Installazione dell'Opera Artistica di Marinella Senatore nell'Area Archeologica di Santa Mustiola a Peccioli (PI)

PROGETTO ESECUTIVO

FONDAZIONE Peccioli per
COMUNE DI PECCIOLI • BELVEDERE SPA

P.za del Popolo, 10 – 56037, Peccioli (Pisa)

STRUTTURE – RELAZIONE GEOTECNICA

Committente:
Fondazione Peccioli per l'Arte

Progetto opera artistica:
Marinella Senatore

Progettisti per la parte autorizzativa e di ingegnerizzazione dell'opera:
Arch. Nico Panizzi
Ing. Beatrice Pasqualetti

Coordinamento sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione:
Arch. Gian Luigi Melis

Team di progettazione:
Arch. Ilaria Fruzzetti
Ing. Margherita Baldocchi
Arch. Roberto Poziello
Ing. Elisabetta Coni
Dott.ssa in arch. Gaia Parlanti
Dott. in arch. Lorenzo Shabani
Martina Manetti

Ing. Alberto Puccioni

Novembre 2026

INDICE

1 PREMESSA 3

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

3 DESCRIZIONE GENERALE 5

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA 8
- 4.1 Indagini geognostiche 8
- 4.2 Falda acquifera 8
- 4.3 Suscettibilità alla liquefazione 8
- 4.4 Categoria sismica del sottosuolo e condizioni topografiche 8
- 4.5 Modello geotecnico 9

5 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE 10
- 5.1 Criteri di verifica 10
- 5.2 Verifiche di sicurezza geotecniche 11
  - *5.2.1 Azioni in fondazione 11*
  - *5.2.2 Stato limite ultimo di collasso per carico limite 12*
  - *5.2.3 Stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa 15*
  - *5.2.4 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio per cedimenti fondali 16*

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce agli aspetti ingegneristici legati alla **Istallazione di un'opera d'arte di Marinella Senatore nell'area archeologica di Santa Mustiola**, in Loc. Ghizzano nel Comune di Peccioli (PI); l'opera rappresenta la riproduzione, in chiave più moderna e secondo l'ispirazione dell'artista, di una chiesa realmente esistita in epoca longobarda nel sito in oggetto, ed in effetti viene collocata proprio sopra gli scavi che ne hanno rivelato l'esistenza.

La relazione, redatta ai sensi del §10.1 NTC 2018, definisce, alla luce delle indagini geologiche, il modello geotecnico del volume di terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che a sua volta influenzerà il comportamento del manufatto stesso; essa illustra inoltre i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi risultati.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico e, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 17 gennaio 2018,** Norme tecniche per le costruzioni**.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019,** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006.
- **Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014,** Aggiornamento della classificazione sismica regione Toscana.
- **Decreto del Presidente della Giunta regionale 19 gennaio 2022, n. 1/R,** Regolamento di attuazione dell'articolo 181 della legge regionale 10 novembre 2014, n.65 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento dell'attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico.
- **UNI EN 1997, Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica.

3 DESCRIZIONE GENERALE

3.1 Localizzazione

Il sito in esame si trova in Località Ghizzano nel comune di Peccioli (PI).
Le coordinate geografiche (Sistema WGS 84) risultano essere:

E 10.8123
N 43.5369

Altitudine = 180 m s.l.m.

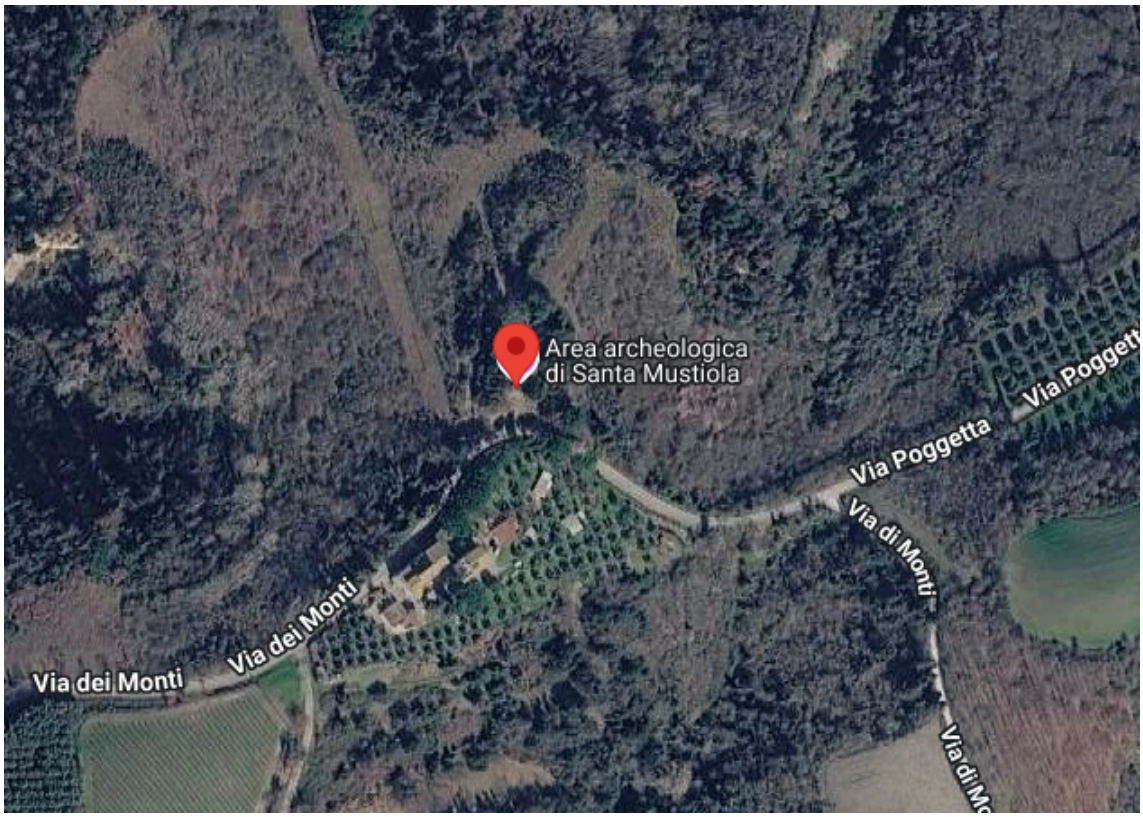


Figura 1 – Vista aerea dell'area con individuazione dell'area in oggetto

3.2 Descrizione delle opere strutturali

Il presente progetto prevede la realizzazione di un'opera in carpenteria metallica destinata ad uso espositivo.

La forma ed i prospetti del manufatto riprendono il disegno originario della Chiesa di Santa Mustiola, precedentemente ubicata in questo sito, di cui oggi si possono apprezzare soltanto alcuni resti; il progetto architettonico, infatti, è finalizzato anche a preservare ed integrare con la nuova struttura questi resti.

Il manufatto presenta una forma in pianta rettangolare di dimensioni strutturali pari a circa 10.00x4.40m; l'altezza massima dell'opera è pari a circa 5.50m.

La struttura del manufatto è costituita da telai in acciaio incernierati alla base.

Il primo impalcato è posto ad una quota di circa 1.00m rispetto al p.c.: esso è realizzato con un reticolato di travi principali e secondarie, poste a sostegno del solaio costituito in parte da doppio tavolato in legno in parte da vetro strutturale.

La copertura, del tipo a capanna, è realizzata con capriate metalliche disposte a passo variabile; sulle capriate scaricano gli arcarecci principali e secondari, disposti a formare campi di solaio in parte lasciati vuoti in parte coperti con pannelli in alluminio.

Anche le facciate laterali del manufatto sono costituite da campi in parte lasciati vuoti in parte rivestiti con pannelli in alluminio; su uno dei lati corti, è presente inoltre un'abside semicircolare realizzato anche con profili calandrati, a richiamare la presenza dell'elemento originario della chiesa.

Le fondazioni sono del tipo a plinti in c.a. di dimensioni 50x50x40cm (BxLxH), poggiati sul terreno con interposti teli impermeabili in modo da garantire un'eventuale reversibilità.

3.3 Classificazione sismica

L'O.P.C.M. n°3519 del 28 aprile 2006, ratificata dalla Regione Toscana con Del. G.R.T. n°431 19 giugno 2006, inserì transitoriamente il comune di Peccioli in zona 3S.

La Delibera G.R.T. n°878 8 ottobre 2012 confermata poi dalla successiva Delibera G.R.T. n°421 26 maggio 2014 hanno sancito il definitivo "declassamento" del comune in Zona 3 (rischio medio), alla quale corrisponde un'accelerazione di picco orizzontale del suolo ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, di 0.15 ag/g.

La tabella seguente mostra la classificazione sismica della Regione Toscana e nello specifico del Comune di Peccioli.

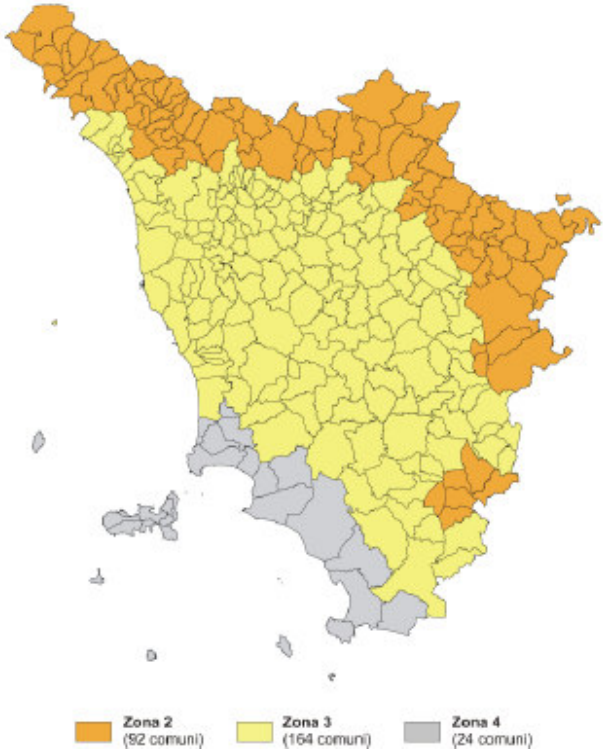


Figura 2 - Classificazione sismica della Regione Toscana

Provincia	Cod. ISTAT	Comune	CLASSIFICAZIONI PRECEDENTI										ATTUALE
			Regio Decreto 13 marzo 1927 n°431		Regio Decreto 25 marzo 1935 n°640	Regio Decreto 22 novembre 1937 n°2105		Legge 25 novembre 1962 n°1684	Decreto Ministeriale 19 marzo 1982	Ord. P.C.M. n°3274 20 Marzo 2003 Del. G.R.T. n°604 16 giugno 2003	Ord.P.C.M. n°3519 28 aprile 2006 Del. G.R.T. n°431 19 giugno 2006	Del. G.R.T. n°878 8 ottobre 2012	Del. G.R.T. n°421 26 maggio 2014
	09050025	PECCIOLI	n c		n c	n c		n c	2	2	3 S	3	3

Figura 3 - Classificazione sismica del Comune di Peccioli (PI)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area interessata sono riportate nella Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Andrea Petresi.

4.1 Indagini geognostiche

Al fine di precisare le caratteristiche litologiche e fisico-meccaniche dei terreni presenti nel sottosuolo dell'area interessata dall'attuale intervento, sono state effettuate le seguenti indagini geognostiche:

- n. 13 Prove Penetrometriche Dinamiche.

Sono stati inoltre utilizzate le informazioni ricavate dell'indagine sismica integrativa che ha interessato l'area circostante, composta da:

- n. 1 profilo sismico MASW.

4.2 Falda acquifera

Le indagini eseguite confermano la mancanza della presenza di acque di falda nel sottosuolo a profondità tali da interferire con le fondazioni.

4.3 Suscettibilità alla liquefazione

Ai sensi delle NTC la verifica a liquefazione può essere omessa, essendo la profondità della falda superiore a m 15 dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali; le indagini effettuate non hanno rilevato la presenza di terreni sabbiosi monogranulari saturi, sottofalda, di bassa densità relativa; quindi, si suppone che non possa esistere un rischio di liquefazione del terreno.

4.4 Categoria sismica del sottosuolo e condizioni topografiche

Le prove geofisiche hanno restituito un parametro V30 corrispondente secondo le NTC 2018 alla categoria di suolo **C:** *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.*

Le caratteristiche della superficie topografica risultano classificate nei pendi con inclinazione media i >15°, quindi di categoria **T2.**

4.5 Modello geotecnico

Le unità litotecniche individuate sono le seguenti:

Tab. 1 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici

LITOTIPO	Angolo resistenza taglio φ'	Peso di volume γ (kN/m³)	Modulo Edometrico Mo (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)
A Limo sabbioso mediamente addensato	32	19,50	322	1,25
B Limo sabbioso molto addensato	34°	20,00	360	1,75

5 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

5.1 Criteri di verifica

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle seguenti tabelle.

Tab. 2 - Coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri geotecnici

Resistenza	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γM	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Coesione non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tab. 3 - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (SLU e SLV)

Tipologia	Resistenza		Coeff. Parziali		
			(R1)	(R2)	(R3)
Fondazioni superficiali	Capacità portante	γ_R	2.3		
	Scorrimento	γ_R	1.1		

La verifica geotecnica delle fondazioni superficiali verrà condotta utilizzando l'Approccio 2 costituito da un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R):

La sintesi degli approcci utilizzati per le verifiche viene riportata nel prospetto seguente.

Tab. 4 – Approcci di progetto utilizzati

Approccio (e/o combinazione)	Tipo di verifica	Verifica
A1+M1+R3 (APP2)	GEO – STR	GEO: Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno GEO: Scorrimento del piano di posa della fondazione STR: resistenza degli elementi strutturali

5.2 Verifiche di sicurezza geotecniche

5.2.1 Azioni in fondazione

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi:

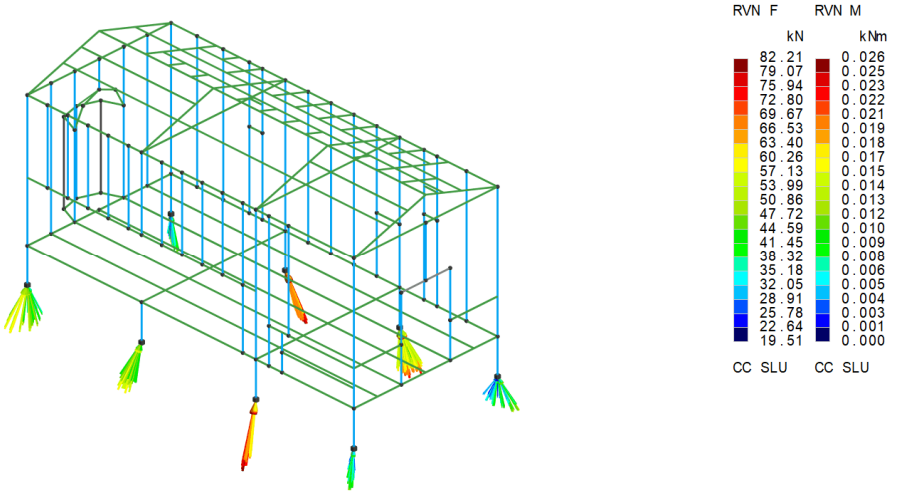


Figura 4– Reazioni vincolari alla base (Inviluppo SLU)

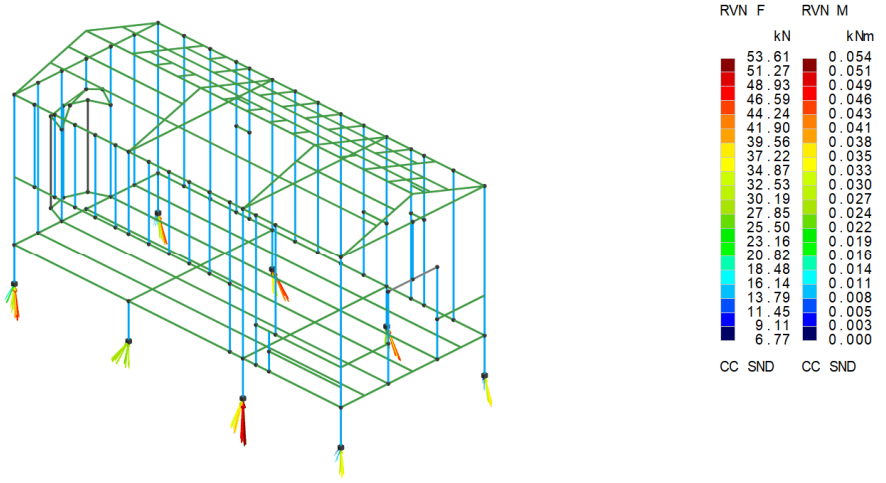


Figura 5– Reazioni vincolari alla base (Inviluppo SLV)

5.2.2 Stato limite ultimo di collasso per carico limite

Il carico limite della fondazione superficiale costituita dalla vasca viene determinato secondo Vesic.

Il carico limite del complesso terreno-fondazione risulta:

$$Q_{lim} = q_{lim}\ B\ L$$

La resistenza di progetto geotecnica del complesso terreno-fondazione risulta:

$$Q_{Rd} = Q_{lim}/\gamma_{Rd3}$$

In condizioni drenate risulta:

$$q_{lim} = [q\ N_q\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q\ e_q + c_d\ N_c\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c\ e_c + 0.5\ \gamma\ B_{rid}\ N_\gamma\ s_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma\ e_\gamma]$$

In condizioni non drenate risulta:

$$q_{lim} = [q + 5.14 \cdot c_{ud}\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c\ e_c]$$

Dove:

Q_{Rd}	resistenza di progetto geotecnica del complesso terreno-fondazione;
γ_{Rd3}	coefficiente parziale per le fondazioni superficiali pari a 2.3 (Tab. 6.4.I NTC);
Q_{lim}	resistenza limite del complesso terreno-fondazione;
q_{lim}	pressione limite di contatto del sistema terreno-fondazione;
ϕ'_d	angolo di progetto attrito interno efficace del terreno;
c'_d	coesione di progetto del terreno (efficace e non drenata);
c_{ud}	coesione di progetto del terreno (efficace e non drenata);
N_q, N_c, N_γ	coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno (ϕ_d);
s_q, s_c, s_γ	coefficienti di forma;
d_q, d_c, d_γ	coefficienti di profondità;
i_q, i_c, i_γ	coefficienti di inclinazione del carico;
b_q, b_c, b_γ	coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio;
g_q, g_c, g_γ	coefficienti di correzione per inclinazione del terreno;

$e_{q,i}$,$e_{\gamma,i}$, $e_{c,i}$ coefficienti di correzione per gli effetti di inerzia nel caso sismico (da usare solo per le teorie globali);

$e_{q,k}$,$e_{\gamma,k}$, $e_{c,k}$ coefficienti di correzione per gli effetti di interazione cinematici nel caso sismico (calcolati con Paolucci e Pecker);

q la pressione al livello del piano di posa della fondazione;

D_f profondità del piano di posa della fondazione;

γ, peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione;

B, L dimensioni della fondazione.

Trattandosi di terreni a natura sia a grana fine che a grana grossa, la verifica geotecnica delle fondazioni viene condotta sia in condizioni drenate che non drenate, in termini di pressioni efficaci o totali.

Nel calcolo del carico limite si tiene conto degli effetti di interazione cinematici del sistema fondazione-terreno, poiché gli effetti inerziali sono considerati nelle azioni agenti sul piano di fondazione:

$$e_{\gamma,k} = (1- k_{hk} / \tan\phi_d)^{0.35}$$
$$e_{c,k}= 1-0.32k_{hk}$$
$$e_{\gamma,k} = e_{\gamma,k}\, z_\gamma$$

Per il calcolo della fondazione si è proceduto mediante il software Califfo sviluppato da Giuseppe Di Mauro (dove a favore di sicurezza per il plinto si è assunta la dimensione in pianta di 50cm x 50cm).

Si riportano di seguito i risultati:

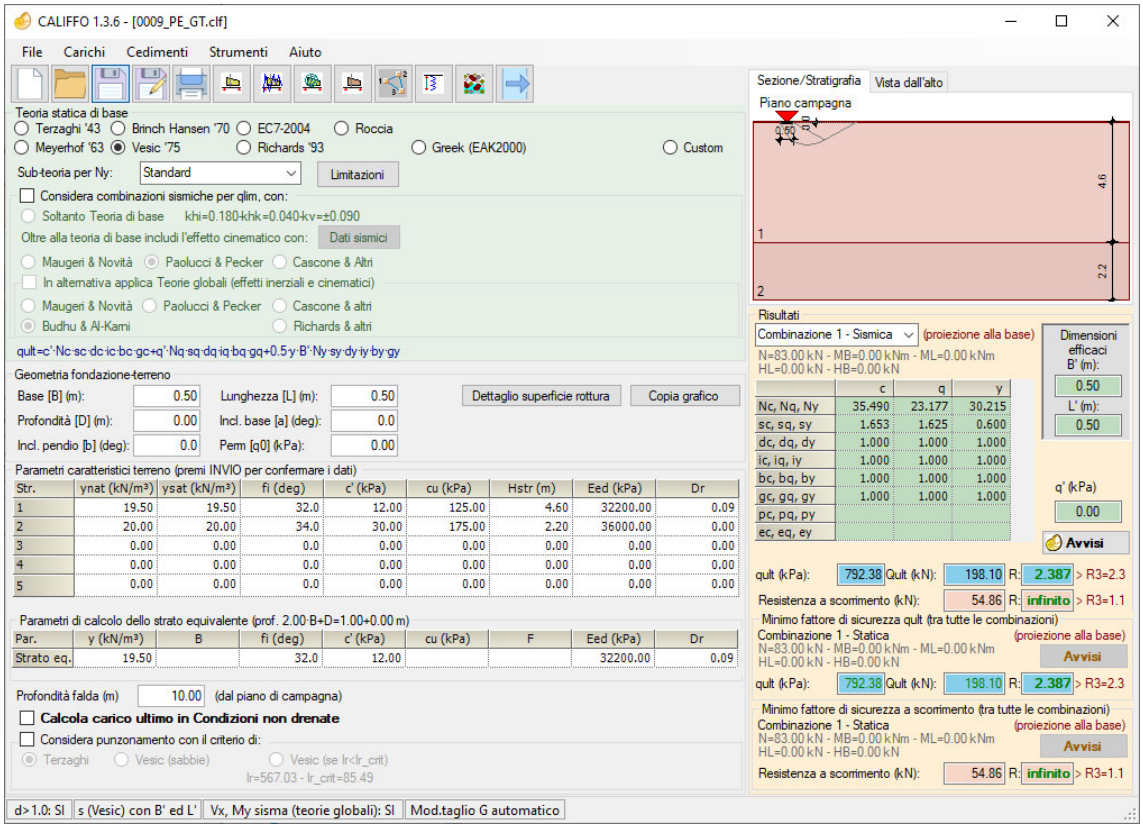


Fig. 6 – Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (condizioni drenate, SLU)

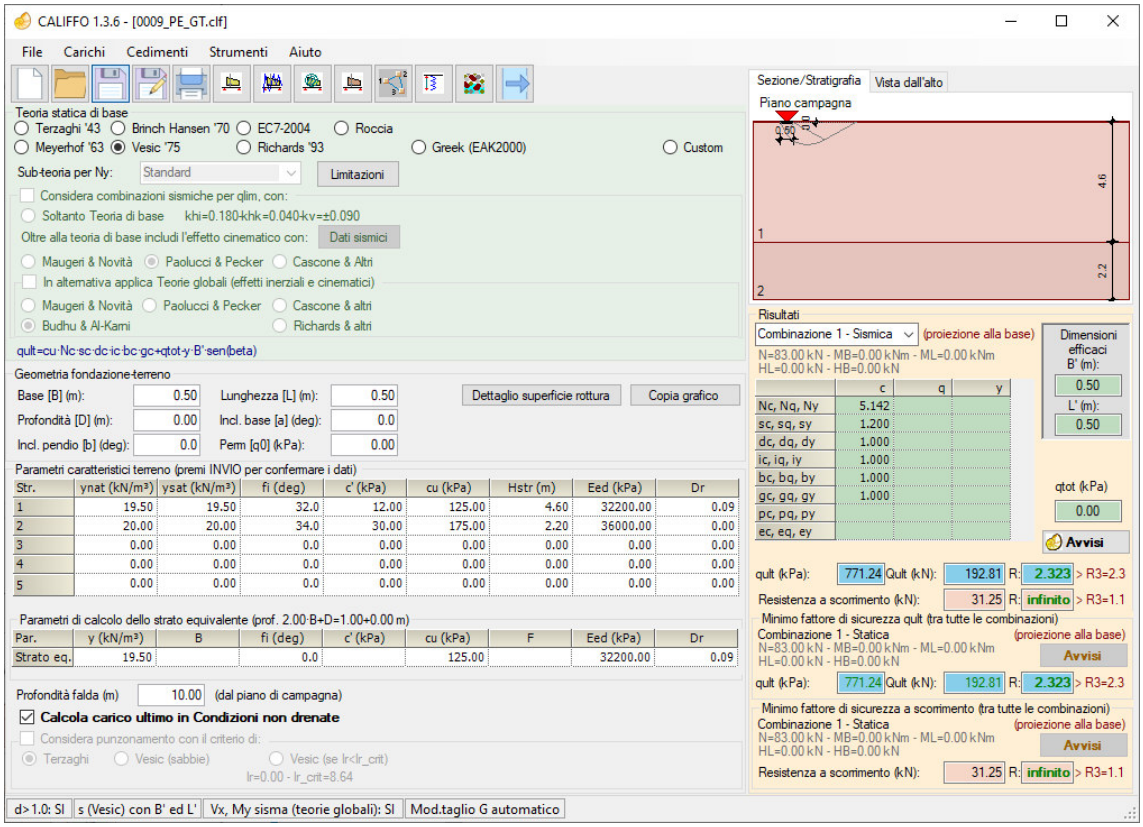


Fig. 7 – Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (condizioni non drenate, SLU)

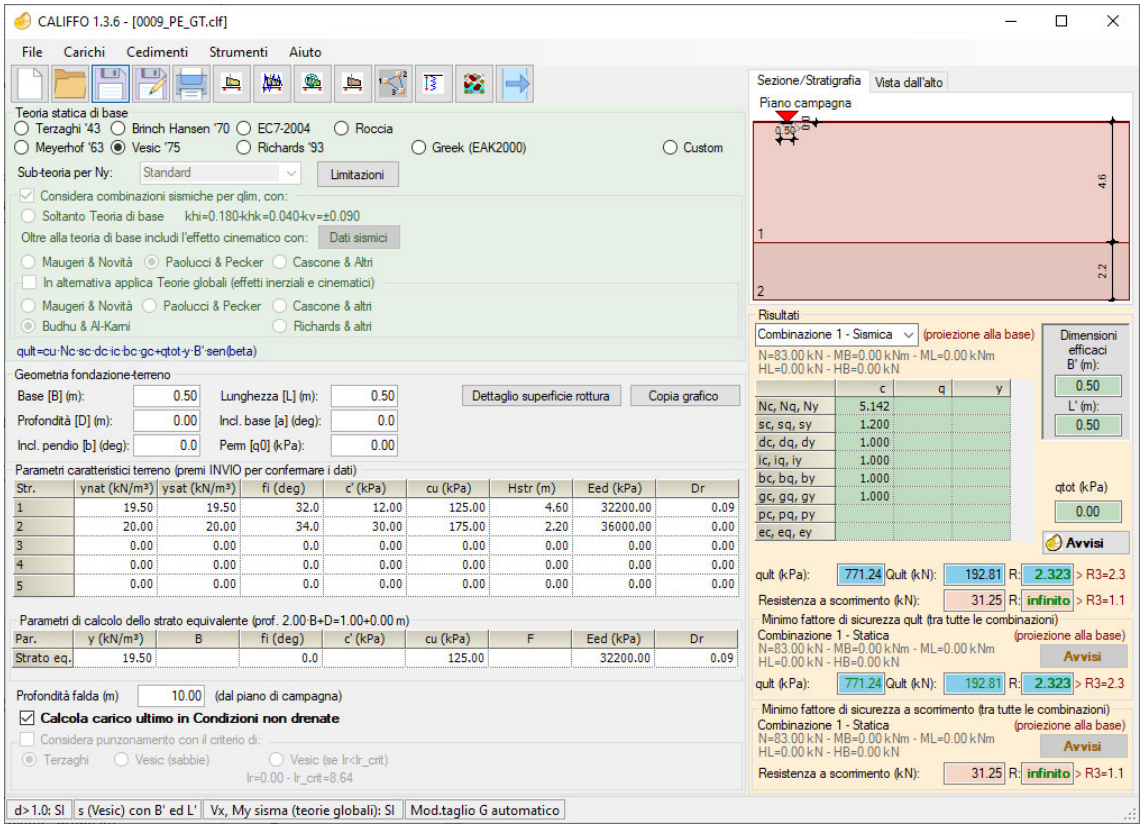


Fig. 8 – Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (condizioni non drenate, SLV)

Le verifiche risultano soddisfatte.

5.2.3 Stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Per la verifica allo scorrimento globale della fondazione si è fatto affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra fondazione e terreno.

Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}/\gamma_{Rd3}$$

Dove:

- $H_{Rd} = N_{Ed} \cdot \tan(\beta \cdot \phi') + \alpha \cdot c_u \cdot B \cdot L$
- $H_{Sd} = (H_{Sd_x}^2 + H_{Sd_y}^2)^{0.5}$ è la forza totale di scorrimento ;
- H_{Sd_x} è la forza di scorrimento orizzontale nella direzione X;
- H_{Sd_y} è la concomitante forza di scorrimento orizzontale alla base in direzione Y;

- N_{Ed} è la risultante dei carichi gravitazionali nella combinazione SLQ;
- $\delta = \tan(\beta \cdot \phi')$ è il coefficiente di attrito del sistema fondazione-terreno;
- ϕ' è l'angolo di attrito del terreno superficiale;
- c_u è la coesione non drenata;

- β è un coefficiente riduttivo dell'attrito terreno fondazione assunto pari a 2/3 per le fondazioni prefabbricate e 1 per quelle gettate in opera (come proposto dall'Eurocodice 7);
- α è il coefficiente di adesione terreno-fondazione assunto pari a 0.6.

Si riportano di seguito i risultati:

fi'	32	°
Cu	0.012	MPa
α	0.0072	MPa
δ	32	°
tan δ	0.62	
HSdx	247.25	kN
HSdy	219.37	kN
HSd	330.54	kN
A	0.25	mq
NEd	1900.74	kN
HRd	1081.37	kN
FS	**3.27**	

Le verifiche risultano soddisfatte.

5.2.4 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio per cedimenti fondali

Nell'ipotesi di fondazione flessibile, risultano i seguenti valori massimi del cedimento assoluto e del cedimento differenziale:

$\Delta w = w_1 - w_2$ cedimento differenziale

SLE R	cedimento assoluto		
	ced	ced lim	FS
	mm	mm	
	3.79	50	**13.19**

SLE R	cedimento differenziale				
	ced 1	ced 2	ced ass	ced lim	FS
	mm	mm	mm	mm	
	0.00	3.79	3.79	50	**13.19**

Si riportano di seguito i cedimenti ammissibili ricavati dalla letteratura:

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile (mm)
Cedimento totale (mm)	Collegamento a reti di servizi	150 ÷ 300
	Accessibilità	300 ÷ 600
	Probabilità di cedimenti differenziali	
	Murature portanti	25 ÷ 50
	Strutture intelaiate	50 ÷ 100
	Ciminiere, silos	75 ÷ 300
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Dipende da altezza e peso
	Rotazione di ciminiere e torri	δ/H ≤ 0,04
	Operatività di macchinari	
	Macchine tessili	0,003
	Turbogeneratori	0,0002
	Gru a ponte	0,003
	Drenaggio superfici pavimentate	0,01 ÷ 0,02
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0.001
	Murature portanti a un piano	0,001 ÷ 0,002
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004
	Tompagni di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai continui in acciaio	0,002
	Strutture semplici in acciaio	0,005

I valori del cedimento assoluto e del cedimento differenziale risultano compatibili con l'opera in oggetto.