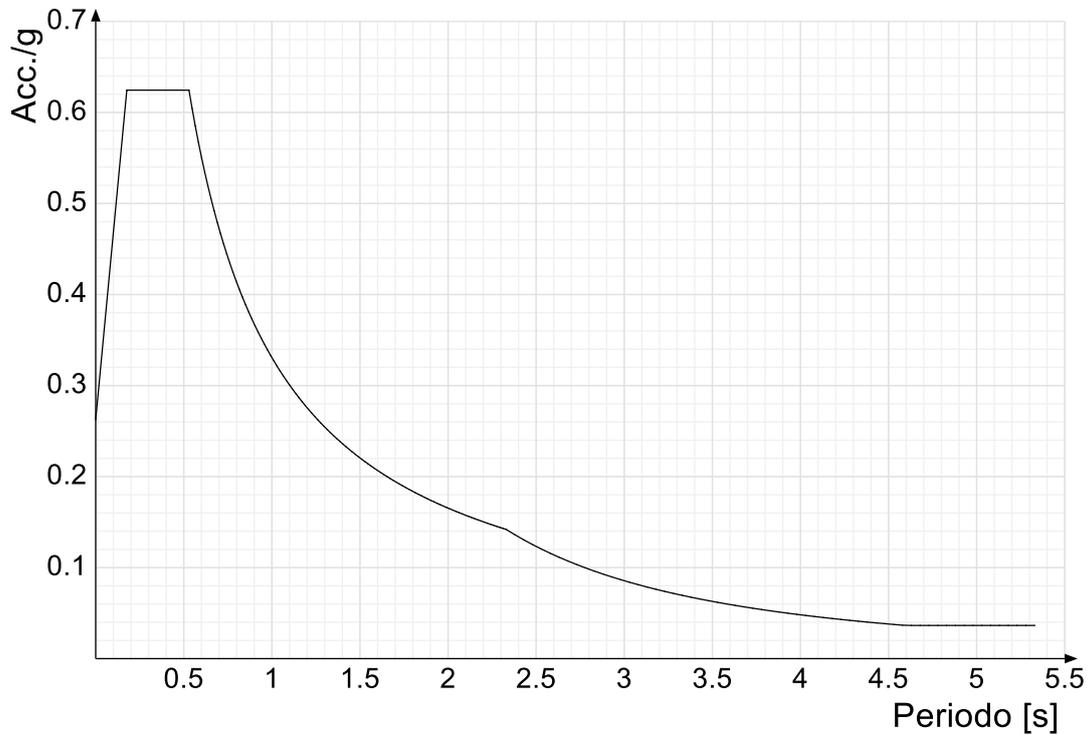
Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.4".



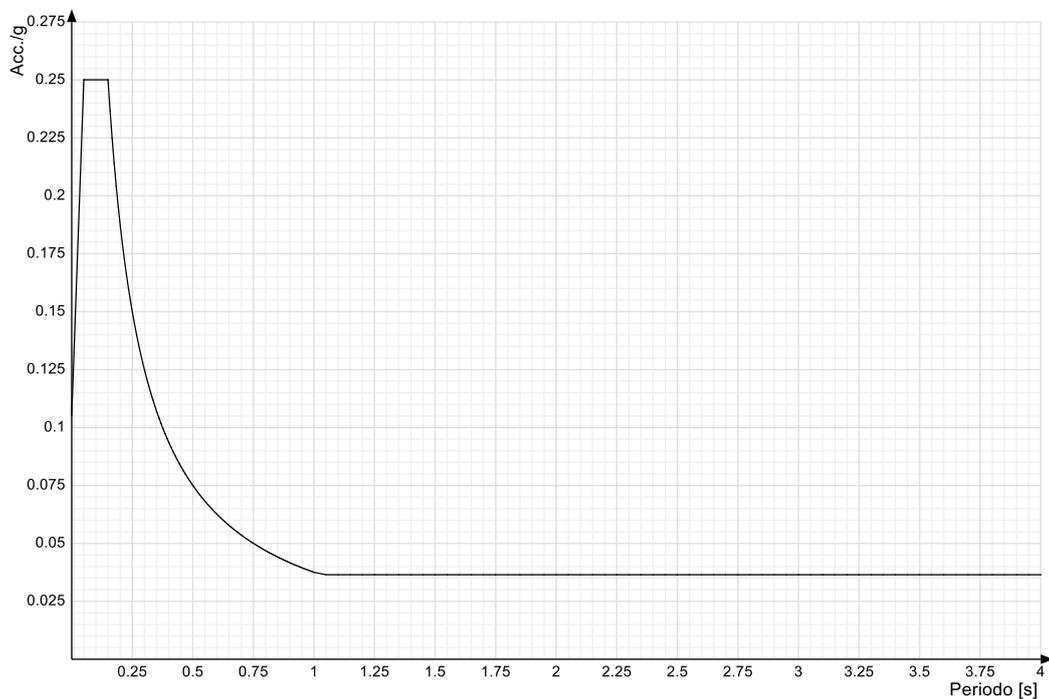
Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.4".



Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5". Questo spettro è valido anche per l'altra componente orizzontale, essendo coincidente.



Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".



## 4 Problemi geotecnici e scelte tipologiche

### Tipologia di fondazione

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidezza. In direzione orizzontale si è considerata una rigidezza pari a 0.5 volte quella verticale.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3	[ daN/cm <sup>3</sup> ]
K punta palo (default)	4	[ daN/cm <sup>3</sup> ]

Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della capacità portante	Vesic
Metodo di calcolo della pressione limite punta palo	Vesic

La resistenza limite offerta dai pali in direzione orizzontale e verticale è funzione dell'attrito e della coesione che si può sviluppare all'interfaccia con il terreno. Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	2.3
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7



Rappresentazione in pianta di tutti gli elementi strutturali di fondazione.

## 4.1 Elementi di fondazione

### 4.1.1 Fondazioni di piastre

**Descrizione breve:** descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli delle piastre di fondazione.

**Stratigrafia:** stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

**Sondaggio:** è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

**Estradosso:** distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]

**Deformazione volumetrica:** valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

**K verticale:** coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Limite compressione:** pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Limite trazione:** pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione breve	Stratigrafia			K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica			
FS1	Sondaggio	0		Da Stratigrafia (0.134)	Da Stratigrafia (4.654)	Da Stratigrafia (0)

# 5 Programma delle indagini e delle prove geotecniche

## 5.1 Sondaggi del sito

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 50

I valori sono espressi in cm

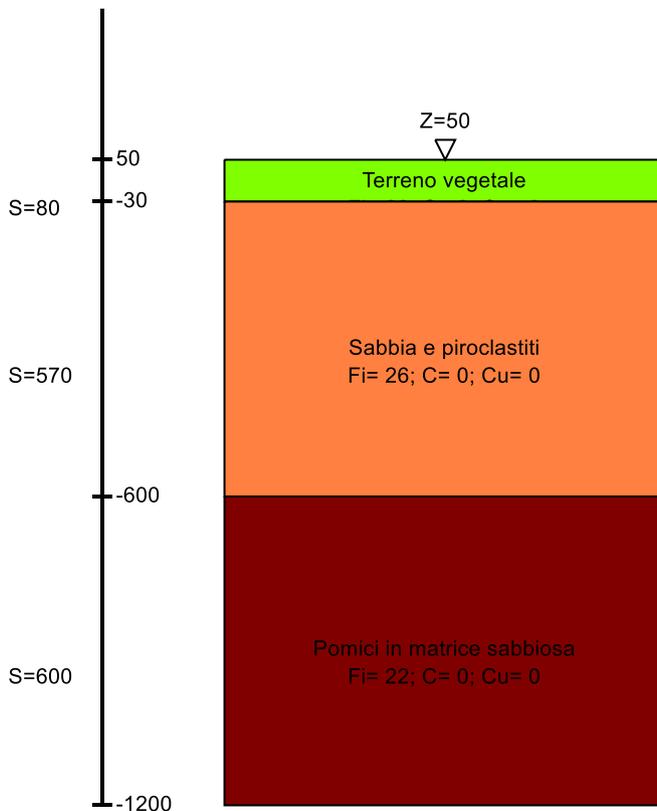


Immagine: Sondaggio

- ▽ Piano 4 (Z=345)
- ▽ Piano 3 (Z=255)
- ▽ Piano 2 (Z=170)
- ▽ Piano 1 (Z=85)
- ▽ Fondazione (Z=0)

### Stratigrafie

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** spessore dello strato. [cm]

**Kor,i:** coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kor,s:** coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,i:** coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,s:** coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Eel,s:** modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eel,i:** modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,s:** modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,i:** modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**CC,s:** coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i:** coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s:** coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i:** coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**E0,s:** indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**E0,i:** indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Terreno vegetale	80	1.5	1	1	1	43	43	38	38	0	0	0	0	0	0	1	1
Sabbia e piroclastiti	570	1.5	1	1	1	79	79	47	47	0	0	0	0	0	0	1	1

Terreno	Sp.	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Pomici in matrice sabbiosa	600	1.5	1	1	1	70	70	50	50	0	0	0	0	0	0	1	1

## 6 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

### 6.1 Terreni

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Coesione:** coesione del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Coesione non drenata:** coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Attrito interno:** angolo di attrito interno del terreno. [deg]

**δ:** angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]

**Adesione:** coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls. Il valore è adimensionale.

**K0:** coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

**γ naturale:** peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**γ saturo:** peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**E:** modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Poisson:** coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

**Rqd:** rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1]. Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Adesione	K0	γ naturale	γ saturo	E	Poisson	Rqd
Terreno vegetale	0	0	23	15	1	0.61	0.0014	0.0014	43	0.3	0
Sabbia e piroclastiti	0	0	26	17	1	0.56	0.0016	0.0016	79	0.3	0
Pomici in matrice sabbiosa	0	0	22	15	1	0.63	0.0013	0.0013	70	0.3	0
Detrito Calcareao	0	0	40	27	1	0.36	0.0019	0.0021	400	0.3	0

### 6.2 – Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di una falda acquifera a profondità tali da interferire con la fondazione (falda a profondità > 100 mt).

## 7 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

### Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

#### Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

Committente: Comune di Lauro (AV)

$N$  = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;  
 $T_x, T_y$  = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;  
 $\tan(\phi)$  = coefficiente di attrito terreno-fondazione;  
 $c_a$  = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;  
 $B, L$  = dimensioni della fondazione;  
 $\alpha$  = fattore di riduzione della spinta passiva;  
 $S_p$  = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;  
 $\gamma_{rs}$  = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento  $FS=R_d/E_d$  sia non minore di un prefissato limite.

### Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione ( $R_d$ ) ed il carico agente ( $E_d$ ), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

### Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

$\gamma$  = peso di volume efficace dello strato di fondazione;  
 $B$  = larghezza efficace della fondazione ( $B = B_f - 2e$ );  
 $L$  = lunghezza efficace della fondazione ( $L = L_f - 2e$ );  
 $c$  = coesione dello strato di fondazione;  
 $c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;  
 $q$  = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;  
 $s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;  
 $d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;  
 $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna;  
 Nel caso di piano di campagna inclinato ( $\beta > 0$ ) e  $\phi = 0$ , Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine  $0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$  con  $N_\gamma = -2 \cdot \tan \beta$   
 Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - tg\beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot tg\phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1\right); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1\right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

### Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione qult per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

### Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale kh, cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

## 8 Verifiche delle fondazioni

### 8.1 Verifiche piastre e pareti C.A.

**nod.:** nodo del modello FEM

**sez.:** tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

**B:** base della sezione

**H:** altezza della sezione

**Af+:** area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)

**Af-:** area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)

**c+:** copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)

**c-:** copriferro dal lato A (superiore per le piastre)

**sc:** tensione sul calcestruzzo in esercizio

**comb:** combinazione di carico

**c.s.:** coefficiente di sicurezza

**N:** sforzo normale di calcolo

**M:** momento flettente di calcolo

**Mu:** momento flettente ultimo

**Nu:** sforzo normale ultimo

**sf:** tensione sull'acciaio in esercizio

**Wk:** apertura caratteristica delle fessure

**Sm:** distanza media fra le fessure

**st:** sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

**fck:** resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

**fc:** resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo

**ftd:** resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo

**Hcr:** altezza critica

**q.Hcr:** \*quota della sezione alla altezza critica

**hw:** altezza della parete

**lw:** lunghezza della parete

**n.p.:** numero di piani

**hs:** altezza dell'interpiano

**Mxd:** momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)

**Myd:** momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)

**NEd:** sforzo normale di progetto

**MEd:** Momento flettente di progetto di progetto

**VEd:** sforzo di taglio di progetto

**Ngrav.:** sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali

**NReale.:** sforzo normale derivante dall'analisi

**VRcd:** resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo

**epsilon:** coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi

**alfaS:**  $MEd / (VEd * lw)$  formula 7.4.15

**At:** area tesa di acciaio

**roh:** rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

**rov:** rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

**VRsd:** resistenza a taglio della sezione con armature

**Somma(Asj)- Ai:** somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento

**csi:** altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione

**Vdd:** contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali

**Vfd:** contributo della resistenza per attrito

**Vid:** contributo delle armature inclinate presenti alla base

**VRd,s:** valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

**M01:** momento flettente inferiore per verifica instabilità

**M02:** momento flettente superiore per verifica instabilità

**etot:** eccentricità complessiva EC2 12.6.5.2 (12.12)

**Fi:** coefficiente riduttivo EC2 12.6.5.2 (12.11)

**l0:** lunghezza libera di inflessione

**beta:** coefficiente EC2 12.6.5.1 (12.9)

**Nrd:** resistenza di progetto EC2 12.6.5.2 (12.10)

**l,lim:** snellezza limite EC2 12.6.5.1 (4)

**At:** area di calcestruzzo del traverso in parete con blocco cassero in legno

**Vr,cls:** resistenza a taglio in assenza di armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno

**Mu:** momento resistente ultimo del singolo traverso in parete con blocco cassero in legno

**Hp:** resistenza a trazione dell'elemento teso in parete con blocco cassero in legno

**R:** fattore di efficienza in parete con blocco cassero in legno

**Vr,s:** contributo alla resistenza a taglio della armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno

**Vrd:** resistenza a taglio per trazione della diagonale in parete con blocco cassero in legno

**l:** luce netta della trave di collegamento

**h:** altezza della trave di collegamento

**b:** spessore della trave di collegamento

*d*: altezza utile della trave di collegamento

*Asi*: area complessiva della armatura a X

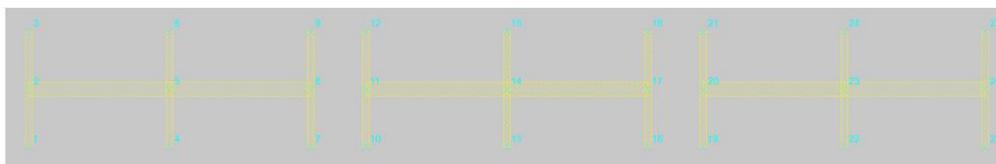
*M,plast*: momenti resistenti della trave a filo appoggio

*T,plast*: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

## Platea a "Fondazione" (stecca A / B)

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



### Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

### Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-861; -139; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

### Verifiche nei nodi

#### Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
490	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 16	-810562	0	-1012295	0	1.2489	Si
462	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 2	-810494	0	-1012295	0	1.249	Si
375	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 16	-804186	0	-1012295	0	1.2588	Si
581	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 13	-804179	0	-1012295	0	1.2588	Si
577	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 2	-804163	0	-1012295	0	1.2588	Si

#### Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrzd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
371	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 14	-8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0231	Si
375	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 1	8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0231	Si
581	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 4	8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0232	Si
577	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 15	-8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0232	Si
380	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 14	-8502	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0321	Si

#### Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
471	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153920	0	-3.5	112.1	15	Si
481	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153914	0	-3.5	112.1	15	Si
457	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153699	0	-3.5	112.1	15	Si
495	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153690	0	-3.5	112.1	15	Si
472	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	152278	0	-3.4	112.1	15	Si

#### Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
471	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	163215	0	44.5	3600	15	Si
481	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	163208	0	44.5	3600	15	Si
457	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	162981	0	44.5	3600	15	Si
495	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	162970	0	44.5	3600	15	Si
472	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	161450	0	44	3600	15	Si

### Verifiche geotecniche

#### Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; -50

Lato minore B dell'impronta: 278

Lato maggiore L dell'impronta: 1722

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 478716

#### Verifica di scorrimento sul piano di posa in combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 7

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente, nel sistema globale: 0; 0; -184758

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 0

Angolo di attrito di progetto: 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 5.46

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0

Resistenza di progetto: 51351.09

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 305626978906.05

**Verifica di scorrimento sul piano di posa in combinazioni sismiche**

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV FO 1

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente, nel sistema globale: -72994.8; -11976.9; -178743.1

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: -22.2

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: -3.8

Angolo di attrito di progetto: 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 5.46

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 73970.87

Resistenza di progetto: 74425.55

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.10

**Verifica di capacità portante sul piano di posa in combinazioni non sismiche**

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 34

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -249549.75

Resistenza di progetto: 809780.52

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 3.24

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente, nel sistema globale: 0; 0; -249549.7

Momento risultante agente, nel sistema globale: 0; 0.1; 0

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 0

Eccentricità del carico in direzione x globale: 0

Eccentricità del carico in direzione y globale: 0

Impronta al suolo (BxL): 1722 x 278

Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 278Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 1722

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 26

**Fattori di capacità portante**

Tipo	N	S	D	I	B	G	P	E
Coesione	22.25	1.09	1.07	1	1	1	1	1
Sovraccarico	11.85	1.08	1.06	1	1	1	1	1
Attrito	12.54	0.94	1	1	1	1	1	1

**Verifica di capacità portante sul piano di posa in combinazioni sismiche**

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV FO 8

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -178743.12

Resistenza di progetto: 187408.34

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.20

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente, nel sistema globale: -21898.3; 39923.6; -178743.1

Momento risultante agente, nel sistema globale: -10915235.4; -5365828.9; 0

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 12.6

Eccentricità del carico in direzione x globale: -30.02

Eccentricità del carico in direzione y globale: -61.07

Impronta al suolo (BxL): 1722 x 278

Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 155.87Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 1661.96

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 26

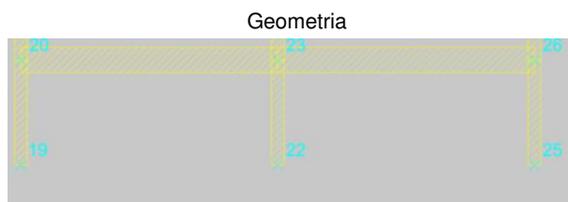
Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.08

**Fattori di capacità portante**

Tipo	N	S	D	I	B	G	P	E
Coesione	22.25	1.05	1.07	0.58	1	1	1	0.97
Sovraccarico	11.85	1.05	1.06	0.62	1	1	1	0.94
Attrito	12.54	0.96	1	0.48	1	1	1	0.94

# Platea a "Fondazione" (stecca C)

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



## Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

## Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-861; -139; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

## Verifiche nei nodi

### Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
490	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 16	-810562	0	-1012295	0	1.2489	Si
462	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 2	-810494	0	-1012295	0	1.249	Si
375	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	SLV FO 16	-804186	0	-1012295	0	1.2588	Si

### Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
371	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 14	-8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0231	Si
375	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 1	8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0231	Si
581	Y	100	50	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLV FO 4	8540	0	17278	17278	0	101592	2.5	5.655	2.0232	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
471	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153920	0	-3.5	112.1	15	Si
481	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153914	0	-3.5	112.1	15	Si
457	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE QP 2	153699	0	-3.5	112.1	15	Si

### Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
471	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	163215	0	44.5	3600	15	Si
481	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	163208	0	44.5	3600	15	Si
457	X	100	50	5.65	4.8	5.65	4.8	SLE RA 7	162981	0	44.5	3600	15	Si

## Verifiche geotecniche

### Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; -50

Lato minore B dell'impronta: 278

Lato maggiore L dell'impronta: 1722

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 478716

### Verifica di scorrimento sul piano di posa in combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 7

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente, nel sistema globale: 0; 0; -184758

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 0

Angolo di attrito di progetto: 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 5.46

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 0

Resistenza di progetto: 51351.09

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 305626978906.05

### Verifica di scorrimento sul piano di posa in combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV FO 1

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente, nel sistema globale: -72994.8; -11976.9; -178743.1

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: -22.2

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: -3.8

Angolo di attrito di progetto: 17

Resistenza passiva unitaria di progetto: 5.46

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 73970.87

Resistenza di progetto: 74425.55

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.10

**Verifica di capacità portante sul piano di posa in combinazioni non sismiche**

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 34

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -249549.75

Resistenza di progetto: 809780.52

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 3.24

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente, nel sistema globale: 0; 0; -249549.7

Momento risultante agente, nel sistema globale: 0; 0.1; 0

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 0

Eccentricità del carico in direzione x globale: 0

Eccentricità del carico in direzione y globale: 0

Impronta al suolo (BxL): 1722 x 278

Larghezza efficace (B'=B-2\*e): 278

Lunghezza efficace (L'=L-2\*e): 1722

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 26

**Fattori di capacità portante**

Tipo	N	S	D	I	B	G	P	E
Coesione	22.25	1.09	1.07	1	1	1	1	1
Sovraccarico	11.85	1.08	1.06	1	1	1	1	1
Attrito	12.54	0.94	1	1	1	1	1	1

**Verifica di capacità portante sul piano di posa in combinazioni sismiche**

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV FO 8

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -178743.12

Resistenza di progetto: 187408.34

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.20

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente, nel sistema globale: -21898.3; 39923.6; -178743.1

Momento risultante agente, nel sistema globale: -10915235.4; -5365828.9; 0

Angolo del carico rispetto l'asse x globale: 0

Angolo del carico rispetto l'asse y globale: 12.6

Eccentricità del carico in direzione x globale: -30.02

Eccentricità del carico in direzione y globale: -61.07

Impronta al suolo (BxL): 1722 x 278

Larghezza efficace (B'=B-2\*e): 155.87

Lunghezza efficace (L'=L-2\*e): 1661.96

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 26

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.08

**Fattori di capacità portante**

Tipo	N	S	D	I	B	G	P	E
Coesione	22.25	1.05	1.07	0.58	1	1	1	0.97
Sovraccarico	11.85	1.05	1.06	0.62	1	1	1	0.94
Attrito	12.54	0.96	1	0.48	1	1	1	0.94

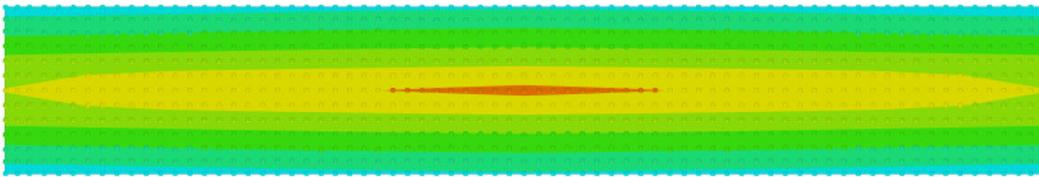
## 8.2 Pressioni terreno in SLU



	da -0.518 a -0.517
	da -0.519 a -0.518
	da -0.52 a -0.519
	da -0.521 a -0.52
	da -0.522 a -0.521
	da -0.523 a -0.522
	da -0.524 a -0.523
	da -0.525 a -0.524
	da -0.526 a -0.525
	da -0.527 a -0.526 [daN/cm <sup>2</sup> ]

Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.

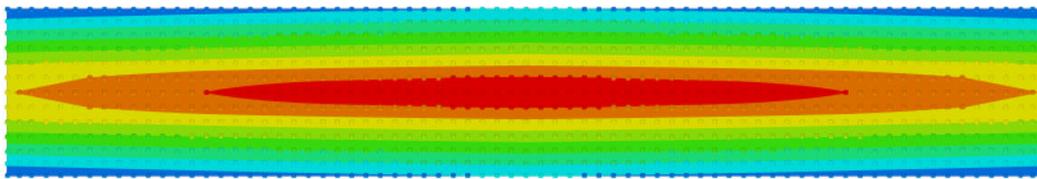
### 8.3 Pressioni terreno in SLVf/SLUEcc



	da -0.2 a -0.1
	da -0.3 a -0.2
	da -0.4 a -0.3
	da -0.5 a -0.4
	da -0.6 a -0.5
	da -0.7 a -0.6
	da -0.8 a -0.7
	da -0.9 a -0.8
	da -1 a -0.9
	da -1.1 a -1 [daN/cm <sup>2</sup> ]

Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLVf/SLUEcc.

## 8.4 Pressioni terreno in SLE/SLD



	da -0.38 a -0.36
	da -0.4 a -0.38
	da -0.42 a -0.4
	da -0.44 a -0.42
	da -0.46 a -0.44
	da -0.48 a -0.46
	da -0.5 a -0.48
	da -0.52 a -0.5
	da -0.54 a -0.52
	da -0.56 a -0.54 [daN/cm <sup>2</sup> ]

Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

## 9 Conclusioni

Il confronto operato tra le sollecitazioni agenti "Ed" e le relative resistenze di progetto "Rd", siano esse di *tipo "geotecnico puro"* o di tipo *"strutturale puro"*, ci ha consentito di accertare che le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Analogamente soddisfatte risultano le verifiche "SLE" (cedimenti, fessurazione c.a.).

Per quanto sopra specificato, si ritiene che la fondazione in studio possenga tutti i requisiti, sia in termini di capacità portante che di rigidità, richiesti dalla Normativa.

Il Tecnico