

OGGETTO INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA E MIGLIORAMENTO DELLA CLASSE DI VULNERABILITA' SISMICA DI UN COMPLESSO EDILIZIO COMPOSTO DA UN EDIFICIO A TORRE DI 9 PIANI FUORI TERRA, PER 25 ALLOGGI ERP

VIA GUGLIELMO OBERDAN, 30
Località SAN DONNINO
Comune di CAMPI BISENZIO (FI)

ALLEGATO A7

ING. STEFANO CORSI

N.481 ORDINE INGEGNERI DI PRATO
VIA GIUGNI, 48 – 59100 PRATO (PO)

A7.RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

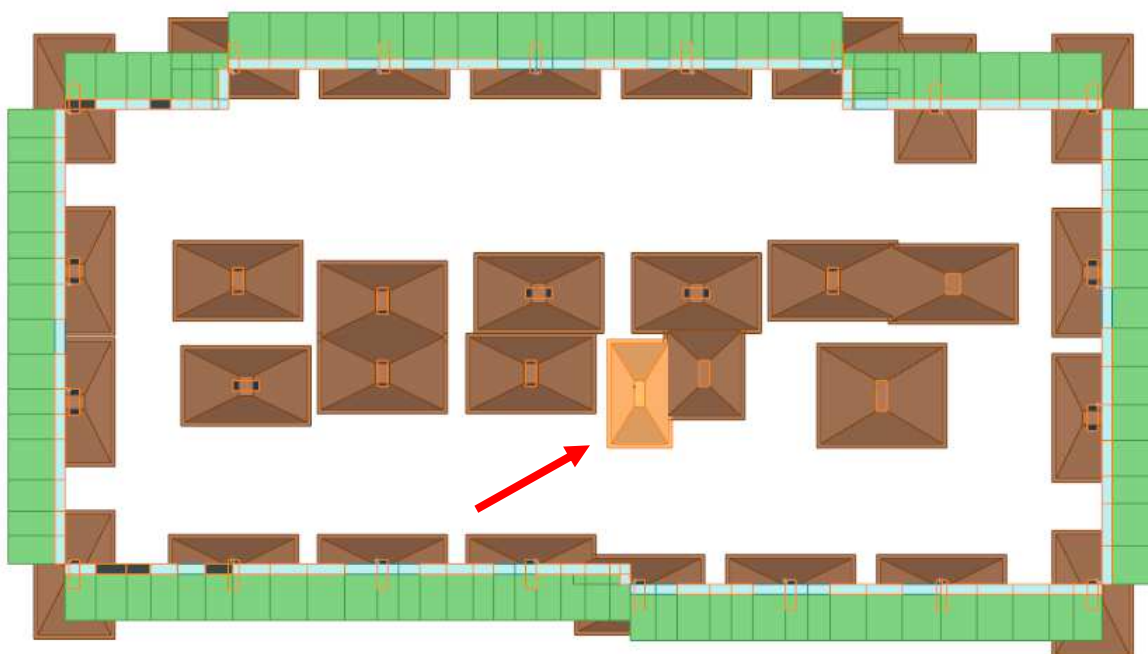
Per quanto attiene la verifica del sistema di fondazione esistente, che ricordiamo essere costituito da plinti isolati, occorre precisare che la struttura in esame non evidenzia fenomeni di instabilità globale o condizioni che possano dar luogo a:

- importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura prodotti nel passato;
- possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.
- Inoltre:
- gli interventi in progetto non comportano alterazioni dello schema strutturale del fabbricato, né tantomeno aumento dei carichi in fondazione (le nuove pareti inserite vengono infatti realizzate a partire da una trave di fondazione);
- gli interventi in progetto non comportano modificazioni del flusso di sollecitazioni in fondazione dovute ai carichi gravitazionali (analisi statica).

In virtù di quanto sopra esposto ed in ottemperanza al Capitolo 8 delle NTC 2018 (paragrafo 8.3), pur ritenendo non necessario procedere alla verifica del sistema di fondazione, si è proceduto modellando l'intero fabbricato con i plinti di fondazione del progetto originario pensati su suolo elastico alla Winkler ed esaminando così una struttura autoequilibrata con i carichi verticali e le reazioni del letto di molle.

A conferma dell'assenza di fenomeni e/o cedimenti che potessero far pensare ad un sottodimensionamento del sistema di fondazione originario, la modellazione tridimensionale ha evidenziato una sostanziale idoneità delle fondazioni a sostenere i carichi gravitazionali (carichi statici) sia nella configurazione attuale (*ante operam*) che in quella di progetto (*post operam*).

Si riportano i risultati rilevati in corrispondenza del plinto maggiormente sollecitato (**Plinto n.20** evidenziato nell'immagine sottostante) nella situazione POST OPERAM.



| | | |
|-------------------------------------|---|---------------|
| PROGETTO MIGLIORAMENTO SISMICO | EDIFICIO USO RESIDENZIALE | REVISIONE: |
| VIA G. OBERAN 30 – LOC, SAN DONNINO | NOME FILE: A7_RELAZIONE FONDAZIONI.DOC | 23/12/2019 |
| COMUNE DI CAMPI BISENZIO (FI) | Relazione di Calcolo delle Strutture | PAGINA 2 DI 4 |

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Brinch Hansen

Plinto n. 20B=1.40 <m> L=2.50 <m> D=1.20 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=1315.09$ <daN/mc> $\sigma_{v0,r}=2040.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

 $\phi'_r=21.00$ <grad> $c'_r=1900.00$ <daN/mq> $N_q=7.07$ $N_c=15.81$ $N_g=6.20$ $g_q=1.00$ $g_c=1.00$ $g_g=1.00$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

| CC | N <daN> | Tx <daN> | Ty <daN> | Mx <daNm> | My <daNm> | B' <m> | L' <m> | s _q | s _c | s _g | d _q | d _c | i _q | i _c | i _g | q _{lim} <daN/mq> | R _d <daN> | Sic. |
|----|------------|-------------|-------------|--------------|--------------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------------------|-------------------------|------|
| 17 | 109233.00 | -200.68 | -1262.17 | 1685.93 | -259.72 | 1.40 | 2.47 | 1.12 | 1.24 | 0.88 | 1.27 | 1.32 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 74572.30 | 111698.00 | 1.02 |
| 18 | 108802.00 | -201.79 | -1269.50 | 1689.06 | -260.49 | 1.40 | 2.47 | 1.12 | 1.24 | 0.88 | 1.27 | 1.32 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 74573.10 | 111688.00 | 1.03 |

Verifiche in condizioni non drenate

 $c_{ur}=10000.00$ <daN/mq> $N_q=1.00$ $N_c=5.14$ $g_c=1.00$ $b_c=1.00$

| CC | N <daN> | Tx <daN> | Ty <daN> | Mx <daNm> | My <daNm> | B' <m> | L' <m> | s _c | d _c | i _c | q _{lim} <daN/mq> | R _d <daN> | Sic. |
|----|------------|-------------|-------------|--------------|--------------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|------------------------------|-------------------------|------|
| 17 | 109233.00 | -200.68 | -1262.17 | 1685.93 | -259.72 | 1.40 | 2.47 | 1.11 | 1.34 | 1.00 | 78954.20 | 118261.00 | 1.08 |
| 18 | 108802.00 | -201.79 | -1269.50 | 1689.06 | -260.49 | 1.40 | 2.47 | 1.11 | 1.34 | 1.00 | 78955.10 | 118251.00 | 1.09 |

Per quanto attiene invece la nuova trave di fondazione prevista a livello progettuale alla base delle pareti in cemento armato costituenti il "cappotto sismico", in base a quanto indicato al par. 7.11.5.3 del D.M. 17/01/2018, per la verifica del carico limite delle fondazioni nei confronti delle azioni agenti (statiche e sismiche), la capacità portante è stata determinata mediante la formula di Brinch Hansen:

$$q_u = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma \quad \text{dove:}$$

B è la larghezza della fondazione;

c è il valore della coesione;

 γ peso proprio del terreno all'interno alla superficie di scorrimento;

N_γ , N_c e N_q sono quantità adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata;

 s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma.

Dall'analisi si ottiene che, in condizioni non drenate, per la combinazione dei carichi più sfavorevole, la nuova trave di fondazione maggiormente sollecitata (trave **T5007**) risulta sottoposta ad un carico verticale complessivo pari a **N=17443.6 kg**, inferiore al carico limite ultimo ricavato per essa in condizioni non drenate **$Q_u/\gamma_R=24958.7$ kg**, con un fattore di sicurezza **$F_s = Q_u/(\gamma_R \cdot N) = 1.43 > 1.00$** .

Si precisa inoltre che, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici (GEO), si è utilizzato l'**approccio 2**, considerando un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali, così come definito al par.6.4.2.1 del D.M. 17/01/2018.

Come risulta dall'immagine a seguire, la tensione massima agente sul terreno risulta pari a **1.33 kg/cmq**.

| | | |
|-------------------------------------|---|---------------|
| PROGETTO MIGLIORAMENTO SISMICO | EDIFICIO USO RESIDENZIALE | REVISIONE: |
| VIA G. OBERAN 30 – LOC. SAN DONNINO | NOME FILE: A7_RELAZIONE FONDAZIONI.DOC | 23/12/2019 |
| COMUNE DI CAMPI BISENZIO (FI) | Relazione di Calcolo delle Strutture | PAGINA 3 DI 4 |

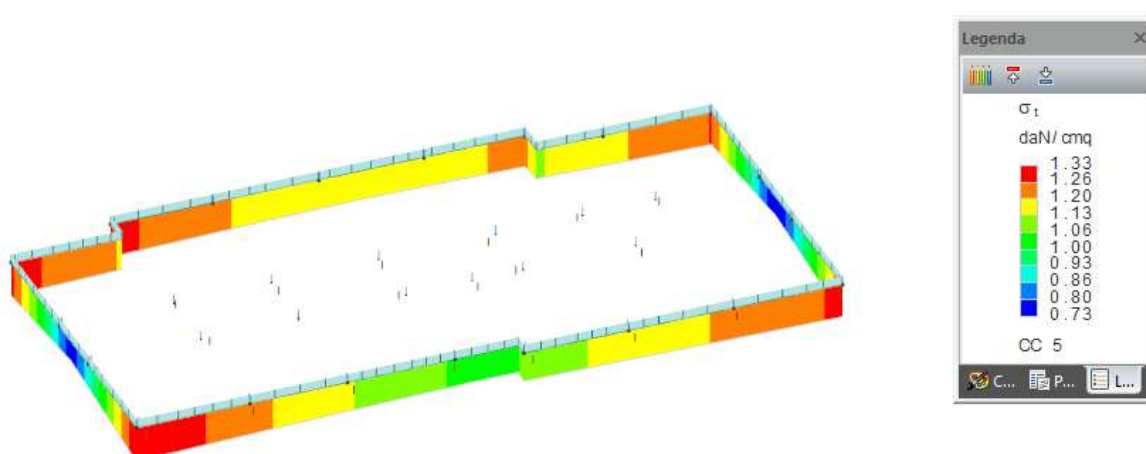


Figura 1: mappatura massime tensioni sul terreno – CC5

Per tutte le altre verifiche e per quanto non espressamente riportato si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato (Allegato A9 – Fascicolo dei calcoli MODELLO B - Post Operam).

Il Progettista delle Opere Strutturali di Miglioramento Sismico
Ing. Stefano Corsi

| | | |
|-------------------------------------|---|---------------|
| PROGETTO MIGLIORAMENTO SISMICO | EDIFICIO USO RESIDENZIALE | REVISIONE: |
| VIA G. OBERAN 30 – LOC, SAN DONNINO | NOME FILE: A7_RELAZIONE FONDAZIONI.DOC | 23/12/2019 |
| COMUNE DI CAMPI BISENZIO (FI) | Relazione di Calcolo delle Strutture | PAGINA 4 DI 4 |