



Eparchia di  
**LUNGRO**



**REGIONE CALABRIA**

DIPARTIMENTO N.6-INFRASTRUTTURE,LAVORI PUBBLICI, MOBILITA'  
- SETTORE 5 - LAVORI PUBBLICI

**- PROGETTO ESECUTIVO -**

**COMPLETAMENTO DEL CENTRO PARROCCHIALE "SAN GIUSEPPE"  
IN CANTINELLA DI CORIGLIANO CALABRO**

L.R. N.44/2006 - D.G.R. N.91/2017

**-REALIZZAZIONE SPOGLIATOIO IN C.A.-**

**-ESECUTIVI DI CANTIERE-**

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

IL COMMITTENTE

IL VESCOVO

+S.E. Mons. Donato OLIVERIO

**TAV.23**

**Scala: ---**

Lungro li

PROGETTISTA  
**BLUE ENGINEERING S.R.L.**  
*ING. MARTINO RANGO*

CALCOLATORE  
& D.L.  
*ING. ANGELO VITERITTI*

---

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

(Ai sensi delle NTC - 2018)

### **1. Generalità.**

La presente relazione geotecnica si riferisce al progetto di iniziativa della EPARCHIA DI LUNGRO Il Vescovo +S.E. Mons. Donato OLIVERIO per:

*"realizzazione di un spogliatoi in c.a."*

*in Loc. Cantinella nel Comune di Corigliano - Rossano (CS).*

### **NUOVA NORMATIVA(in vigore)**

-D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)

-§6.4. Opere di fondazione in condizioni statiche

-§7.2.5, §7.11.5 Fondazioni in condizioni sismiche

Il Comune di Corigliano Rossano (CS) ricade in zona sismica 2.

La tipologia strutturale è riconducibile a una struttura in c.a.

La tipologia delle fondazioni è a T rovesce in c.a.

L'approccio seguito per le verifiche geotecniche è ***l'Approccio 2.***

Il Calcolatore e D.L.

Ing. Angelo Viteritti

---

*La relazione geotecnica si basa nel rispetto delle disposizioni nazionali e regionali in materia di edificabilità in zona sismica, che hanno attestato la compatibilità tra le previsioni del progetto di costruzione in oggetto e le condizioni morfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area in esame. A tal proposito si ricorda che il territorio comunale Corigliano Rossano di è stato dichiarato zona sismica 2 (già zona sismica di II categoria).*

*Nella relazione geologica è messo in risalto che l'area in esame si configura come una zona subpianeggiante con inclinazione  $<15^\circ$ , con terreni composti prevalentemente da materiale sabbioso, ghiaioso e limoso.*

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultime.

**GEO:** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

### **Verifiche GEO**

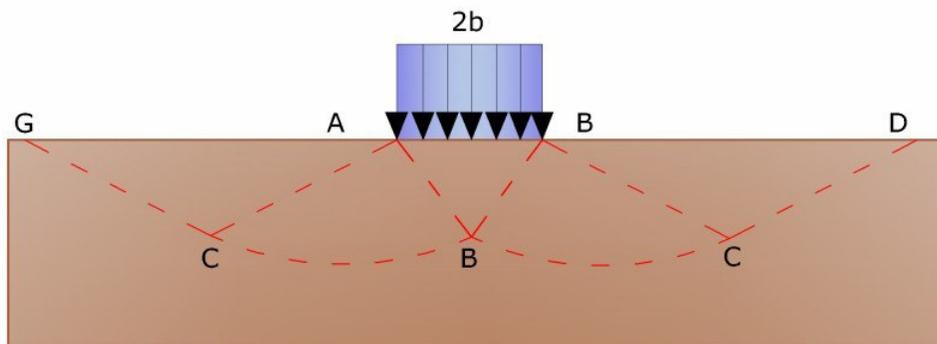
*Le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'**Approccio 2**, come riportato nelle pagine seguenti:*

## CARICO LIMITE ULTIMO STATICO E DINAMICO

### VERIFICHE GEOTECNICHE

#### CARICO LIMITE SUPERFICIALE PER AZIONI STATICHE E SISMICHE

#### TIPO DI ANALISI = TENSIONI EFFICACI - CONDIZIONI DRENATE



#### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = 2/3 \times \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

$E_d$ -pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$ -capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$ -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

$N_d$ -azione normale di progetto

$A_{ef} = B_R \cdot L'$ -area ridotta

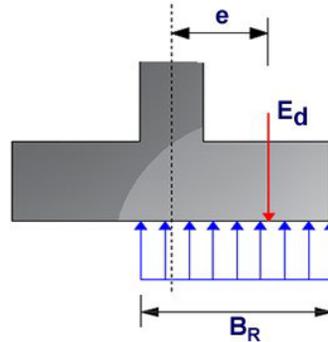
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta  $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R = B - 2e$ .



Dove:

$e = N_d / M_d$  - eccentricità dei carichi

## FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

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

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

$\beta$  Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  Accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

$S$ : soilfactor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $k_v$  è definito in funzione di  $k_h$ , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	4,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Profondità falda	17,0

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,314
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0879

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0,4	1610,0	1900,0	21,91	0,02	0,27	56,75	70,13	0,4	0,0	0,0	
6,0	2180,0	2200,0	30,33	0,01	0,0	255,7	101,7	0,3	0,0	0,0	
1,6	2010,0	2019,0	25,91	0,07	0,8	217,31	212,71	0,32	0,0	0,0	
7,2	2150,0	2180,0	29,07	0,01	0,0	233,65	92,64	0,35	0,0	0,0	

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	6,35 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto [Rd]	2,76 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	1,57 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4,04
<b>Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd]</b>	<b>Verificata</b>

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)  
 Costante di Winkler 2,54 Kg/cm<sup>3</sup>

## CARICO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE

### A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,35
Fattore [Nc]	38,2
Fattore [Ng]	20,9
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	6,71 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,92 Kg/cm <sup>2</sup>

**Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata**

## CARICO LIMITE IN CONDIZIONI DINAMICHE

### SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,35
Fattore [Nc]	38,2
Fattore [Ng]	20,9
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,94
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,94
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,97
Carico limite	6,35 Kg/cm <sup>2</sup>

Resistenza di progetto

2,76 Kg/cm<sup>2</sup>**Condizione di verifica [Ed<=Rd]****Verificata****CEDIMENTI EDMETRICI**

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$ ).

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

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

dove:

*RR* Rapporto di ricomprensione;

*CR* Rapporto di compressione;

*H<sub>0</sub>* Spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta\sigma_v$  Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

### **Cedimento secondario**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

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

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

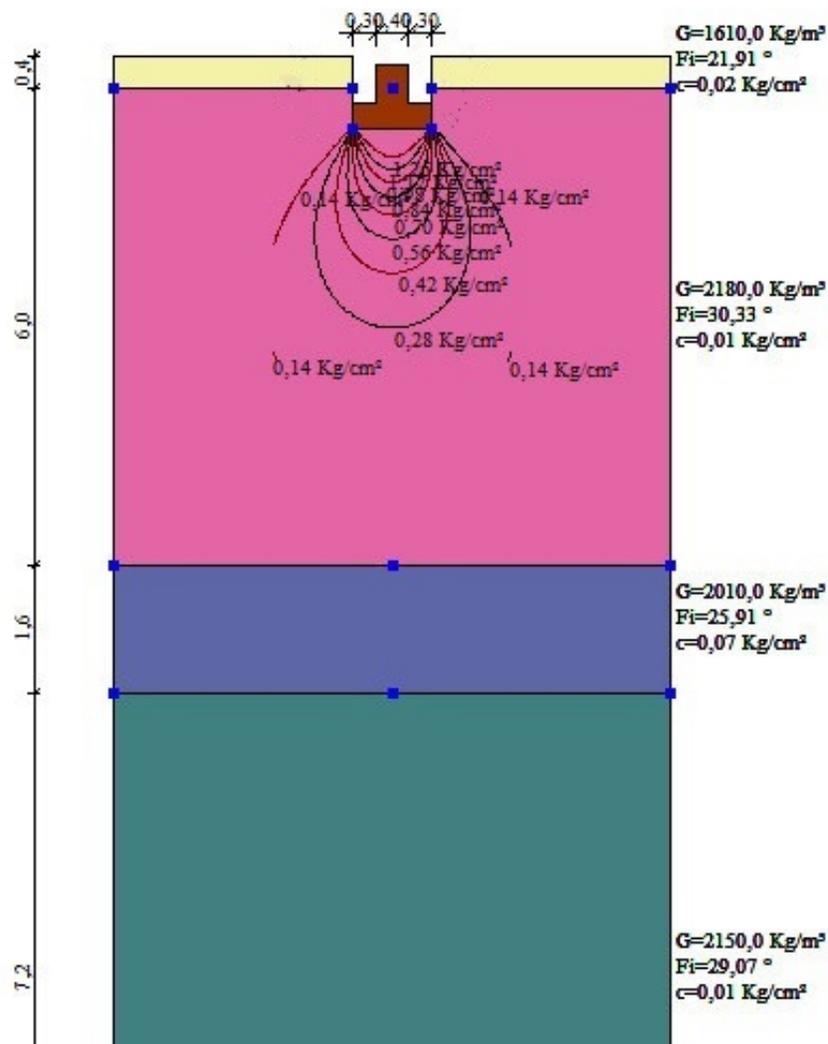
## CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	1,62 Kg/cm <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza	1,97 m
<b>Cedimento totale</b>	<b>1,068 cm</b>

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	3,65	0,773	0,159	Edometrico	0,8593	--	0,8593
3	7,2	1,533	0,053	Edometrico	0,04	--	0,04
4	11,6	2,468	0,022	Edometrico	0,1686	--	0,1686



ING. ANGELO VITERITTI