

REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DI ALESSANDRIA  
COMUNE DI CASALE MONFERRATO

MINISTERO PER I BENI E LE ATTIVITA' CULTURALI  
Soprintendenza Belle Arti e Paesaggio per le province di  
Alessandria, Asti, Biella, Cuneo, Novara, Verbano-Cusio-Ossola,  
Vercelli

COMMITTENTE:  
"Collegio - convitto municipale TREVISIO di Casale"  
Ente morale laicale fondato 6 marzo 1623  
via Trevigi n. 16 - Casale Monferrato (AL)

PROGETTISTI:  
arch. Michele GAIA  
Ordine degli Architetti Prov. di Alessandria n. 362  
ing. Giorgio MONTIGLIO di Dante  
Ordine degli Ingegneri di Alessandria n. 1404

**PROGETTO INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO,  
RESTAURO, RISANAMENTO CONSERVATIVO E  
MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI IMMOBILI  
DI PROPRIETA' DELL'ENTE COLLEGIO-CONVITTO  
MUNICIPALE TREVISIO DI CASALE SITI IN  
CASALE MONFERRATO (AL)**

**LOTTO 1B - CHIESA DI SANTA CATERINA**  
CONSOLIDAMENTO E RESTAURI ARCHITETTONICI  
LANTERNA, CUPOLA, TAMBURO E COPERTURA -  
RESTAURO FACCIATA PRINCIPALE

**PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO**

RELAZIONE TECNICA, SISMICA E  
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

data 01-10-2015  
Rev.02 del 30-03-2016

doc.04



**ENTE  
COLLEGIO-CONVITTO MUNICIPALE  
TREVISIO DI CASALE**

**Oggetto:** Progetto interventi di consolidamento, restauro, risanamento conservativo e manutenzione straordinaria di immobili di proprietà dell'Ente Collegio-Convitto Municipale Trevisio di Casale siti in Casale Monferrato (AL).

**LOTTO 1B – CHIESA DI SANTA CATERINA**

**Consolidamento e restauri architettonici lanterna, cupola, tamburo e copertura - Restauro facciata principale.**

**Committente:** Collegio - Convitto municipale **TREVISIO** di Casale Monferrato - Ente morale laicale - Via Trevigi n. 16 - Casale Monferrato (AL)

**Progettisti:** **Arch. Michele GAIA**

Ordine degli Architetti della provincia di Alessandria n. 362  
Corso Manacorda n. 53 – Casale Monferrato (AL)  
Tel. 0142/45.51.48 – Email: archigaia@libero.it

**Ing. Giorgio MONTIGLIO di Dante**

Ordine degli Ingegneri della provincia di Alessandria n. 1404  
Viale Montebello n. 15 – Casale Monferrato (AL)  
Tel. 0142/45.23.19 – Email: info@studiomontiglio.it

**data:** 01 ottobre 2015 – Rev.02 del 30.03.2016

**RELAZIONE TECNICA, SISMICA E  
DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

## **SOMMARIO**

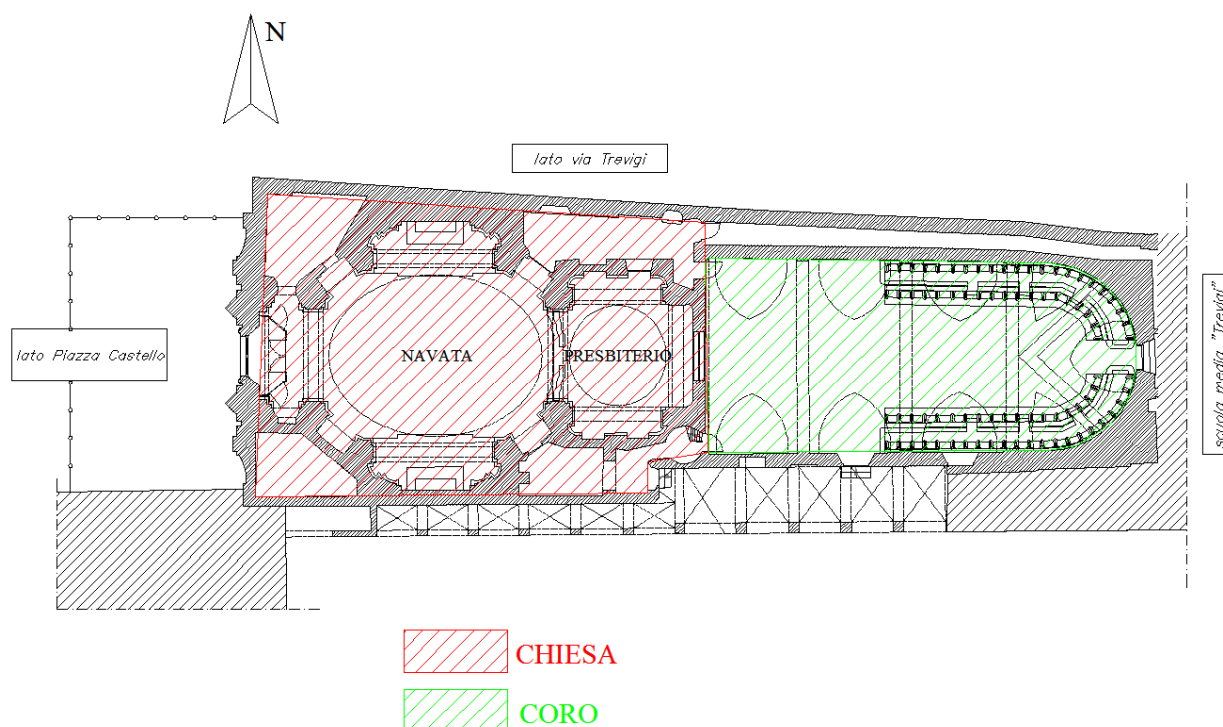
SOMMARIO .....	2
1   PREMESSA.....	3
2   NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3   MATERIALI .....	6
4   INTERVENTI SU STRUTTURE PRINCIPALI .....	6
4.1   ANALISI DINAMICHE .....	6
4.1.1   ANALISI MODALE PRELIMINAE .....	7
4.1.2   PROVE IN SITU E IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE DINAMICA .....	8
4.1.3   CONCLUSIONI ANALISI E INTERVENTI .....	13
5   INTERVENTI LOCALI.....	14
5.1   COPERTURA .....	14
5.1.1   ANALISI DEI CARICHI .....	15
5.1.1.1   PERMANENTI.....	16
5.1.1.2   ACCIDENTALI .....	17
5.1.2   COMBINAZIONI DI CARICO .....	18
5.2   VERIFICA ELEMENTI.....	19
5.2.1   FALSI PUNTONI.....	19
5.2.1.1   CARATTERISTICHE CARICHI E SOLLECITAZIONI.....	19
5.2.1.2   VERIFICHE .....	20
Resistenza SLU .....	20
Verifica deformabilità .....	21
5.2.2   TERZERE E COLMO .....	22
5.2.2.1   CARATTERISTICHE CARICHI E SOLLECITAZIONI.....	22
5.2.2.2   VERIFICHE .....	23
Resistenza SLU .....	23
Verifica deformabilità .....	23
5.3   CONSOLIDAMENTO PINNACOLI .....	24
5.3.1   CALCOLO SOLLECITAZIONI.....	26
5.3.2   VERIFICHE BASE .....	27

## 1 PREMESSA

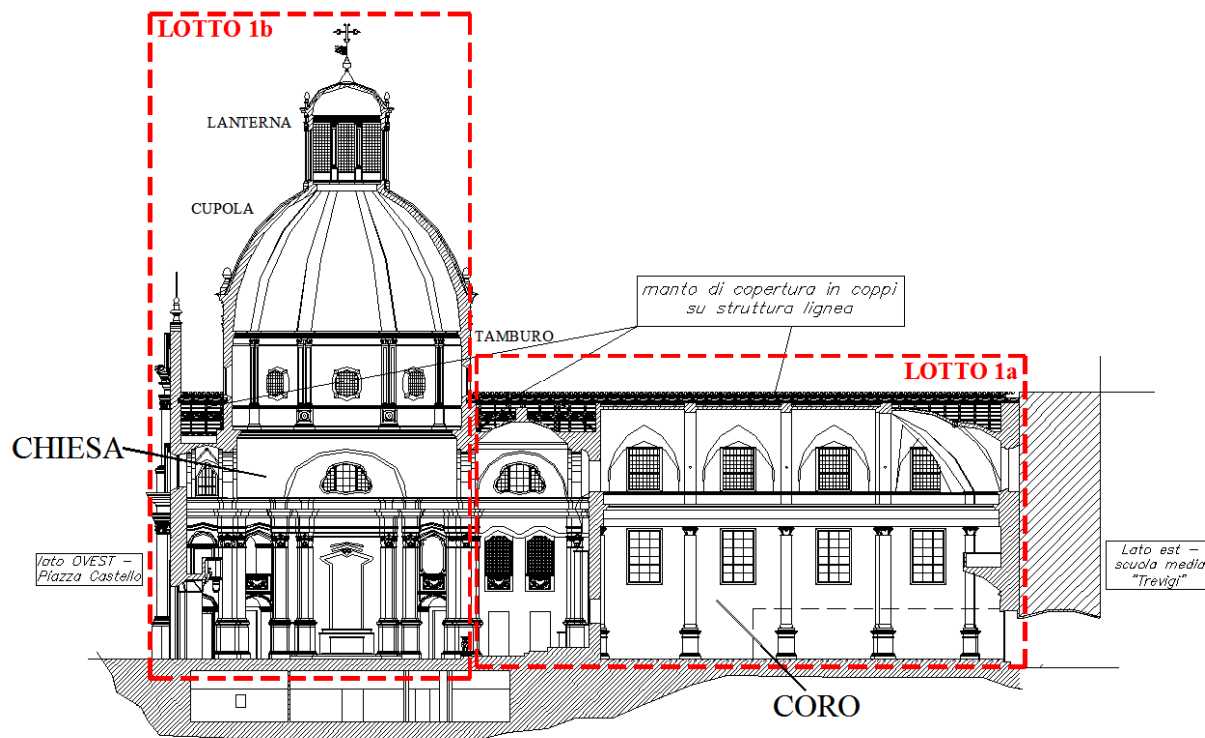
Oggetto della presente relazione sono gli interventi di carattere strutturale da realizzarsi della Chiesa di Santa Caterina (Santa Maria delle Grazie) in Casale Monferrato (AL), di proprietà del “Collegio – convitto municipale Trevisio di Casale”, oggetto di interventi di consolidamento, di restauro e risanamento conservativo.

La chiesa, di stile barocco, è costituita da due corpi principali: la chiesa vera e propria, costruita tra il 1718 e il 1726, e l'attuale coro, ovvero l'antica chiesa, costruita nel 1528. La chiesa è caratterizzata da un sistema costruttivo, in muratura, tamburo-cupola lanterna e da una facciata anteriore, mentre il coro presenta tre grandi archi in muratura, impostati sulle pareti laterali (lati nord e sud), che definiscono tre volte a botte e una volta semisferica nella zona di ingresso del coro (lato est, opposto all'ingresso della chiesa). La copertura dell'intero complesso chiesa-coro è composto dalla cupola sulla navata della chiesa e, per i rimanenti tratti (coro e presbiterio) da un tetto a due falde a struttura lignea e manto di copertura in coppi.

### PIANTA



## SEZIONE LONGITUDINALE



Essendo l'edificio facente parte del patrimonio culturale, è sottoposto alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12/10/2007, in tema di valutazione di base del rischio sismico degli edifici tutelati.

Per questo motivo, nel settembre 2010, sono state effettuate delle prove strumentali e sono state svolte delle simulazioni numeriche da parte del Prof. Ceravolo del Politecnico di Torino, al fine di individuare il comportamento della struttura durante il sisma, individuando le possibili criticità e infine gli interventi più idonei. I risultati di tale analisi, riassunti di seguito, sono riportati nella relazione del 16/11/2010, redatta dal Prof. Ing. Rosario Ceravolo, riportante i risultati delle prove dinamiche effettuate nei giorni 23 e 24 settembre 2010 e l'identificazione strutturale dinamica e mediante modelli matematici per l'interpretazione delle prove stesse.

L'analisi dinamica citata e la valutazione di una serie di criticità locali, ha individuato degli interventi, suddivisi nel lotto 1a, ovvero il restauro della copertura del coro, già eseguito, e il lotto 1b, ovvero gli interventi sulla chiesa, costituiti da (per maggiori dettagli fare riferimento agli elaborati grafici):

- consolidamento lanterna mediante cappa armata;
- consolidamento cupola e tamburo mediante cappa armata, cerchiature in fibra di carbonio e inserimento di catene nel tamburo;
- consolidamento facciata mediante inserimento di catene e barre per rinforzo dei pinnacoli;
- intervento di cuci-scuci armato negli archi di sostegno del tamburo (archi 1-4);
- rifacimento tratto di copertura lignea tra la facciata e il tamburo;

Tutti gli interventi si prefigurano come interventi su costruzioni esistenti ai sensi del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.

Secondo tale normativa, in generale si possono distinguere tre tipologie di intervento:

- *interventi di adeguamento sismico*, ai sensi del §8.4.1;
- *interventi di miglioramento sismico*, ai sensi del §8.4.2;
- *interventi di riparazione locale*, ai sensi del §8.4.3;

Gli interventi di adeguamento vanno effettuati qualora ci sia una variazione di destinazione d'uso e/o vengano effettuate delle modifiche sostanziali di geometria, distribuzione delle masse o comunque interventi che modifichino in maniera sostanziale il comportamento della struttura.

Nel caso in oggetto non è previsto né cambio di destinazione d'uso né modifica delle geometrie e delle masse, pertanto **non è necessario l'adeguamento**.

Come si vedrà meglio nel seguito tutti gli interventi previsti sono finalizzati a eliminare o comunque a ridurre le criticità individuate sia dall'analisi dinamica della struttura (lanterna, cupola, tamburo, facciata), quindi legate al comportamento sismico globale della struttura, sia da indagini locali su singoli elementi (pinnacoli di facciata e copertura), che presentano segni di dissesto e che quindi non soddisfano più a pieno i requisiti di sicurezza anche in campo statico.

Come di seguito meglio specificato, **tutti gli interventi** si possono classificare come **interventi di riparazione locale**. Di seguito verranno esaminati da un lato gli interventi legati al comportamento sismico, sulla base delle analisi svolte dal Prof. Ing. Ceravolo, e dall'altro quelli più localizzati, verificando in particolare le principali strutture della copertura oggetto di rifacimento e le barre di consolidamento dei pinnacoli di facciata.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14/01/2008: “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003: “primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e S.M.I.
- D.G.R. Regione Piemonte n. 11-13058 del 19 gennaio 2010 e S.M.I. per la classificazione sismica;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12/10/2007 – “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”

### 3 MATERIALI

➤ ACCIAIO per barre filettate di consolidamento pinnacoli: Acciaio INOX A4

➤ LEGNO per strutture di copertura:

Legno massiccio tipo S1 (Abete) – EN 11035

- $f_{m,k} = 29 \text{ MPa}$  - resistenza a flessione;
- $f_{v,k} = 3,0 \text{ MPa}$  - resistenza a taglio;
- $E_{0,m} = 12000 \text{ MPa}$  – modulo elastico medio parallelo alla fibratura;
- $\gamma_m = 415 \text{ kg/m}^3$  – massa volumica media.

Classe di servizio: 3

### 4 INTERVENTI SU STRUTTURE PRINCIPALI

Come già detto, al fine di valutare la risposta sismica dell'edificio in oggetto e quindi individuarne le criticità e gli interventi necessari, sono state svolte delle analisi dinamiche da parte del Politecnico di Torino, in base ai risultati delle quali sono quindi stati progettati gli interventi necessari al miglioramento del comportamento dinamico della struttura.

#### 4.1 ANALISI DINAMICHE

Sono state svolte le seguenti analisi:

- preliminare analisi modale agli elementi finiti;
- prove dinamiche mediante la predisposizione di 18 accelerometri sulla struttura;

L'analisi con modello matematico agli elementi finiti è stata necessaria per individuare, a livello teorico, il comportamento della struttura, in modo da determinare gli elementi più deformabili e quindi disporre i sensori in maniera ottimale per registrare il comportamento della struttura.

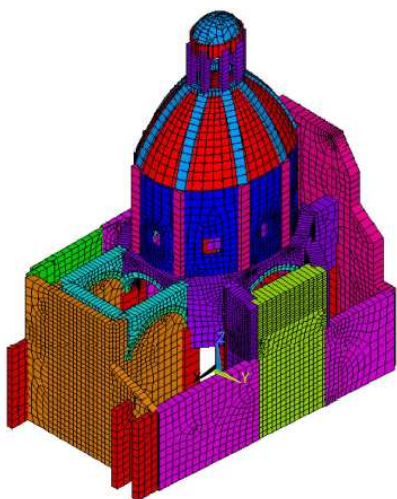
Una volta posizionati i sensori, sono stati acquisiti i dati di vibrazione della struttura, nei punti monitorati, sollecitata da vento e vibrazioni del traffico.

Di seguito si riassumono i risultati delle analisi: per i dettagli si rimanda alla relazione redatta dal Prof. Ing. Ceravolo.

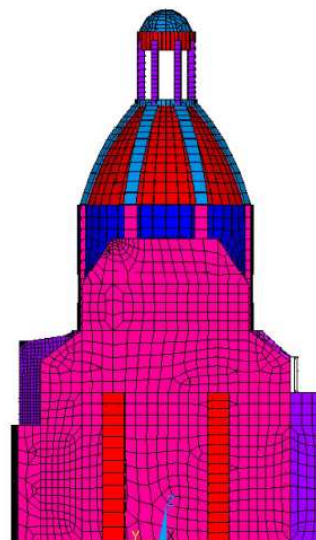


#### 4.1.1 ANALISI MODALE PRELIMINAE

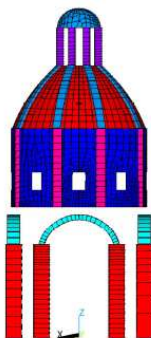
Con il modello agli elementi finiti sono stati modellati tutti gli elementi delle strutture della chiesa, ovvero muri perimetrali, tamburo, cupola, lanterna e facciata, mentre gli edifici adiacenti (coro e foresteria) sono stati modellati una volta con vincoli rigidi e una volta con vincoli deformabili, al fine di analizzare, non essendo note le reali caratteristiche, le due condizioni limite (le seguenti figure sono uno stralcio della relazione del Politecnico di Torino):



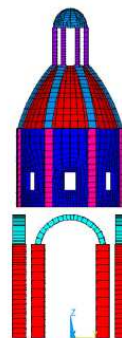
Modello F.E. – Vista prospettica



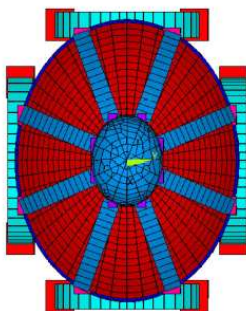
Modello F.E. – Vista frontale



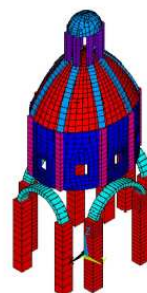
Modello F.E. struttura principale – Vista piano XZ



Modello F.E. struttura principale – Vista piano YZ



Modello F.E. struttura principale – Vista piano XY



Modello F.E. struttura principale – Vista prospettica

Dall'analisi dei modi di vibrare del modello si è potuto stabilire che gli elementi che maggiormente



influenzano la struttura sono la lanterna, la facciata e, in misura minore, la cupola ellittica, mentre il modello risulta poco sensibile alla variazione della rigidità dei vincoli che rappresentano i corpi adiacenti.

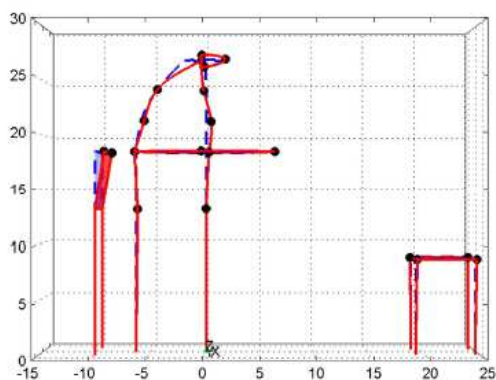
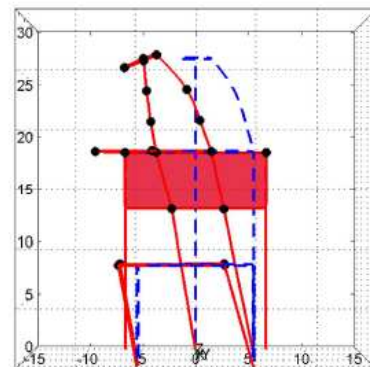
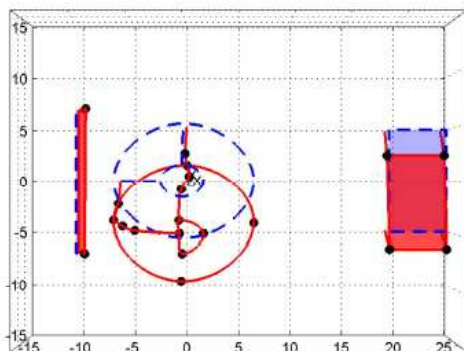
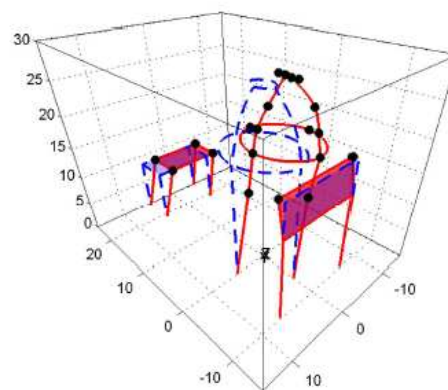
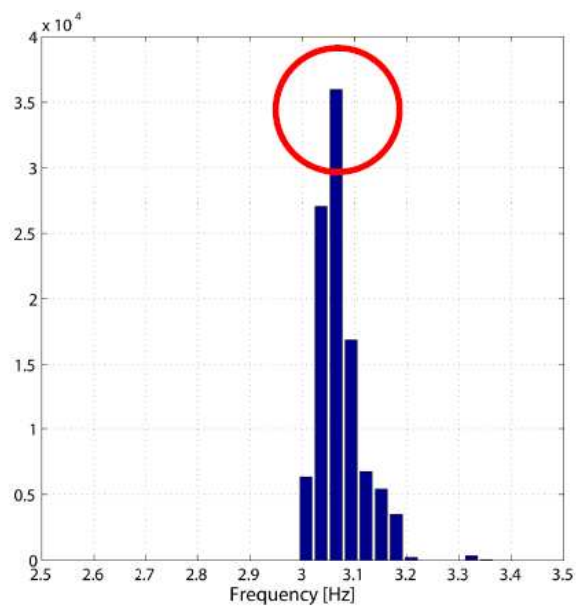
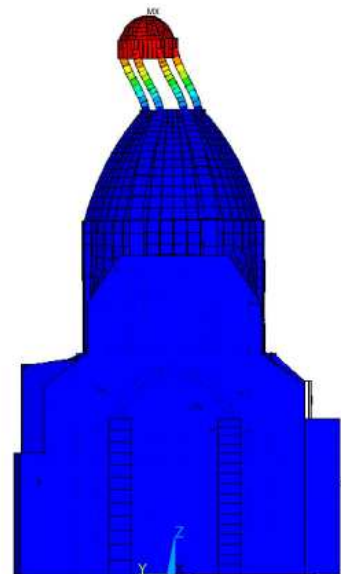
Dai risultati di queste preliminari valutazioni è stata quindi scelta la modalità di acquisizione dati ottimale.

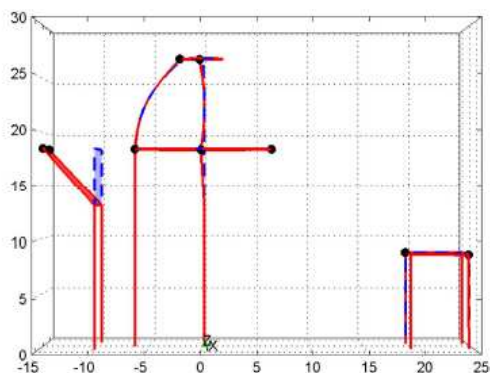
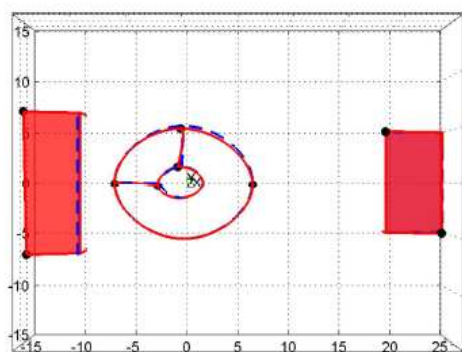
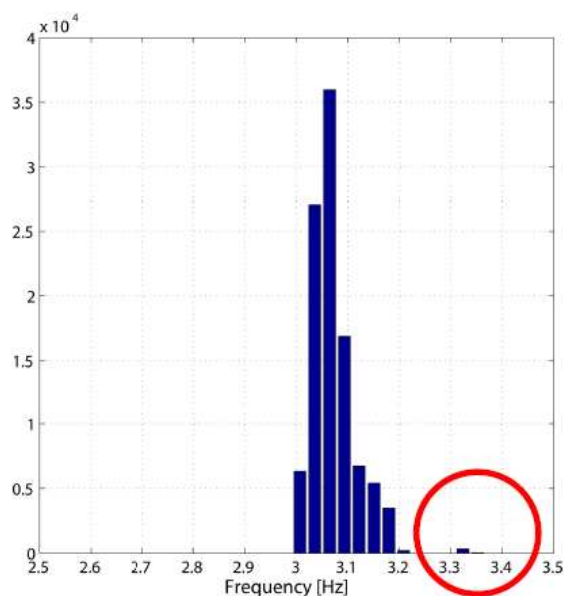
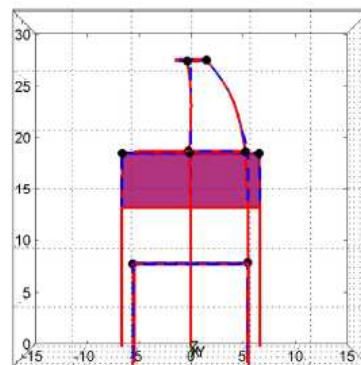
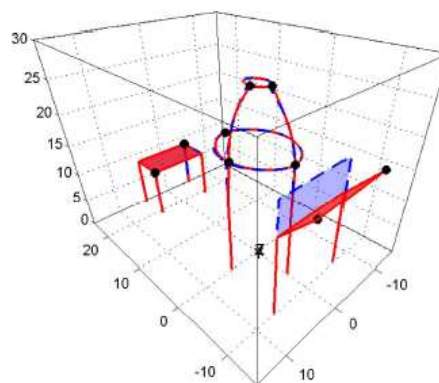
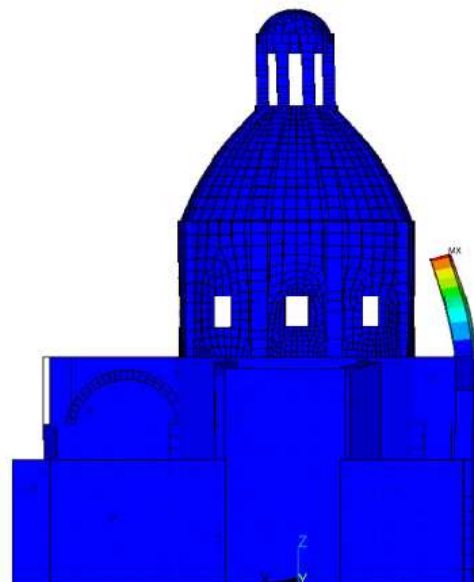
#### **4.1.2 PROVE IN SITU E IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE DINAMICA**

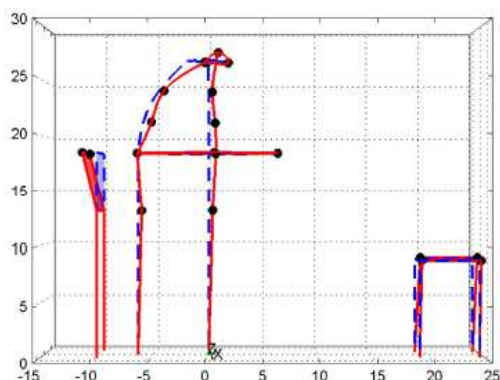
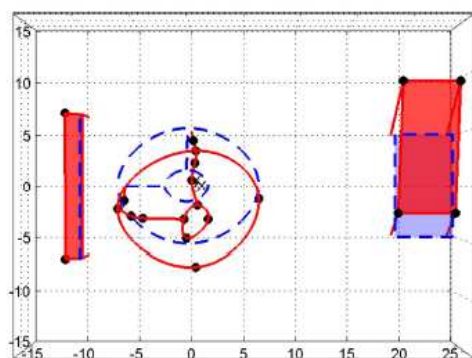
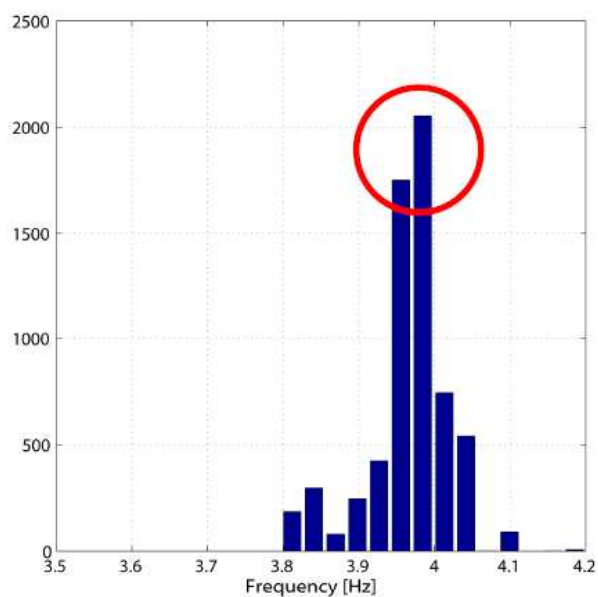
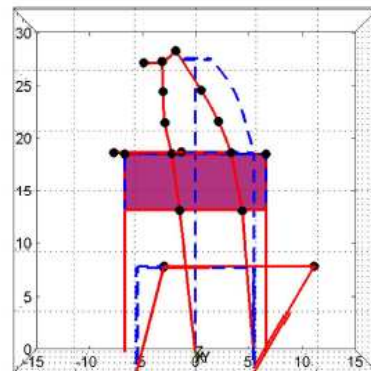
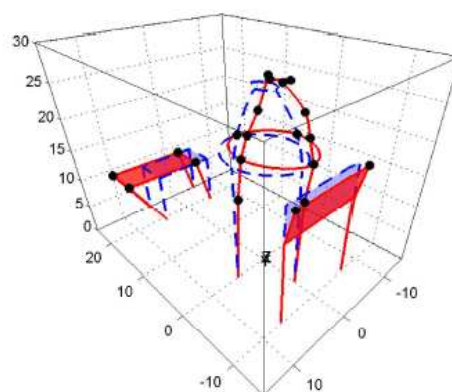
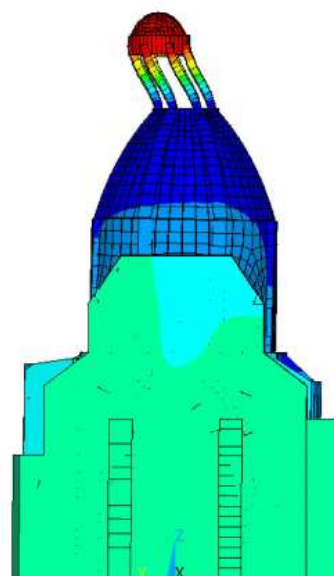
Come detto sono stati posizionati 18 accelerometri distribuiti sulla struttura e concentrati nelle zone più deformabili, quindi sono stati acquisiti i dati nelle giornate 23-24/09/2010.

Per interpretare le prove è stato utilizzato uno specifico codice per l'identificazione strutturale, con il quale è stata svolta un'analisi modale sperimentale, in modo da definire i reali modi di vibrare della struttura.

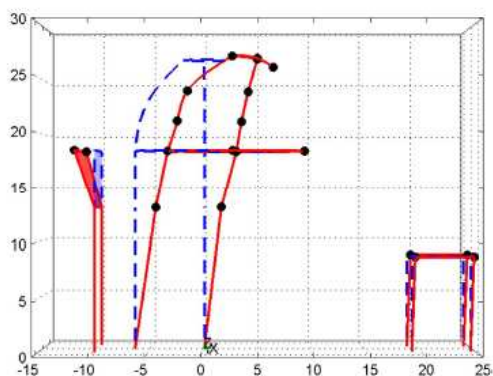
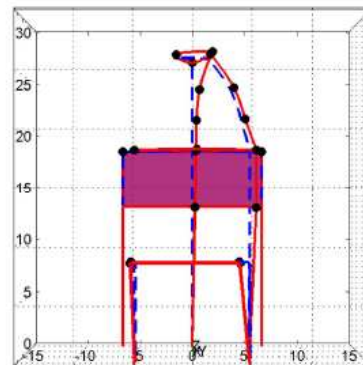
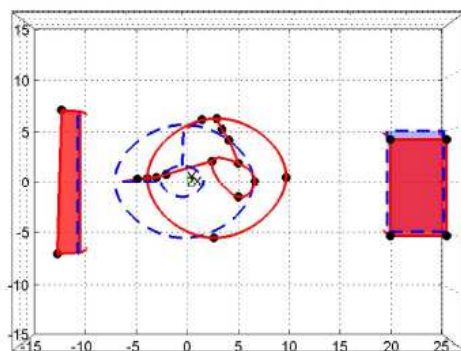
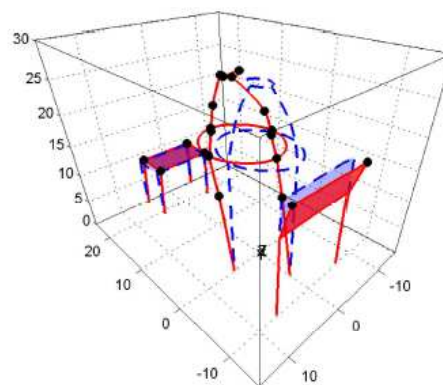
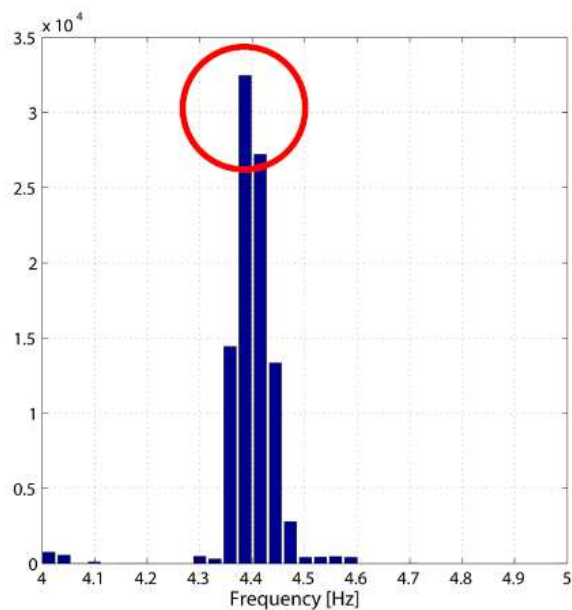
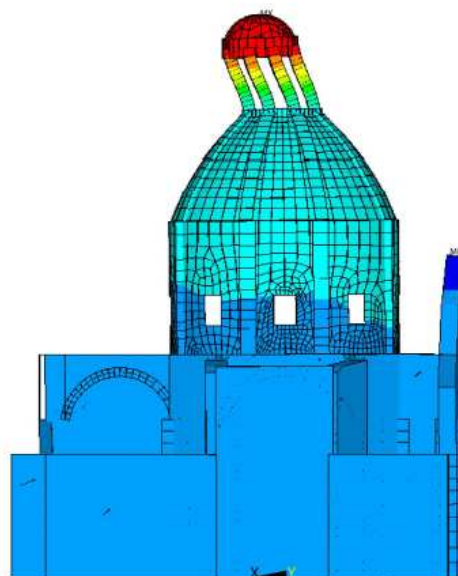
In sintesi dall'identificazione strutturale si è notata una minore rigidezza della struttura, soprattutto nella lanterna, con una corrispondenza biunivoca, rispetto al modello teorico, solo tra i primi quattro modi di vibrare (le seguenti figure sono uno stralcio della relazione del Politecnico di Torino):

**Modo 1 – 3,03 Hz****Forma modale – Vista piano XZ****Forma modale – Vista piano YZ****Forma modale – Vista piano XY****Forma modale – Vista prospettica****Istogramma di ricorsività****Modo del modello F.E. corrispondente (1°)**

**Modo 2 – 3,33 Hz****Forma modale – Vista piano XZ****Forma modale – Vista piano XY****Istogramma di ricorsività****Forma modale – Vista piano YZ****Forma modale – Vista prospettica****Modo del modello F.E. corrispondente (2°)**

**Modo 3 – 3,97 Hz****Forma modale – Vista piano XZ****Forma modale – Vista piano XY****Istogramma di ricorsività****Forma modale – Vista piano YZ****Forma modale – Vista prospettica****Modo del modello F.E. corrispondente (3°)**



**Modo 4 – 4,40 Hz****Forma modale – Vista piano XZ****Forma modale – Vista piano YZ****Forma modale – Vista piano XY****Istogramma di ricorsività****Forma modale – Vista prospettica****Modo del modello F.E. corrispondente (4°)**

#### **4.1.3 CONCLUSIONI ANALISI E INTERVENTI**

Dalle varie analisi effettuate è emerso che:

- sia le analisi teoriche che quelle basate sulle misurazioni in situ concordano sul fatto che gli elementi più deformabili sono la lanterna e la facciata, che vibrano in maniera non solidale alla cupola e, in alcuni modi di vibrare, in controfase;
- la facciata non è connessa rigidamente alla restante parte dell'edificio e in sommità è a sbalzo;
- l'analisi dei dati misurati hanno messo in risalto una deformabilità della lanterna ancora maggiore di quella determinata teoricamente, probabilmente a causa del dissesto delle colonne, che infatti presentano evidenti quadri fessurativi;
- la cupola ha un comportamento più rigido e regolare, soprattutto in direzione trasversale, come risulta dal modo 1 di vibrare, tuttavia essa presenta un comportamento, seppur più rigido, meno regolare lungo l'asse longitudinale (modo 4);
- sono presenti modi di ovalizzazione cupola-tamburo a frequenze basse (modo 6);

Da quanto detto discende che gli interventi devono essere volti a:

- 1) consolidare i pilastri della lanterna e irrigidire la calotta della stessa;
- 2) irrigidire la facciata;
- 3) irrigidire il sistema tamburo - cupola;

Come accennato in precedenza, sono quindi stati previsti i seguenti interventi (si rimanda alla relazione descrittiva e agli elaborati grafici per maggiori dettagli):

- cappa armata sulla lanterna;
- consolidamento pilastri lanterna;
- cappa armata sulla cupola;
- cerchiature in fibra di carbonio della cupola;
- inserimento di catene nel tamburo;
- inserimento di catene e consolidamento della facciata principale;
- consolidamento archi interni che sorreggono il tamburo (archi 1-4);

Questi interventi, anche se estesi agli elementi principali della struttura, non incidono in maniera significativa sul comportamento globale della struttura in quanto:

- le cappe armate hanno lo scopo di consolidare le volte eliminando gli ammaloramenti presenti sulla loro superficie ripristinando una situazione vicino a quella originale, senza

incidere sulla distribuzione delle masse;

- il consolidamento dei pilastri della lanterna è finalizzato a ridurre l'eccessiva deformabilità registrata con le indagini in situ, ripristinando le condizioni originali;
- le cerchiature in fibra di carbonio e le catene nel tamburo hanno la funzione di irrigidire localmente le singole strutture. Tali irrigidimenti non sono necessariamente legati al comportamento dinamico, ma hanno anche valenza statica: questi interventi sono infatti normalmente utilizzati nel consolidamento di strutture voltate in muratura, anche di ridotte dimensioni, soggette a degradi e ammaloramenti;
- le catene in facciata hanno lo scopo di irrigidire lo sbalzo, eccessivamente deformabile;
- il consolidamento degli archi principali che sorreggono il tamburo e la cupola (arco 1, arco 2, arco 3, arco 4, vedi tav.10b) ha il semplice scopo di eliminare il degrado delle strutture murarie, evidenziato dal quadro fessurativo, e ripristinare le condizioni originali. Si interviene mediante cucì-scucì armato per chiudere la macro-fessura muraria.

## **5 INTERVENTI LOCALI**

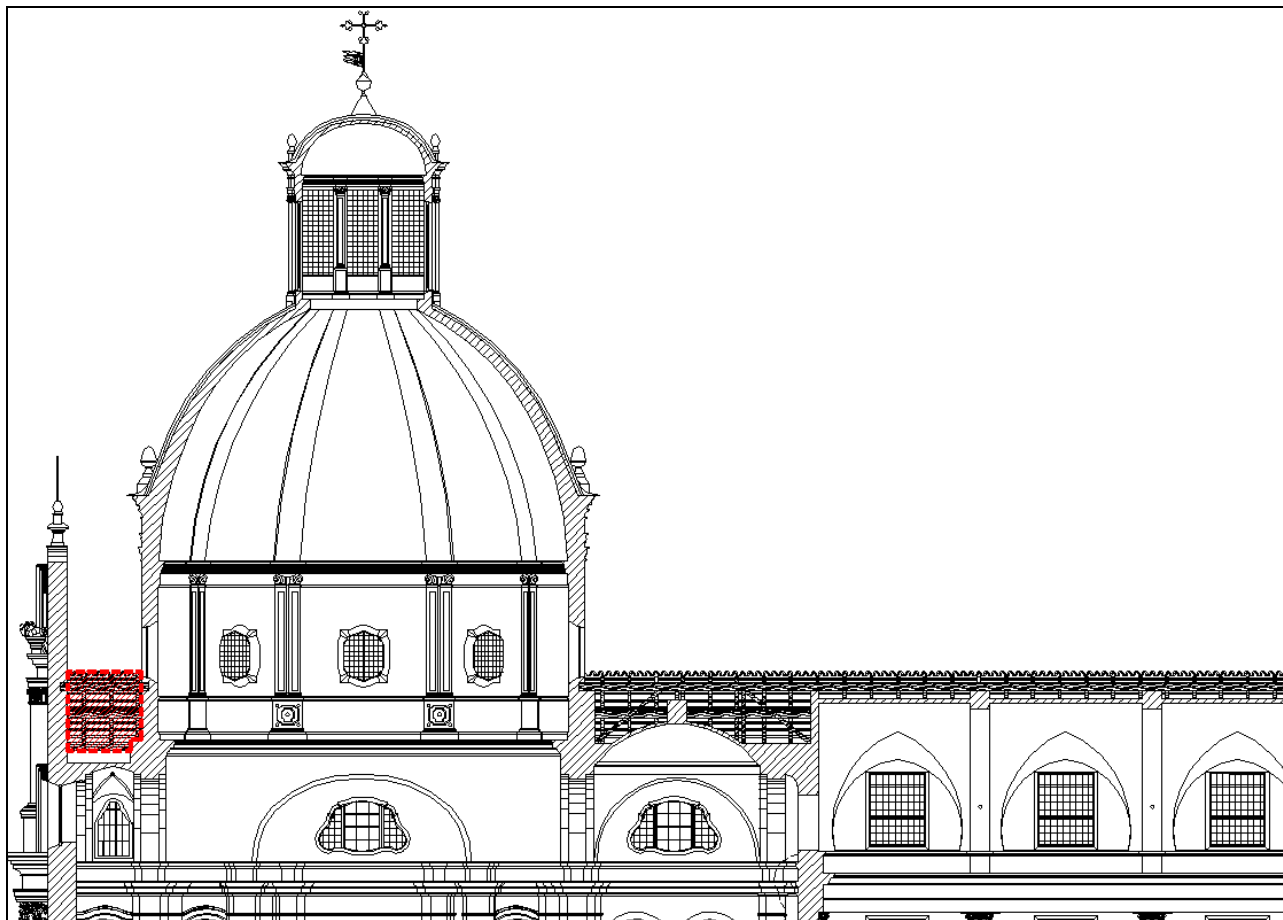
Come già detto gli interventi localizzati, non necessariamente legati al comportamento dinamico della struttura sono:

- rifacimento della copertura in coppi a struttura lignea (lotto 1b);
- consolidamento dei pinnacoli in facciata;

### **5.1 COPERTURA**

Oggetto del rifacimento è il tratto tra facciata e cupola:





Di seguito si svolgeranno quindi le verifiche strutturali degli elementi portanti della copertura, mentre non si considereranno le azioni sismiche, in quanto, su tali strutture le sollecitazioni accidentali statiche (neve ecc.) risultano preponderanti.

### 5.1.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi sono i seguenti:

#### *permanenti*

- pesi propri elementi orditura in legno (a favore di sicurezza: peso specifico = a  $9,00 \text{ kN/m}^3$ );
- impermeabilizzazione;
- manto di copertura in coppi;

#### *accidentali*

- neve;
- carico di esercizio;
- vento;

Come già detto per le verifiche in oggetto risulta poco significativa l'azione sismica, in quanto l'edificio si trova in zona 4, nella quale è possibile trascurare la componente verticale.

Di seguito si riportano i valori dei vari carichi.

### 5.1.1.1 PERMANENTI

#### *Falsi puntoni*

$b =$	0,20 m	larghezza
$h =$	0,20 m	altezza
$i =$	2,80 m	interasse
$q_{pp} =$	0,36 kN/m	carico lineare di peso proprio
$Q_{pp} =$	0,13 kN/m <sup>2</sup>	carico equivalente per unità di superficie

#### *Terzere / colmo*

$b =$	0,25 m	larghezza
$h =$	0,25 m	altezza
$i =$	2,00 m	interasse
$q_{pp} =$	0,56 kN/m	carico lineare singolo listello

#### *Tavolato*

$s =$	0,030 m	spessore
$Q_{tav} =$	0,270 kN/m <sup>2</sup>	carico per unità di superficie

#### *Listelli - strato 1*

$b =$	0,06 m	larghezza
$h =$	0,05 m	altezza
$i =$	0,80 m	interasse
$q_{pp} =$	0,027 kN/m	carico lineare singolo listello
$Q_{pp} =$	0,03 kN/m <sup>2</sup>	carico equivalente per unità di superficie

#### *Listelli - strato 2*

$b =$	0,05 m	larghezza
$h =$	0,05 m	altezza
$i =$	0,30 m	interasse
$q_{pp} =$	0,023 kN/m	carico lineare singolo listello
$Q_{pp} =$	0,08 kN/m <sup>2</sup>	carico equivalente per unità di superficie

#### *Manto di impermeabilizzazione*

$Q_{imp} =$	0,10 kN/m <sup>2</sup>	strato di impermeabilizzazione
-------------	------------------------	--------------------------------

#### *Manto di copertura*

$Q_{cop} =$	0,80 kN/m <sup>2</sup>	manto di copertura in coppi
-------------	------------------------	-----------------------------

## 5.1.1.2 ACCIDENTALI

**Accidentali****Esercizio (Cat. H1 - D.M. 14/01/2008)**

$Q_k =$  0,50 kN/m<sup>2</sup> carico dovuto alla neve su superficie piana

**Neve (D.M. 14/01/2008)**

Regione: Piemonte => Zona I Comune di Casale (AL)

$Q_{slm} =$  116 m quota sul livello del mare

$Q_{sk} =$  1,50 kN/m<sup>2</sup> carico dovuto alla neve su superficie piana

**Vento (D.M. 14/01/2008)***Calcolo pressione di riferimento*

$v_{ref,0} =$  25 m/s velocità di riferimento di base (funzione della zona)

$a_s =$  116 m quota sul livello del mare

$a_0 =$  1000 m funzione del sito

$k_a =$  0,01 l/s funzione del sito

$v_b =$  25 m/s velocità di riferimento per progetto

$\rho =$  1,25 kg/m<sup>3</sup> densità aria

$q_b =$  0,39 kN/m<sup>2</sup> pressione di riferimento

*Calcolo coefficiente di esposizione*

$z =$  11,00 m altezza della costruzione dal suolo

zona I

classe di rugosità b

categoria IV

$k_r =$  0,22 funzione del sito

$z_0 =$  0,3 m funzione del sito

$z_{min} =$  8 m funzione del sito

$c_t =$  1 coefficiente di topografia

$c_e =$  1,85 coefficiente di esposizione

*Coefficiente dinamico*

$c_d =$  1,00 coefficiente dinamico

*Calcolo coefficiente di forma*

$\alpha =$  23,00 ° anco di inclinazione tetto

$c_{pe\_fspv} =$  1,11 coefficiente di forma esterno per falde sopravvento

$c_{pe\_fstv} =$  -0,60 coefficiente di forma esterno per pareti sottovento

**Pressioni di calcolo**

$p_{stv} =$  0,80 kN/m<sup>2</sup> pressione sulle falde sottovento

$p_{spv} =$  -0,43 kN/m<sup>2</sup> pressione sulle pareti e copertura sopravvento

Si precisa che, a favore di sicurezza, sono stati considerati i coefficienti di esposizione di una tettoia isolata e si considererà il solo valore di pressione per falde sottovento, combinato con gli altri carichi accidentali secondo quanto descritto di seguito.

### 5.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

In combinazione rara (SLE) si ha:

$$G + P + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_{i(i>1)}$$

dove:

G = carichi accidentali (valore caratteristico);

P = precompressione (valore caratteristico);

Q = carichi permanenti (valore caratteristico);

$\psi_{0i}$  = coefficienti riduttivi di contemporaneità carichi accidentali rispetto a quello principale;

A stato limite ultimo (SLU):

$$\gamma_g G + \gamma_p P + \gamma_Q Q_1 + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{i(i>1)}$$

dove i coefficienti  $\gamma$  sono i coefficienti di stato limite ultimo. A favore di sicurezza si utilizza per tutti i carichi un coefficiente  $\gamma = 1,5$ , come riportato nel successivo riepilogo.

combinazione quasi permanente (SLE):

$$G + P + \sum \psi_{2i} Q_i$$

I coefficienti per le varie tipologie di carico sono riassunti di seguito:

#### *Coefficienti di stato limite*

$\gamma_G = 1,5$  coefficiente per carichi permanenti (tutti)

$\gamma_Q = 1,5$  coefficiente per carichi variabili (tutti)

#### *Coefficienti di contemporaneità*

##### *Carico di esercizio*

$\Psi_{0i} = 0,00$

$\Psi_{1i} = 0,00$

$\Psi_{2i} = 0,00$

##### *Carico vento*

$\Psi_{0i} = 0,60$

$\Psi_{1i} = 0,20$

$\Psi_{2i} = 0,00$

*Carico neve*

$\Psi_{0i} =$	0,50
$\Psi_{1i} =$	0,20
$\Psi_{2i} =$	0,00

Di seguito si farà riferimento alla combinazione a stato limite ultimo per le verifiche di resistenza e alle combinazioni a stato limite di esercizio (rara e quasi permanente) per le verifiche di deformabilità.

**5.2 VERIFICA ELEMENTI**

Di seguito si verificheranno gli elementi portanti principali della copertura, oggetto di rifacimento:

- falsi puntoni;
- trave di colmo e terzere

**5.2.1 FALSI PUNTONI****5.2.1.1 CARATTERISTICHE CARICHI E SOLLECITAZIONI**

Gli elementi in oggetto sono sostanzialmente riconducibili ad una trave in semplice appoggio. Essendo a sezione costante sono significative le sollecitazioni di momento massimo (mezzeria) e taglio massimo (appoggio).

$i_{\max} =$	1,50 m	interasse massimo
$q_{\text{perm}} =$	2,11 kN/m	carico permanente totale
$q_{\text{es}} =$	0,75 kN/m	carico accidentale - esercizio
$q_{\text{vento}} =$	1,35 kN/m	carico accidentale - vento
$q_{\text{neve}} =$	1,80 kN/m	carico accidentale - neve

$l_c =$	2,00 m	luce di calcolo
---------	--------	-----------------

$M_{\text{perm}} =$	1,06 kNm	momento permanente
$V_{\text{perm}} =$	2,11 kN	taglio permanente
$M_{\text{acc}_e} =$	0,38 kNm	momento da esercizio
$V_{\text{acc}_e} =$	0,75 kN	taglio da esercizio
$M_{\text{acc}_v} =$	0,67 kNm	momento da vento
$V_{\text{acc}_v} =$	1,35 kN	taglio da vento
$M_{\text{acc}_n} =$	0,90 kNm	momento da neve
$V_{\text{acc}_n} =$	1,80 kN	taglio da neve

*Combinazione 1*

$M_{\text{SLU}_1} =$	3,54 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{\text{SLU}_1} =$	7,08 kN	taglio stato limite ultimo

*Combinazione 2*

$M_{SLU\_2} =$	3,43 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{SLU\_2} =$	6,85 kN	taglio stato limite ultimo

*Combinazione 3*

$M_{SLU\_3} =$	3,27 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{SLU\_3} =$	6,54 kN	taglio stato limite ultimo

**5.2.1.2 VERIFICHE**

Si svolgono le verifiche di resistenza a stato limite ultimo e di deformabilità.

*Resistenza SLU*

Come detto il falso puntone si considera come una trave in semplice appoggio, quindi si verifica la mezzera a flessione semplice e gli appoggi a taglio. Occorre quindi verificare che:

$$\sigma_n \leq f_{m,k}$$

$$\tau_v \leq f_{v,k}$$

Dove  $\sigma_n$  e  $\tau_v$  sono, rispettivamente, la tensione normale massima, indotta dal momento flettente, e la tensione tangenziale massima. Quest'ultima è calcolata con la formula di Jourawsky:

$$\tau_v = V \cdot S / Jb$$

Dove “J” il momento d'inerzia “S” è il momento statico nella sezione considerata, con larghezza “b”.

b =	0,20 m	larghezza
h =	0,20 m	altezza
A =	0,04 m <sup>2</sup>	area
W =	1,33E-03 m <sup>3</sup>	modulo di resistenza
S =	1,00E-03 m <sup>3</sup>	momento statico massimo
I =	1,33E-04 m <sup>4</sup>	momento d'inerzia
$f_{m,k} =$	29 MPa	resistenza caratteristica a flessione
$\gamma_m =$	1,5	coefficiente di sicurezza (legno massiccio)
$k_{mod} =$	0,70	coefficiente che tiene conto della durata dei carichi
$f_{m,d} =$	13,53 MPa	resistenza di progetto a flessione

$f_{v,k} =$	3 MPa	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_v =$	1,5	coefficiente di sicurezza (legno massiccio)
$f_{v,d} =$	1,40 MPa	resistenza di progetto a taglio
$\sigma_n =$	2,65 MPa	tensione normale massima a flessione (valore assoluto) $< f_{m,d} \Rightarrow$ OK
$\tau_v =$	0,27 MPa	tensione tangenziale massima a taglio $< f_{v,d} \Rightarrow$ OK

### Verifica deformabilità

Si verifica la freccia massima nelle seguenti due condizioni:

- deformazione istantanea;
- deformazione a lungo termine;

Nel primo caso, in cui si considerano tutti i carichi massimi (combinazione rara) calcolando la freccia con il modulo elastico riportato in precedenza ( $E_{0,m}$ ); nel secondo caso invece si calcola la freccia dovuta ai carichi della combinazione quasi permanente con un modulo elastico ridotto ( $E_{rid}$ ) dato da:

$$E_{rid} = E_{0,m} / (1 + k_{def})$$

Dove  $k_{def}$  è un coefficiente funzione del tipo di legno e della classe di servizio (Tab.4.4.V D.M. 14/01/2008). In questo caso:

$$k_{def} = 2$$

Nel D.M. 14/01/2008, nella parte dedicata alle costruzioni in legno, non sono riportate prescrizioni specifiche sui limiti di deformabilità. Sulla base di limiti proposti in letteratura e nel §4.2.4.2.1, all'interno del capitolo relativo alle costruzioni in acciaio si considerano i seguenti limiti:

$$l_c / f_{ist} \geq 300$$

$$l_c / f_{fin} \geq 200$$

dove  $l_c$  è la luce di calcolo e  $f_{ist}$  e  $f_{fin}$  sono, rispettivamente, la freccia massima istantanea e finale (lungo termine).

Si ha quindi:

$E_0 =$	12000 MPa	modulo elastico iniziale
$k_{def} =$	2	coefficiente che tiene conto di viscosità e umidità
$E_{fin} =$	4000 MPa	modulo elastico finale
$q_{rara} =$	4,72 kN/m	carico combinazione rara - azione istantanea



$f_{ist} =$	0,61 mm	freccia istantanea
$l_c/f_{ist} =$	3255	>> 300 => OK

$q_{qp} =$	3,91 kN/m	carico combinazione quasi permanente - azione lungo termine
$f_{fin} =$	1,53 mm	freccia finale
$l_c/f_{fin} =$	1309	>> 200 => OK

### 5.2.2 TERZERE E COLMO

Le terzere e il colmo hanno la stessa luce e stesse dimensioni. Si verifica il caso con interasse maggiore (terzere). Le modalità di verifica sono analoghe a quelle viste per i falsi puntoni.

#### 5.2.2.1 CARATTERISTICHE CARICHI E SOLLECITAZIONI

$i =$	2,00 m	interasse
$q_{perm} =$	3,38 kN/m	carico permanente totale
$q_{es} =$	1,00 kN/m	carico accidentale - esercizio
$q_{vento} =$	1,80 kN/m	carico accidentale - vento
$q_{neve} =$	3,00 kN/m	carico accidentale - neve

$l_c =$	2,50 m	luce di calcolo massima
---------	--------	-------------------------

$M_{perm} =$	2,64 kNm	momento permanente
$V_{perm} =$	4,22 kN	taglio permanente
$M_{acc\_e} =$	0,78 kNm	momento da esercizio
$V_{acc\_e} =$	1,25 kN	taglio da esercizio
$M_{acc\_v} =$	1,40 kNm	momento da vento
$V_{acc\_v} =$	2,24 kN	taglio da vento
$M_{acc\_n} =$	2,34 kNm	momento da neve
$V_{acc\_n} =$	3,75 kN	taglio da neve

#### Combinazione 1

$M_{SLU\_1} =$	8,74 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{SLU\_1} =$	13,98 kN	taglio stato limite ultimo

#### Combinazione 2

$M_{SLU\_2} =$	8,15 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{SLU\_2} =$	13,04 kN	taglio stato limite ultimo

#### Combinazione 3

$M_{SLU\_3} =$	7,82 kNm	momento stato limite ultimo
$V_{SLU\_3} =$	12,51 kN	taglio stato limite ultimo

## 5.2.2.2 VERIFICHE

## Resistenza SLU

$b =$	0,25 m	larghezza
$h =$	0,20 m	altezza
$A =$	0,05 m <sup>2</sup>	area
$W =$	1,67E-03 m <sup>3</sup>	modulo di resistenza
$S =$	1,25E-03 m <sup>3</sup>	momento statico massimo
$I =$	1,67E-04 m <sup>4</sup>	momento d'inerzia
$f_{m,k} =$	29 MPa	resistenza caratteristica a flessione
$\gamma_m =$	1,5	coefficiente di sicurezza (legno massiccio)
$k_{mod} =$	0,70	coefficiente che tiene conto della durata dei carichi
$f_{m,d} =$	13,53 MPa	resistenza di progetto a flessione
$f_{v,k} =$	3 MPa	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_v =$	1,5	coefficiente di sicurezza (legno massiccio)
$f_{v,d} =$	1,40 MPa	resistenza di progetto a taglio
$\sigma_m =$	5,24 MPa	tensione normale massima a flessione (valore assoluto) < $f_{m,d}$ => OK
$\tau_v =$	0,42 MPa	tensione tangenziale massima a taglio < $f_{v,d}$ => OK

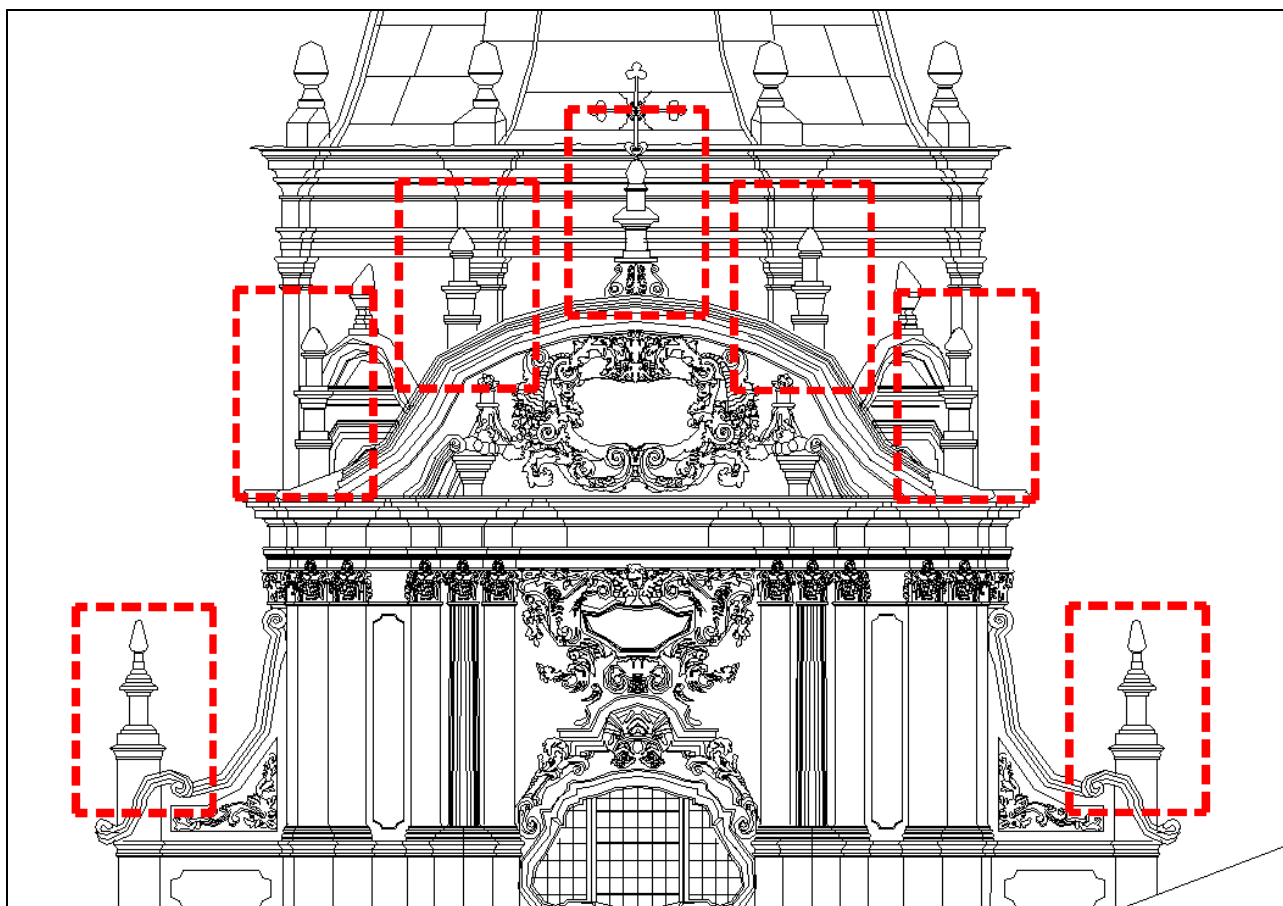
## Verifica deformabilità

$E_0 =$	12000 MPa	modulo elastico iniziale
$k_{def} =$	2	coefficiente che tiene conto di viscosità e umidità
$E_{fin} =$	4000 MPa	modulo elastico finale
$q_{rara} =$	7,45 kN/m	carico combinazione rara - azione istantanea
$f_{ist} =$	1,90 mm	freccia istantanea
$l_c/f_{ist} =$	1319	>> 300 => OK
$q_{qp} =$	6,38 kN/m	carico combinazione quasi permanente - azione lungo termine
$f_{fin} =$	4,87 mm	freccia finale
$l_c/f_{fin} =$	514	>> 200 => OK

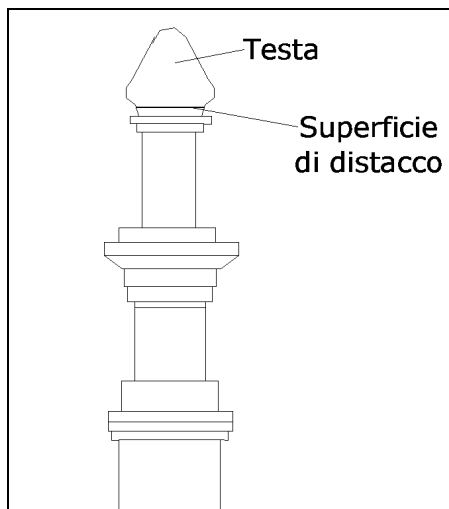
### 5.3 CONSOLIDAMENTO PINNACOLI

Dai sopralluoghi effettuati sulla facciata, è emerso che la testa dei pinnacoli è instabile in quanto la connessione con la parte sottostante si è deteriorata. Alcuni di questi sono già caduti, evidenziando il loro degrado avanzato.

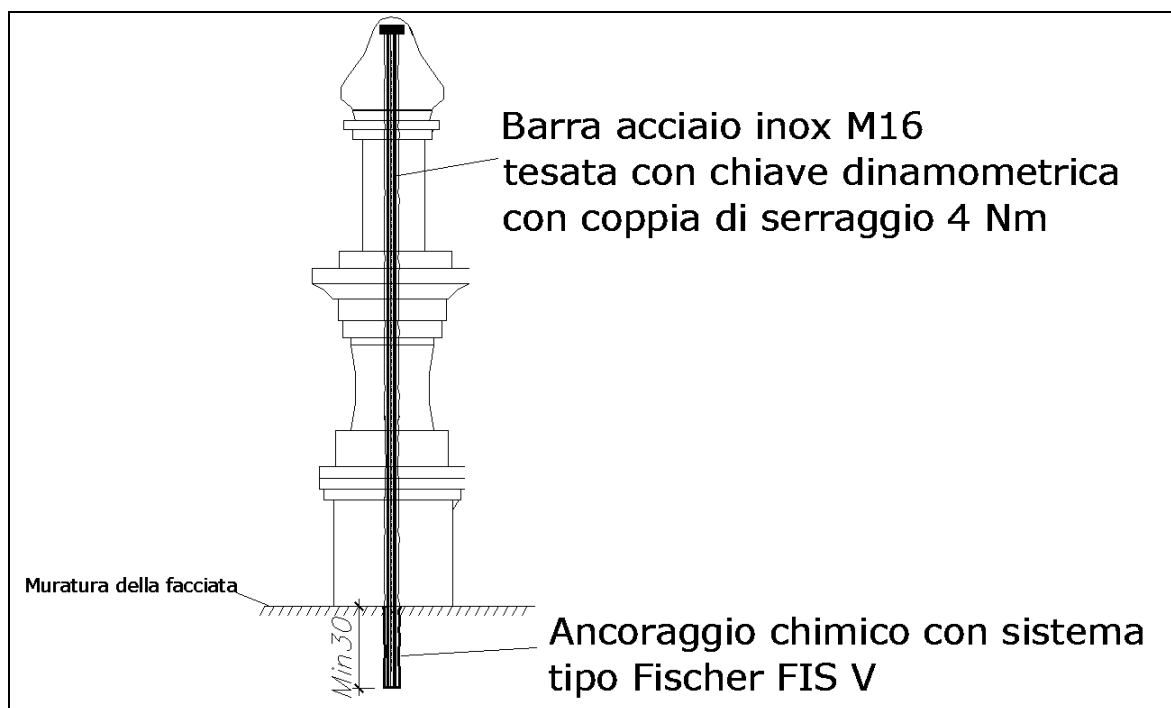
*Vista globale pinnacoli di facciata*



*Particolare*



Pur non essendo evidenti superfici di distacco, anche la parte inferiore dei pinnacoli è deteriorata: al fine di evitare il distacco della testa e consolidare comunque tutto il pinnacolo si è previsto di inserire una barra diametro 16 mm di acciaio inox in asse ad ogni pinnacolo, ancorata chimicamente all'interno della muratura della facciata e messa in tensione mediante chiave dinamometrica, in modo da rendere compresso il pinnacolo ed evitare fessurazioni e distacchi quando sollecitato trasversalmente.



Si verifica la base del pinnacolo sollecitato dalle massime azioni orizzontali e in presenza della compressione dovuta al peso proprio e alla tensione dovuta al precarico.

Le sollecitazioni orizzontali più significative cui possono essere sottoposti i pinnacoli sono quelle sismiche, pertanto si svolgeranno tali verifiche a presso-flessione e taglio secondo i criteri previsti al §7.8.2.2 del D.M. 14/01/2008.

Si considerano delle caratteristiche meccaniche della muratura tipiche per il caso in oggetto, reperibili in letteratura. Si considerano in particolare dei parametri cautelativi relativi a *muratura in mattoni pieni e malta di calce*:

$f_m =$	2,40 MPa	tensione media caratteristica di resistenza a compressione
$\tau_0 =$	0,06 MPa	tensione tangenziale media caratteristica di resistenza a taglio

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni dovute all'azione sismica e le relative verifiche della base del pinnacolo, facendo riferimento al più alto tra quelli riportati in precedenza.

### 5.3.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

Le azioni sismiche si determinano, cautelativamente, considerando il metodo semplificato, ovvero applicando un'azione orizzontale equivalente, pari al prodotto della massa del pinnacolo per il picco dello spettro elastico dello stato limite di collasso (SLC):

#### Parametri sismici adottati

Zona (Casale M.to, AL)	4	
Latitudine	45,1343 °	
Longitudine	8,4582 °	
Classe d'uso	II	
$C_u =$	1	coefficiente funzione della classe d'uso
$V_N =$	50 anni	vita nominale
$V_R =$	50 anni	periodo di riferimento

#### Stato limite utilizzato: SLC (SLU)

$a_g =$	0,46 m/s <sup>2</sup>	accelerazione sismica
TR =	975 anni	tempo di ritorno
$F_0 =$	2,713	
$T_c^* =$	0,304 s	
Categoria suolo	C	rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o fine molto addensati
Categoria topografica	T1	superficie con inclinazione media <15°
$S_s =$	1,50	amplificazione stratigrafica
$S_T =$	1,00	amplificazione topografica
$\eta =$	1,00	struttura non dissipativa

**S = 1,88 m/s<sup>2</sup> spettro di risposta elastico massimo**

#### Calcolo sollecitazioni

$h_{max} =$	1,70 m	altezza massima pinnacolo
$V_{max,t} =$	0,21 m <sup>3</sup>	volume totale pinnacolo
P =	5,25 kN	peso totale
m =	535,17 kg	massa equivalente
$H_s =$	1,00 kN	azione sismica
h =	0,85 m	braccio di leva

#### Sollecitazioni di calcolo

$M_s =$	0,85 kNm	momento sismico (SLU)
$V_s =$	1,00 kN	taglio sismico (SLU)

**5.3.2 VERIFICHE BASE**

$d =$	0,40 m	diametro
$A =$	0,16 m <sup>2</sup>	area
$W =$	0,01 m <sup>3</sup>	modulo di resistenza
$N_{\text{prec}_K} =$	1,00 kN	forza di precompressione - valore caratteristico
$\gamma_p =$	0,9	coefficiente di sicurezza precompressione
$N_{d_{\text{tot}}} =$	5,63 kN	forza di compressione totale di progetto (compreso peso proprio)

**Verifica tensioni massime (positive se di trazioni) - sezione interamente reagente**

$\sigma_{\text{max}} =$	0,04 MPa	tensione massima (massima trazione)
$\sigma_{\text{min}} =$	-0,12 MPa	tensione massima (minima compressione)

**Verifica presso-flessione SLU (§7.8.2.2.1 DM 14/01/2008)**

$l =$	0,4 m	lunghezza muratura
$t =$	0,29 m	lunghezza tratto compresso
$\sigma_0 =$	0,06 MPa	tensione di compressione media
$f_m =$	2,4 MPa	tensione media caratteristica di resistenza a compressione
$\gamma_M =$	1,5	coefficiente di sicurezza SLU su resistenza compressione
$f_d =$	1,60 MPa	tensione di calcolo resistenza a compressione
<b>Mu =</b>	<b>1,27 kNm</b>	<b>momento ultimo &gt; Ms =&gt; OK</b>

**Verifica a taglio SLU (§7.8.2.2.2 DM 14/01/2008)**

$l' =$	0,29 m	lunghezza parte compressa
$t =$	0,40 m	spessore parete
$\sigma_0 =$	0,64 MPa	tensione di compressione media
$\tau_0 =$	0,06 MPa	tensione tangenziale media caratteristica di resistenza a taglio
$\gamma_M =$	1,5	coefficiente di sicurezza SLU su resistenza compressione
$f_d =$	0,04 MPa	tensione di calcolo resistenza a compressione
<b>Vu =</b>	<b>4,61 kN</b>	<b>taglio ultimo &gt; Vs =&gt; OK</b>

\*\*\* \*\*