

Ing. Virginia Govi

Centro Direzionale Velathri

S.P. in Palazzi

Cecina (LI)

Tel: 3284597483 e-mail: ingvirginiagovi@gmail.com

REGIONE TOSCANA

COMUNE DI POMARANACE

RELAZIONE TECNICA GENERALE

INTERVENTO LOCALE SU EDIFICIO IN MURATURA

Progetto di intervento locale su edificio esistente situato presso il cimitero di San Dalmazio nel Comune di Pomarance

Committente: Comune di Pomarance

Il Progettista
(ing. Virginia Govi)

Cecina, li 19/10/2015

Descrizione dell'opera e collocazione nel territorio

I lavori riguardano il consolidamento della cappella all'interno del cimitero di San Dalmazio nel Comune di Pomarance.

L'intervento in oggetto si configura secondo le NTC 2008 come **intervento locale** così come riportato al paragrafo 8.4.3. e C8.4.3 in quanto riguarda un consolidamento su singole parti ed elementi della struttura.

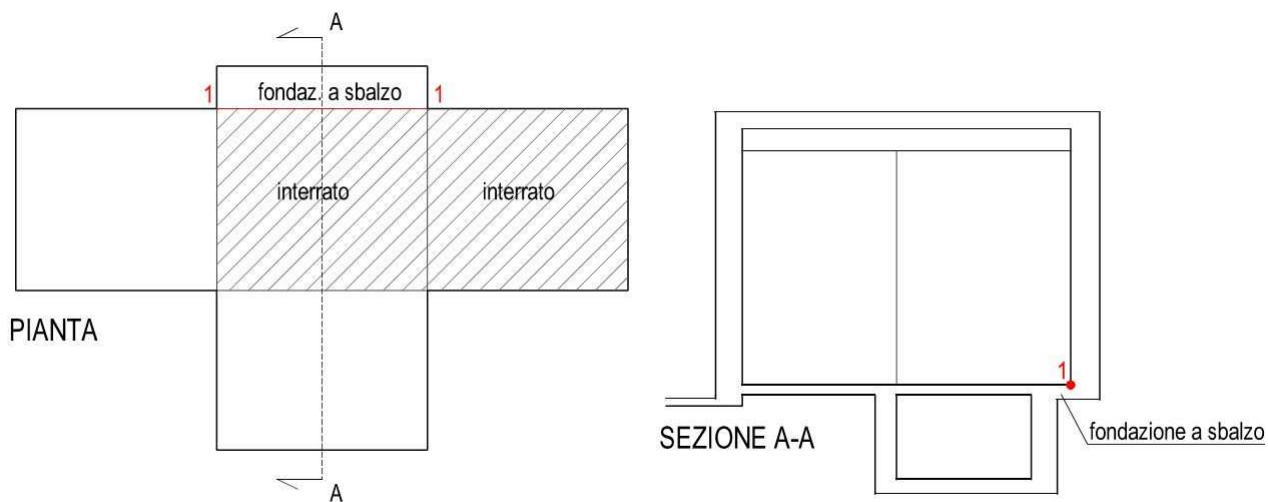
L'intervento sarà normato dal cap. 8 per le verifiche e i dettagli costruttivi e dal cap. 6 per le fondazioni. Gli interventi previsti comporteranno un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenza.

Per determinare il livello di conoscenza della costruzione, sono stati fatti dei rilievi della muratura per valutarne i dettagli costruttivi così come riportato al paragrafo C8A.1.A.2 dell'appendice al Cap. C8. Dall'indagine condotta, è stato acquisito un livello di conoscenza LC1 di conoscenza adottato è **LC1**- conoscenza limitata a favore di sicurezza che determina un fattore di confidenza $FC=1.35$, come riscontrato dalla tabella C8A.1.1. Dai rilievi visivi si evince che la cappella è costituita da una navata centrale e due bracci laterali. All'incrocio tra navata centrale e transetto è presente un piano interrato, così come al di sotto del braccio destro. La navata centrale termina con una soletta a sbalzo impostata a livello del piano terra. La cappella, così come progettata, contiene difetti di impostazione concettuale.

Dall'analisi del quadro fessurativo si evince che agli spigoli del retro del fabbricato e delle cappelle laterali, esternamente ed internamente, sono presenti delle lesioni angolari dovute al cedimento dell'appoggio fondazionale in una muratura continua. Le lesioni verticali in corrispondenza degli angoli sono dovute alla rotazione del piano di appoggio attorno alla linea 1-1 (fig.A). Per impedire tale cedimento verranno realizzati pali di fondazioni in c.a.

L'intervento può essere classificato come intervento locale in quanto ricorrono le seguenti condizioni:

- E' finalizzato all'eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi mediante il rafforzamento localizzato della struttura esistente mediante impiego di catene in acciaio in prossimità del solaio, per migliorare la connessione della scatola muraria;
- L'intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura, né i carichi verticali statici per cui la muratura non subirà alcun peggioramento.



(fig.A)

Come già detto l'intervento prevede la realizzazione di n. 7 pali di diametro 30 cm e lunghezza di infissione dei pali pari a 9 metri, come previsto dalla relazione geologica redatta dal geologo Dott. Gianfranco Ruffini; i pali sono armati con ferri $\Phi 16$ e staffe elicoidali $\Phi 10/19$ e sono collegati alla fondazione esistente mediante cordolo in c.a. di sezione 40x30 che presenterà una serie di mensole laterali ad interasse di circa 130 cm, di spessore pari a quello della trave e profondità pari a quella del muro. Sia la trave che le mensole sono calcolate per poter sopportare l'intero carico giungente in fondazione.

Su tutti i lati, in prossimità dei solai, verranno inoltre disposti dei tiranti metallici, in modo da migliorare la connessione con la scatola muraria. Le catene avranno diametro 24 mm e saranno bloccate all'estremità da capochiave di dimensioni 80 cm.

Il caso in esame rientra, così come definito nel paragrafo 6.2.2 delle NTC 2008, come intervento di modesta rilevanza con ubicazione in zona ben conosciuta dal punto di vista geotecnico, pertanto la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili.

Il tutto è meglio evidenziato nei grafici allegati e di calcolo.

LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

CALCOLO DELLA COMPONENTE SISMICA

Calcolo del peso complessivo edificio:

Peso murature: $\gamma_m := 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Setti lungo x: $l_x := 14.27\text{m}$ $s_x := 0.6\text{m}$ $h_{x1} := 6\text{m}$
 $P_x := 2 \cdot l_x \cdot s_x \cdot h_{x1} \cdot \gamma_m$ $P_x = 2.26 \times 10^5 \text{ kg}$

Setti lungo y: $l_y := 8.95\text{m}$ $s_y := 0.6\text{m}$ $h_y := 5.50\text{m}$
 $P_y := 4 \cdot l_y \cdot s_y \cdot h_y \cdot \gamma_m$ $P_y = 2.599 \times 10^5 \text{ kg}$

Peso solaio in laterocemento: $P_{ps} := 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso manto di copertura: $P_{pm} := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso Neve: $P_n := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso massetto: $P_m := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso pavimento: $P_v := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso accidentale: $P_{acc} := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso solaio copertura

$A_{sc} := 118\text{m}^2$ $P_{sc} := P_{ps} \cdot A_{sc} + P_{pm} \cdot A_{sc}$ $P_{sc} = 3.658 \times 10^4 \text{ kg}$

Peso solaio primo impalcato:

$A_{s1} := 29\text{m}^2$ $P_{s1} := A_{s1} \cdot (P_{ps} + P_m + P_v + P_{acc})$ $P_{s1} = 2.349 \times 10^4 \text{ kg}$

Peso totale edificio: $\underline{\underline{W}} := P_x + P_y + P_{sc}$ $W = 5.225 \times 10^5 \text{ kg}$

Parametri sismici:

$$C_1 := 0.05 \quad H_{\text{tot}} := 6 \quad \lambda := 1 \quad g := 9.81$$

$$T_c := 0.27 \quad C_c := 1.15 T_c^{-0.4} \quad C_c = 1.942 \quad a_g := 0.14g \quad z_1 := 6m$$

$$S_s := 1.6 \quad S_t := 1.2 \quad q := 2.88 \quad F_o := 2.480 \quad T_B := 0.175 \quad T_C := 0.524$$

$$T_1 := C_1 \cdot H_{\text{tot}}^{\frac{3}{4}} \quad T_1 = 0.192 \quad S := S_s \cdot S_t \quad S = 1.92$$

Il periodo $T_B < T_1 < T_C$ pertanto la formula da considerare al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 è la seguente:

$$S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \quad S_d = 2.271$$

Pertanto si può determinare la forza F_h

$$F_h := S_d \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad F_h = 1.209 \times 10^5 \text{ kg}$$

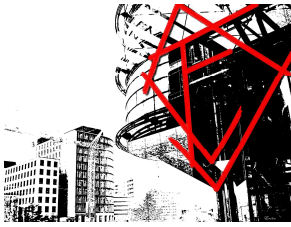
La forza da applicare alla massa iesima:

numero tiranti n_t in direzione x e in direzione y:

$$n_{tx} := 6 \quad n_{ty} := 6$$

$$F_1 := \frac{F_h \cdot z_1 \cdot W}{z_1 \cdot W} \quad F_1 = 120947 \text{ kg} \quad F_t := \frac{F_1}{n_{tx}} \quad F_t = 2.016 \times 10^4 \text{ kg}$$

Nel caso in esame è pari a F_h in quanto un unico piano perchè l'interrato è considerato come fondazione.



Ing. Virginia Govi
Centro Direzionale Velathri
S.P. in Palazzi
Cecina (LI)

Tel: 3284597483 e-mail: ingvirginiagovi@gmail.com

REGIONE TOSCANA
COMUNE DI POMARANACE

RELAZIONE TECNICA GENERALE
INTERVENTO LOCALE SU EDIFICIO IN
MURATURA

Progetto di intervento locale su edificio esistente situato presso il cimitero di San Dalmazio nel Comune di Pomarance

Committente: Comune di Pomarance

Il Progettista
(ing. Virginia Govi)

Cecina, li 19/10/2015

Descrizione dell'opera e collocazione nel territorio

I lavori riguardano il consolidamento della cappella all'interno del cimitero di San Dalmazio nel Comune di Pomarance.

L'intervento in oggetto si configura secondo le NTC 2008 come **intervento locale** così come riportato al paragrafo 8.4.3. e C8.4.3 in quanto riguarda un consolidamento su singole parti ed elementi della struttura.

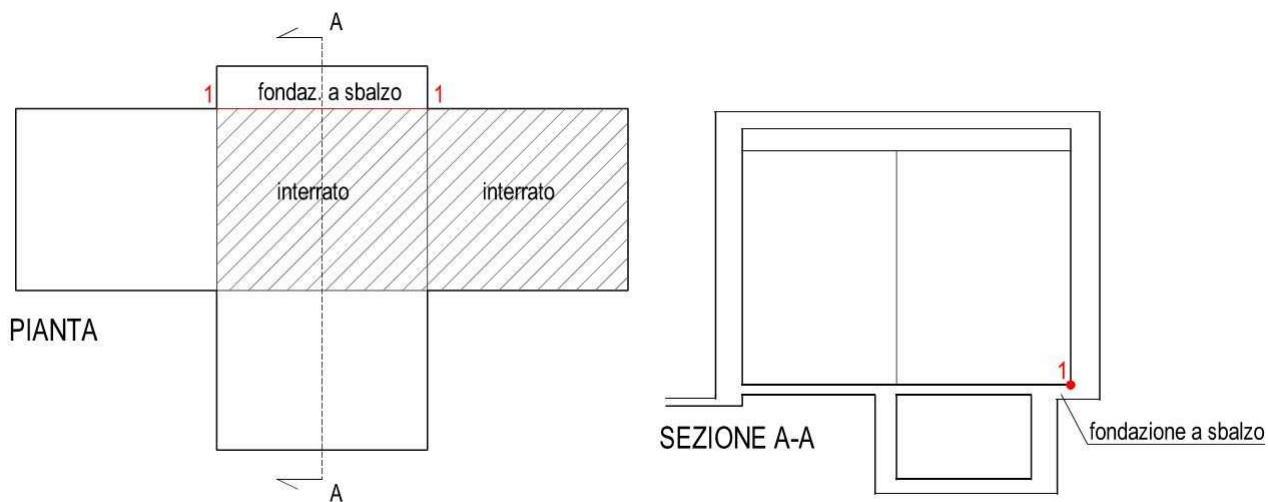
L'intervento sarà normato dal cap. 8 per le verifiche e i dettagli costruttivi e dal cap. 6 per le fondazioni. Gli interventi previsti comporteranno un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistente.

Per determinare il livello di conoscenza della costruzione, sono stati fatti dei rilievi della muratura per valutarne i dettagli costruttivi così come riportato al paragrafo C8A.1.A.2 dell'appendice al Cap. C8. Dall'indagine condotta, è stato acquisito un livello di conoscenza LC1 di conoscenza adottato è **LC1**- conoscenza limitata a favore di sicurezza che determina un fattore di confidenza $FC=1.35$, come riscontrato dalla tabella C8A.1.1. Dai rilievi visivi si evince che la cappella è costituita da una navata centrale e due bracci laterali. All'incrocio tra navata centrale e transetto è presente un piano interrato, così come al di sotto del braccio destro. La navata centrale termina con una soletta a sbalzo impostata a livello del piano terra. La cappella, così come progettata, contiene difetti di impostazione concettuale.

Dall'analisi del quadro fessurativo si evince che agli spigoli del retro del fabbricato e delle cappelle laterali, esternamente ed internamente, sono presenti delle lesioni angolari dovute al cedimento dell'appoggio fondazionale in una muratura continua. Le lesioni verticali in corrispondenza degli angoli sono dovute alla rotazione del piano di appoggio attorno alla linea 1-1 (fig.A). Per impedire tale cedimento verranno realizzati pali di fondazioni in c.a.

L'intervento può essere classificato come intervento locale in quanto ricorrono le seguenti condizioni:

- E' finalizzato all'eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi mediante il rafforzamento localizzato della struttura esistente mediante impiego di catene in acciaio in prossimità del solaio, per migliorare la connessione della scatola muraria;
- L'intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura, né i carichi verticali statici per cui la muratura non subirà alcun peggioramento.



(fig.A)

Come già detto l'intervento prevede la realizzazione di n. 7 pali di diametro 30 cm e lunghezza di infissione dei pali pari a 9 metri, come previsto dalla relazione geologica redatta dal geologo Dott. Gianfranco Ruffini; i pali sono armati con ferri $\Phi 16$ e staffe elicoidali $\Phi 10/19$ e sono collegati alla fondazione esistente mediante cordolo in c.a. di sezione 40x30 che presenterà una serie di mensole laterali ad interasse di circa 130 cm, di spessore pari a quello della trave e profondità pari a quella del muro. Sia la trave che le mensole sono calcolate per poter sopportare l'intero carico giungente in fondazione.

Su tutti i lati, in prossimità dei solai, verranno inoltre disposti dei tiranti metallici, in modo da migliorare la connessione con la scatola muraria. Le catene avranno diametro 24 mm e saranno bloccate all'estremità da capochiave di dimensioni 80 cm.

Il caso in esame rientra, così come definito nel paragrafo 6.2.2 delle NTC 2008, come intervento di modesta rilevanza con ubicazione in zona ben conosciuta dal punto di vista geotecnico, pertanto la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili.

Il tutto è meglio evidenziato nei grafici allegati e di calcolo.

LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

CALCOLO DELLA COMPONENTE SISMICA

Calcolo del peso complessivo edificio:

Peso murature: $\gamma_m := 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Setti lungo x: $l_x := 14.27\text{m}$ $s_x := 0.6\text{m}$ $h_{x1} := 6\text{m}$
 $P_x := 2 \cdot l_x \cdot s_x \cdot h_{x1} \cdot \gamma_m$ $P_x = 2.26 \times 10^5 \text{ kg}$

Setti lungo y: $l_y := 8.95\text{m}$ $s_y := 0.6\text{m}$ $h_y := 5.50\text{m}$
 $P_y := 4 \cdot l_y \cdot s_y \cdot h_y \cdot \gamma_m$ $P_y = 2.599 \times 10^5 \text{ kg}$

Peso solaio in laterocemento: $P_{ps} := 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso manto di copertura: $P_{pm} := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso Neve: $P_n := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso massetto: $P_m := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso pavimento: $P_v := 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso accidentale: $P_{acc} := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Peso solaio copertura

$A_{sc} := 118\text{m}^2$ $P_{sc} := P_{ps} \cdot A_{sc} + P_{pm} \cdot A_{sc}$ $P_{sc} = 3.658 \times 10^4 \text{ kg}$

Peso solaio primo impalcato:

$A_{s1} := 29\text{m}^2$ $P_{s1} := A_{s1} \cdot (P_{ps} + P_m + P_v + P_{acc})$ $P_{s1} = 2.349 \times 10^4 \text{ kg}$

Peso totale edificio: $\underline{\underline{W}} := P_x + P_y + P_{sc}$ $W = 5.225 \times 10^5 \text{ kg}$

Parametri sismici:

$$C_1 := 0.05 \quad H_{\text{tot}} := 6 \quad \lambda := 1 \quad g_{\text{max}} := 9.81$$

$$T_c := 0.27 \quad C_c := 1.15 T_c^{-0.4} \quad C_c = 1.942 \quad a_g := 0.14g \quad z_1 := 6\text{m}$$

$$S_s := 1.6 \quad S_t := 1.2 \quad q := 2.88 \quad F_o := 2.480 \quad T_B := 0.175 \quad T_C := 0.524$$

$$T_1 := C_1 \cdot H_{\text{tot}}^{\frac{3}{4}} \quad T_1 = 0.192 \quad S := S_s \cdot S_t \quad S = 1.92$$

Il periodo $T_B < T_1 < T_C$ pertanto la formula da considerare al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 è la seguente:

$$S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \quad S_d = 2.271$$

Pertanto si può determinare la forza F_h

$$F_h := S_d \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad F_h = 1.209 \times 10^5 \text{ kg}$$

La forza da applicare alla massa iesima:

numero tiranti n_t in direzione x e in direzione y:

$$n_{tx} := 6 \quad n_{ty} := 6$$

$$F_1 := \frac{F_h \cdot z_1 \cdot W}{z_1 \cdot W} \quad F_1 = 120947 \text{ kg} \quad F_t := \frac{F_1}{n_{tx}} \quad F_t = 2.016 \times 10^4 \text{ kg}$$

Nel caso in esame è pari a F_h in quanto un unico piano perchè l'interrato è considerato come fondazione.