



Dottor
Ingegnere Augusto Gambuzzi

Comune di Camposanto (MO)

ENTE ATTUATORE
ARCIDIOCESI DI MODENA-NONANTOLA

PROPRIETA'
PARROCCHIA DI SAN NICOLA DI BARI
IN CAMPOSANTO

PROGETTO ESECUTIVO
DI RIPARAZIONE CON RAFFORZAMENTO LOCALE
DELLA CHIESA DI SAN NICOLA DI BARI
IN CAMPOSANTO

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



Studio: Piazza Manzoni, 4/3.
41100 Modena.
Telefono: 059-442156. 0336-527726.
Telefax: 059-442112.

COMUNE DI CAMPOSANTO

PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO LOCALE

.....

.....

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

I paragrafi mancanti rispetto all' "Individuazione dei contenuti cogenti del progetto esecutivo riguardante le strutture, ai sensi dell'art. 12, comma 1, della L.R. n. 19 del 2008", sono stati omessi in quanto non pertinenti al progetto in esame.

2.1 Premessa

Trattasi di progetto di miglioramento sismico locale della chiesa di Camposanto, in provincia di Modena, gravemente danneggiata dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012.

Gli interventi strutturali sono pertanto volti a garantire il miglioramento del comportamento sismico delle porzioni di edificio oggetto di intervento rispetto allo stato di fatto presente in precedenza al terremoto.

In primo luogo si prevede il rafforzamento della struttura lignea della copertura sostituendo tutti gli elementi che presentano marcescenze con elementi nuovi dello stesso materiale e dimensione, verrà inoltre alleggerito il pacchetto della copertura sostituendo le tavole di laterizio con un doppio tavolato ligneo incrociato, inchiodato alle terzere e reso collaborante con esse. Le terzere saranno collegate con viti al carbonio alle capriate sottostanti impedendo gli scorrimenti orizzontali relativi tra di essi, inoltre anche tutti gli elementi che concorrono nei nodi delle capriate saranno chiodati impedendo l'apertura degli stessi durante un evento sismico. Questo intervento non modifica in alcun modo lo schema statico degli elementi lignei di copertura rispetto allo

stato di fatto. In aggiunta le capriate saranno collegate, in corrispondenza degli appoggi, alla muratura sottostante diventando un vincolo controventante a catena per le murature sommitali. Si prevede inoltre la ricostruzione del timpano di facciata, crollato a causa del sisma, collegandolo alla copertura ed alle murature laterali.

Per quanto riguarda il soffitto, l'intervento di rinforzo e riparazione riguarderà sia le volte in laterizio che sormontano le cappelle laterali, l'abside e il presbiterio, sia le volte a cantinelle che sormontano la navata centrale. Per i dettagli esecutivi relativi ai due diversi interventi si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

Infine si prevede l'alloggiamento di quattro tiranti pretesi, inghisati nella muratura laterale alla navata centrale, al fine di controventare la facciata rispetto al ribaltamento.

2.2 Omissis...

2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

I commi normativi che statuiscono l'adeguamento sismico sono i seguenti:

(cfr. § 8.4.1 DM 14/01/2008):

E' fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%. Resta comunque fermo l'obbligo di

procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Le condizioni che impongono l'adeguamento sismico non sussistono in questo caso. Pertanto l'intervento può optare per il miglioramento sismico, purchè il calcolo dimostri un incremento della capacità sismica del fabbricato, conformemente al seguente comma normativo:

(cfr. § 8.4.2 – 8.4.3 DM 14/01/2008):

E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al § 8.4.1.

[...]

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Il miglioramento consente dunque di calcolare l'incremento di capacità sismica in luogo della capacità sismica globale della struttura.

L'obiettivo dell'intervento è quindi l'incremento delle azioni interne resistenti garantite dagli elementi murari nelle condizione di progetto, rispetto a quanto garantito nello stato di fatto. L'incremento sarà tale da comportare, in primo luogo l'assorbimento (al collasso) di un'azione orizzontale maggiore, e in secondo luogo una capacità resistiva assai superiore. In altri termini, l'intervento aumenta moderatamente la domanda sismica ultima, incrementando altresì in maniera sostanziale la capacità sismica ultima.

Il dimensionamento dell'intervento consegue a quanto esposto sopra e i calcoli di verifica fanno riferimento alla *"Tabella C&A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Nuova Circolare delle Norme tecniche per le Costruzioni"*.

Nella simbologia che segue, N_{tu} indica lo sforzo normale calcolato con i coefficienti γ relativi allo Stato Limite Ultimo (rispettivamente $\gamma_G = 1,3$ e $\gamma_Q = 1,5$).

2.4 Quadro normativo di riferimento adottato

2.4.1 Norme di riferimento cogenti

Per la redazione del progetto, ci si è attenuti alle seguenti norme:

- D.M. Infrastrutture del 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare n° 617 del 02.02.2009 “Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Legge Regionale n° 19 del 30.10.2008 “Norme per la riduzione del rischio sismico”.
- CNR-DT 200 R1/2012: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.

2.5 ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Il livello di conoscenza acquisito è il livello LC1 in quanto è stato effettuato il rilievo geometrico, sono state condotte verifiche in situ *limitate* sui dettagli costruttivi e indagini in situ *limitate* sulle proprietà dei materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.

Per il livello LC1, utilizzando la Tabella C.8A.2.1 della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009, i valori medi dei parametri meccanici della muratura sono definiti, considerando i valori minimi degli intervalli per le Resistenze e i valori medi per i Moduli elastici, nel modo seguente:

Per lo stato di fatto:

(muratura di mattoni pieni e malta di calce di caratteristiche scarse)

$$\tau_0 = 6,00 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

Per lo stato di progetto:

(muratura nuova di mattoni semipieni e malta M10, ma utilizzando la Tab. C8A.2.1 a favore di sicurezza)

$$\tau_0 = 10,00 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 3150 \text{ N/mm}^2$$

2.6 Azioni di progetto sulla costruzione

I carichi agenti sulla struttura non vengono modificati in alcun modo, di seguito, a titolo di conoscenza, si riportano i carichi più significativi per l'edificio.

2.6.1 *Azioni gravitazionali*

Carichi copertura:

| | | |
|-------------------------|-----------|--------------------------|
| Qp = Coppi: | | = 0,60 kN/m ² |
| Guaina | | = 0,10 “ |
| Doppio Tavolato (5 cm): | 6,00*0,05 | = <u>0,30 “</u> |
| | | 1,00 kN/m ² |
| Qa = neve | | = 1,30 kN/m ² |

2.6.2 Azioni sismiche

2.6.2.1 Ubicazione del fabbricato

Comune di CAMPOSANTO, Provincia di Modena

Latitudine: 44,79030980°

Longitudine: 11,13682340°

2.6.2.2 Classificazione

$V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: III

$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$ anni

Classe di duttilità: B

2.6.2.3 Pericolosità sismica di base

| "Stato Limite" | T_r (anni) | a_g (g) | F_o | T^*_c (s) |
|----------------------|-----------------|--------------|-------|----------------|
| Operatività | 45 | 0.051 | 2.545 | 0.266 |
| Danno | 75 | 0.065 | 2.491 | 0.275 |
| Salvaguardia Vita | 712 | 0.182 | 2.590 | 0.276 |
| Prevenzione Collasso | 1462 | 0.242 | 2.540 | 0.284 |

2.6.2.4 *Fattore di struttura*

$$q = q_0 \cdot K_R = 2,24$$

in quanto:

si tratta di una costruzione in muratura ordinaria a più piani, non regolare in pianta ed in altezza, pertanto:

$$q_0 = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 2,0 \cdot [(1+1,8)/2] = 2,8$$

$$K_R = 0,8$$

2.7 **Modello numerico**

2.7.1 *Metodologia di modellazione e analisi*

Il calcolo che dimostra il miglioramento del comportamento sismico delle parti oggetto di intervento verrà condotto applicando le formule di verifica di normativa, DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 e Circolare 2 febbraio 2009 n.617, senza l'ausilio di un codice di calcolo in quanto estremamente semplice; esso verrà trattato a parità di carichi applicati, in quanto quest'ultimi non vengono modificati rispetto allo stato di fatto.

2.8 Principali risultati

2.8.1 ARCHI

Il rinforzo di archi e volte con CFRP consiste nell'indurre la formazione di cerniere sia ad intradosso che ad estradosso dell'arco stesso. Infatti, per gli archi a tutto sesto, il meccanismo di rottura tipico è quello di cerniera con apertura ad intradosso in chiave e ad estradosso alle reni. Applicando le fibre di carbonio si impedisce la formazione di tali cerniere, centrando la curva delle pressioni all'interno dello spessore dell'arco stesso. Pertanto il miglioramento strutturale è intrinseco. Si può dimostrare, con semplici calcoli, anche l'incremento di portata dell'arco, a parità di carichi applicati.

Le fibre di carbonio applicate hanno una larghezza di 20 cm e spessore 0,0175 cm.

Il loro carico ultimo è:

$$T_{ud,f} = B \cdot s \cdot f_{ud,f} = 20 \cdot 0,0175 \cdot 180,00 = 63,00 \text{ kN}$$

Dove:

$T_{ud,f}$ = carico ultimo di rottura della fascia in CFRP

B = larghezza della fascia

s = spessore della fascia

$f_{ud,f}$ = tensione di rottura a trazione di progetto della fibra.

Verifica incremento di portata della volta

Facendo riferimento alla larghezza di un metro di volta, il momento ultimo nello stato di fatto in regime di semplice equilibrio è dato da:

Stato di Fatto:

$$h = (\text{spessore volta}) = 6 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max-s.f.}} = C_{\text{max}} \cdot 0,83 \cdot h = 100 \cdot f_d \cdot (0,83 \cdot h)^2 = 5,95 \text{ kNm}$$

f_d = resistenza a compressione della muratura
[= 0,24 kN/cm² (da Circ. 617 del 02/02/2009)]

Stato di Progetto:

Il momento sopportabile dall'arco armato con fibre di carbonio è pari alla somma del momento ultimo nello stato di fatto più il contributo a momento dato dalla fibra, pertanto:

Il contributo a momento dato dalla fibra è:

$$\Delta M_f = T_{\text{ud,f}} \cdot h = 3,78 \text{ kNm}$$

Il momento ultimo dell'arco nello stato di progetto è:

$$M_{\text{max-s.p.}} = M_{\text{max-s.f.}} + \Delta M_f = 5,95 + 3,78 = 9,73 \text{ kNm}$$

Pertanto si ha un incremento di portata, dovuto all'armatura estradossale, del 63%.

2.8.2 CUCITURE ARMATE

La facciata sarà collegata alle pareti di spina attraverso ammorsamenti murari e ferri di collegamento inseriti secondo le prescrizioni nella tavola di progetto.

Nelle intersezioni delle pareti di cui sopra saranno inserite barre $\phi 18/50$ cm di lunghezza 2 m ed inghisate in fori $\phi 30$ disposti a quinconce su tutta l'altezza muraria.

Calcolo lunghezza efficace barre:

$$L_{\text{eff}} = \sqrt[4]{\frac{f_{yd}^2 \cdot A_{\text{ferro}}^2}{\tau_0^2 \cdot \pi^2 \cdot \text{tg}^2 \alpha \cdot (1 + \text{tg}^2 \alpha)}} = \sqrt[4]{\frac{39,13^2 \cdot 2,54^2}{0,006^2 \cdot \pi^2 \cdot \text{tg}^2 30 \cdot (1 + \text{tg}^2 30)}} = 88,93 \text{ cm}$$

Le barre, a favore di sicurezza, verranno inghisate per una lunghezza di 2 m.

Verifica aderenza barre:

Si verifica l'aderenza delle barre all'interno del tratto della muratura di spina ($L=89$ cm) in quanto nelle pareti di spina i ferri vengono inseriti per una lunghezza maggiore a quella efficace.

$$F_{\text{ad}} = \text{crf}_{\phi 24} \cdot L \cdot \tau_{\text{vd}} \cdot n_{\text{ferri}} \quad (\text{forza di aderenza totale})$$

dove:

$\text{crf}_{\phi 24}$ = circonferenza foro $\phi 24$ (= 7,54 cm)

L = lunghezza foro (nella muratura di spina)

τ_{vd} = resistenza in direzione ortogonale blocco muratura (= $\tau_0/\text{FC} = 6/1,35 \text{ N/cm}^2$)

Pertanto:

$$F_{ad} = 7,54 \cdot 89 \cdot 0,0044 \cdot 24 = 70,86 \text{ kN} > \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

Nello stato di fatto la facciata era trattenuta solamente dal grado di ammorsamento delle pareti di spina, nello stato di progetto miglioramento sismico consiste nel fatto che, oltre al grado di ammorsamento tra le pareti, le barre sono in grado di trattenere, tutte insieme, un tiro della facciata pari a F_{ad} .

2.8.3 TIRANTI

È previsto l'alloggiamento di tiranti $\phi 16$ in fori $\phi 30$ nelle pareti di spina della facciata, i quali saranno inghisati nella muratura per tutta lunghezza ed agli estremi saranno bloccati con piastre, pertanto in questo caso i tiranti avranno la doppia funzione di cordolo e di controventamento al ribaltamento della facciata. Saranno inoltre soggetti ad una forza di pretensione pari a 30 kN.

In questo caso, essendo i tiranti bloccati in testa da piastre, non ha senso il calcolo della lunghezza efficace di ancoraggio, pertanto di seguito si condurrà la verifica dei tiranti considerando coinvolta la muratura per tutta lunghezza.

Verifica aderenza:

Si verifica a forza massima per ciascun tirante fornita dall'aderenza con la muratura ($L=19$ m).

$$F_{ad} = c r f_{\phi 30} \cdot L \cdot \tau_{vd} \cdot n_{ferri} \quad (\text{forza di aderenza totale})$$

dove:

$cfr_{\phi 30}$ = circonferenza foro $\phi 30$ (= 9,42 cm)

L = lunghezza foro (nella muratura di spina)

τ_{vd} = resistenza in direzione ortogonale blocco muratura (= $\tau_0/FC = 6/1,35$ N/cm²)

Pertanto:

$$F_{ad} = 9,42 \cdot 1900 \cdot 0,0044 \cdot 1 = 78,75 \text{ kN} >$$

Ad F_{ad} va aggiunta la forza di pretensione applicata al tirante paria 30 kN, quindi:

$$F_{tot} = 78,75 + 30 = 108,75 \text{ kN}$$

Pertanto 4 tiranti saranno in grado di trattenere una forza pari a:

$$4 \cdot F_{tot} = \mathbf{435 \text{ kN}}$$

Verifica a trazione del tirante:

$$\sigma = F_{tot}/A_{tir} = 108,75/2,01 = 43,32 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd} = 83,5 \text{ kN/cm}^2$$

Verifica soddisfatta.

($f_{yd} = 83,5$ kN/cm² essendo barre Diwidag)

2.8.4 ALLEGGERIMENTO COPERTURA

Di seguito si mostra il grado di miglioramento ottenuto alleggerendo la copertura attraverso la sostituzione delle tavelle in laterizio con doppio tavolato ligneo di spessore 5 cm.

$$Q_{\text{tavelle}} = 22,00 \cdot 0,05 = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{tavolat}} = 6,00 \cdot 0,05 = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

Si ha pertanto una diminuzione di carico **73%**, che corrisponde ad riduzione di forza sismica in sommità pari a:

$$(1,10 - 0,30) \cdot a_{g-SLV} \cdot A_{\text{cop}} = 0,80 \cdot 0,183 \cdot 250 = 37,5 \text{ kN/m}^2$$

Si è dunque dimostrato che gli enti resistenti nello stato di progetto, sono drasticamente superiori ai corrispondenti enti resistenti nello stato di fatto. L'intervento quindi, secondo anche quanto esposto nelle pagine precedenti, garantisce il miglioramento sismico.

Modena, maggio 2013

Il Progettista



