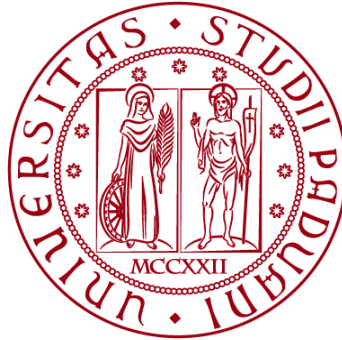


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**IDENTIFICAZIONE DINAMICA E CONTROLLI
NON DISTRUTTIVI SU UNA CHIESA STORICA A
NOTO. CONFRONTO TRA RISULTATI
SPERIMENTALI E NUMERICI**

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa Flora Faleschini
Correlatori:
Ing. Klajdi Toska

Laureando: Andrea Pitton
1197713

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

Indice

1.	Introduzione.....	1
2.	La Chiesa Madonna del Carmine	3
2.1	Analisi storica	3
2.2	La struttura	4
2.2.1	La facciata.....	5
2.2.2	L'interno	6
2.3	Analisi degli interventi.....	7
3.	Conoscenza del manufatto.....	11
3.1	Il rilievo geometrico.....	12
3.1.1	Rilievo con laser scanner	12
3.1.2	La nuvola di punti.....	13
3.1.3	Creazione della nuvola di punti con Recap Pro.....	14
3.1.4	Utilizzo della nuvola di punti per la realizzazione di piante e sezioni	15
3.2	Rilievo visivo	16
3.2.1	Rilievo dei materiali	17
3.2.2	Rilievo dello stato di degrado	19
3.2.3	Rilievo dello stato fessurativo	22
3.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	24
3.3.1	Livello di conoscenza e livello di confidenza.....	26
4.	Modello FEM	27

4.1	Modello geometrico 3D.....	27
4.2	Modello FEM	29
4.2.1	Le mesh	29
4.3	Analisi dei carichi	31
4.3.1	Carichi permanenti strutturali.....	31
4.3.2	Carichi permanenti non strutturali.....	32
4.3.3	Carichi accidentali	32
4.3.3.1	Azione della neve	33
4.3.3.2	Azione del vento	33
4.4	Analisi dei modi di vibrare	34
5.	Campagna di indagini.....	39
5.1	Prove non distruttive.....	39
5.1.1	Prove soniche	39
5.1.1.1	Esecuzione delle prove.....	40
5.1.1.2	Risultati delle prove	42
5.1.2	Prove termografiche	48
5.1.2.1	Esecuzione e risultati delle prove.....	48
5.1.3	Indagini endoscopiche	50
5.1.3.1	Esecuzione delle prove.....	51
5.1.3.2	Risultati delle prove	51
5.2	Prove semi distruttive	53
5.2.1	Carotaggi	53

5.2.2	Prove con martinetto piatto singolo.....	57
5.2.3	Prova con martinetto piatto doppio	58
5.3	Identificazione dinamica	59
5.3.1	Monitoraggio strutturale	60
5.3.2	Piano identificazione dinamica.....	61
5.3.2.1	Strumentazione utilizzata	63
5.3.3	Analisi dei dati.....	64
6.	Confronto tra i risultati dell'indagine dinamica e il modello	65
6.1	Analisi modale operativa	65
6.1.1	Elaborazione dei dati mediante FDD.....	65
6.1.2	Indicatore MAC (Modal Assurance Criterion).....	70
7.	Analisi dei meccanismi locali.....	73
7.1	Comportamento sismico degli edifici storici in muratura.....	73
7.1.1	Parametri dell'azione sismica.....	75
7.1.2	Stima dell'indice di sicurezza.....	79
7.1.3	Stima dell'indice di sicurezza sismica.....	82
7.2	Meccanismi di collasso per le chiese	84
7.3	Parametri globali	86
7.4	Macroelemento Facciata	89
7.4.1	Meccanismi fuori piano	90
7.4.1.1	Ribaltamento globale della facciata	92
7.4.1.2	Ribaltamento parziale della facciata.....	95

7.4.1.3	Ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale	98
7.4.2	Meccanismi nel piano.....	100
7.4.2.1	Rottura per ribaltamento della facciata	100
7.4.2.2	Taglio da scorrimento	102
7.4.2.3	Ribaltamento con formazione di una lesione centrale	104
8.	Analisi globali.....	107
8.1	Analisi modale con spettro di risposta.....	107
9.	Conclusioni.....	115

1. Introduzione

Oggetto della presente tesi è la Chiesa della Madonna del Carmine della città di Noto (SR), monumento realizzato a metà del '700. Gli edifici monumentali rappresentano una tipologia di edifici particolarmente sensibili all'azione sismica, in particolare le chiese data la loro complessa geometria evidenziano maggior vulnerabilità.

Lo studio si è articolato in diverse fasi che vengono descritte in sintesi di seguito.

Nel secondo capitolo viene condotta un'analisi storico-critica della Chiesa in esame, la documentazione relativa alla struttura è risultata scarsa e incompleta per condurre un'analisi approfondita.

Nel terzo vengono descritte le fasi del rilievo, attività fondamentale al fine di caratterizzare in modo corretto una struttura. Il rilievo geometrico è stato condotto dall'Università degli studi di Messina mediante la tecnologia laser Scanner, quello visivo è il risultato di diversi sopralluoghi con lo scopo di evidenziare lo stato di degrado, quello fessurativo e di identificare i materiali costituenti la struttura.

Nel quarto capitolo viene descritta brevemente la realizzazione di un primo modello FEM con l'utilizzo del software Midas FEA NX, che grazie al suo modellatore di solidi 3D ha permesso di riprodurre al meglio la geometria tridimensionale della struttura. Di seguito si sono svolte delle prime analisi modali al fine di caratterizzare il comportamento dinamico della struttura.

Nel quinto capitolo viene presentato il piano di indagini non distruttive svolte e i loro risultati. Le prove svolte sono di tipo endoscopiche, soniche e termografiche, insieme ad un piano di identificazione dinamica in sito attraverso l'installazione di accelerometri, che data la mole della struttura ha riguardato solo la facciata della chiesa.

Nel sesto capitolo i dati acquisiti dall'identificazione dinamica sono stati elaborati tramite appositi algoritmi e programmi, i risultati ottenuti sono stati utilizzati per verificare la bontà del modello preliminare e calibrarlo al meglio.

Nel settimo capitolo sono stati analizzati i meccanismi locali tipici di costruzioni in muratura storiche attraverso il metodo semplificato proposto dalle *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”*.

Nell'ultima parte viene analizzato il comportamento della chiesa, sempre con l'utilizzo del software MIDAS FEA NX, utilizzando lo spettro elastico per determinare i modi di vibrare della struttura.

2. La Chiesa Madonna del Carmine

2.1 Analisi storica

La Chiesa della Madonna del Carmine sorge nel centro storico della città di Noto, Siracusa, al termine di via Ducezio, affacciandosi sull'omonima piazzetta del Carmine. Il periodo di realizzazione risale al diciottesimo secolo, quando a seguito di un forte terremoto nel 1693 l'intera città di Noto Antica fu distrutta, insieme ad oltre 40 centri abitati. Per volontà di Giuseppe Lanza, duca di Camastra e rappresentante del regio governo spagnolo, la nuova città fu ricostruita a 16 km dalla precedente ubicazione: *“Fondata sul declivio del colle delle Meti, lontana dal sito originario, la città si configura attraverso due impianti ortogonali affiancati, su livelli diversi, collegati attraverso scalinate. La città alta, segnata da un disegno quadrangolare intorno a una piazza con la chiesa del Santissimo Crocifisso, si proietta verso un secondo tracciato ortogonale in cui la strada principale si allarga su ampi slarghi rettilinei. La città bassa ha un impianto planimetrico reticolare, definito dall'asse principale, in direzione nord-sud, che congiunge la chiesa del Santissimo Crocifisso con la cattedrale di San Nicolò, posta sul livello inferiore, fulcro dell'intera città. Nella piazza, infatti, in cui si fronteggiano il Duomo e il palazzo municipale dando luogo, proprio per il naturale declivio del terreno, a una “elaborata scenografia barocca” (Boscarino, 1997, p. 58).”*

L'assenza di documentazione impedisce di ricostruire un iter costruttivo della Chiesa, non esistono infatti documentazioni che riportino date di inizio e fine lavori, né attestazioni che identifichino il progettista. Il suo periodo di realizzazione viene accostato a quello del convento dei Carmelitani, la cui realizzazione sembra essere stata avviata in seguito all'ulteriore terremoto del 1727, indicativamente intorno al 1730, sotto la guida dell'architetto Rosario Gagliardi (1690-1762), uno dei principali artefici della ricostruzione della città. Le prime citazioni riguardanti la realizzazione del convento risalgono al 1733, documento pubblicato in C.G. Canale-L- Cugno, il quale riferisce come l'architetto Rosario Gagliardi sia impegnato nella realizzazione dell'edificio annesso alla chiesa.

In un documento del 1770, pubblicato in C.G. Canale-L- Cugno, si ritrovano le prime informazioni riguardanti la chiesa, la quale in tale data la costruzione era giunta al termine ad esclusione del tetto e di opere di finitura.

Alcuni studiosi attribuiscono all'architetto Fra Alberto Maria la progettazione della struttura, ritrovando lo stesso stile nella Chiesa del Carmine di Scicli, opera risalente allo stesso periodo e di sua progettazione.

Informazioni più recenti riguardano la sua gestione, a seguito di all'emanazione di leggi di soppressione degli ordini religiosi del 1866 la Chiesa e l'annesso convento vennero abbandonati per circa 70 anni, fino al 1924 quando venne istituita la Parrocchia. Nel 1915 la chiesa viene ceduta dalla Provincia al Comune per alloggio dei militari, poi per ordine del Comando del Presidio l'immobile viene preso in consegna dall'ufficio "grani" come deposito di grano in sacchi. Quando la chiesa non fu più adoperata come deposito fu restituita all'autorità militare per restaurarla e riconsegnarla all'Ente proprietario. Ma l'uso improprio fatto dell'edificio aveva prodotto danni ragguardevoli, per cui constatato il grave stato di degrado, soprattutto all'interno.

2.2 La struttura

La planimetria della Chiesa si caratterizza per un'unica aula triabsidata che occupa una superficie di circa 1000 metri quadri. La pianta ad ottagono irregolare, fortemente allungata, alla quale si aggregano tre volumi semicilindrici, absidi, più bassi rispetto al corpo centrale, due in corrispondenza dell'asse trasversale e uno a conclusione dell'asse longitudinale.

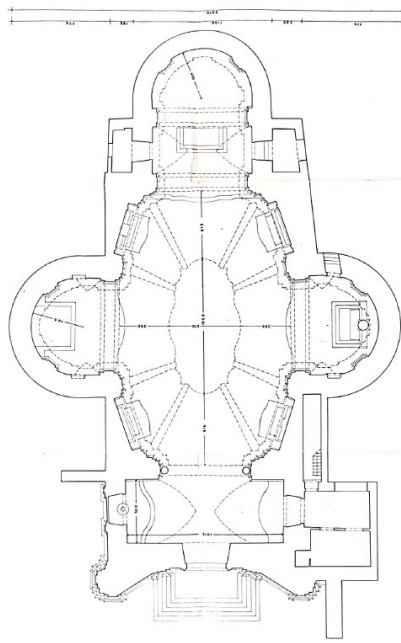


Figura 2.1- Pianta Chiesa Madonna del Carmine, immagine fornite da Università di Messina

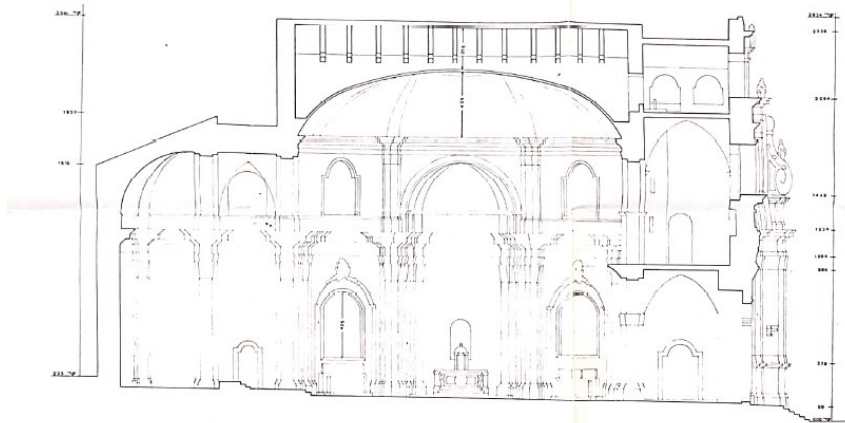


Figura 2.2 Sezione Chiesa, immagine fornite da Università di Messina

2.2.1 La facciata

La facciata si espone verso est su un sagrato al termine di via Ducezio, imponendosi nel contesto architettonico circostante. Lo stile è quello tardo barocco, dove sono prediletti motivi curvilinei. L'andamento è curvilineo, concavo, definito da tre marcapiani che individuano tre livelli. Il prospetto non presenta colonne ma solo lesene, elementi di solo carattere architettonico, al termine delle quali troviamo i capitelli. Nel primo livello

troviamo il portale di ingresso, al termine del quale si trova il blasone dei carmelitani sorretto da putti alati. Il secondo livello va a rastremarsi verso l'alto snellendo il prospetto, mentre nel terzo ed ultimo troviamo la campanaria.



Figura 2.3- Facciata Chiesa Madonna del Carmine Noto

2.2.2 L'interno

La navata centrale è coperta da una volta a padiglione allungata con pianta ottagonale. Intorno alla metà del XVIII secolo l'artista Costantino Cercasi realizzò il dipinto della volta: "Il trionfo della Madonna del Carmelo sulle eresie ariana e nestoriana".



Figura 2.4 - Volta a padiglione affrescata

Le absidi laterali e le volte sono state realizzate decorazioni stile rococò a stucco e oro, attribuite al palermitano Giuseppe Gianforma.

Le absidi laterali sono coperte da volte a catino, e separati dal corpo centrale da archi a tutto sesto.



Figura 2.5- Altare laterale, volta a

A conclusione della navata si trova l'altare principale



Figura 2.6 - Altare principale

2.3 Analisi degli interventi

Al fine di una corretta valutazione della struttura è necessario conoscere le caratteristiche originarie dell'edificio e le eventuali modifiche subite nel tempo. Gli edifici storici sono

spesso oggetto di interventi dovuti all'inevitabile degrado dei materiali, eventi calamitosi ed interventi funzionali.

Nel caso in esame si è potuto consultare solo alcuni documenti relativi ai lavori di restauro più recenti. Negli anni '90 è stato redatto un progetto che ha riguardato il consolidamento della volta principale a padiglione, con struttura in legno, canne e gesso, che si trovava in uno stato fortemente fessurato e presentava l'armatura lignea erosa.

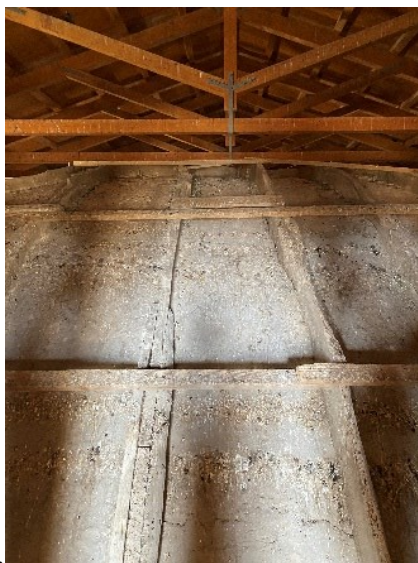


Figura 2.7 - struttura volta a padiglione

Nello stesso progetto una volta messa in sicurezza la volta a padiglione era previsto il rifacimento della copertura. La nuova struttura in legno è formata da capriate poste ad interasse di 3 metri, realizzata con elementi di dimensione 24x16 cm per saette, monaco, puntone e la catena con elementi 20x16 cm.



Figura 2.8 - Capriate lignee della copertura sopra la volta centrale

Nello stesso intervento è stata sostituita la copertura della campanaria, che si trova ad un livello inferiore rispetto a quella principale. Come è possibile notare dalle foto non sono stati realizzati cordoli di copertura, le travi sono semplicemente ancorate alla muratura.



Figura 2.9 - nuova copertura della campanaria.

Nel corso degli anni diverse aperture sono state oggetto di chiusura: le finestre delle absidi laterali, due finestre nell'abside di chiusura.



Figura 2.10 - chiusura della finestra dell'abside laterali

Un ulteriore intervento realizzato circa negli anni 50 del ventesimo secolo ha riguardato la demolizione della scala esterna che portava alla campanaria e la realizzazione di una scala a chiocciola interna, comportando la demolizione di una porzione di volta e dell'ultimo solaio.



Figura 2.11 - Struttura nuova scala interna



Figura 2.12 - Tamponamento dell'accesso esterno alla campanaria

3. Conoscenza del manufatto

Nello studio di manufatti storici il percorso di conoscenza della struttura viene definito nel capitolo 4 delle “*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*” il quale prevede le seguenti attività:

- Identificare la costruzione, è la prima fase della conoscenza e consiste nel valutare il rapporto dell’edificio con il contesto urbano circostante, la presenza di elementi di pregio dove realizzare eventualmente interventi di rinforzo ed individuare possibili zone di sacrificio dove eseguire indagini distruttive;
- Rilievo geometrico completo della costruzione, individuando le caratteristiche plano-altimetriche di tutti gli elementi in muratura e valutando il quadro fessurativo, cercando di individuare le cause e le possibili evoluzioni andando a classificare le lesioni da un punto di vista geometrico (estensione ed ampiezza) oltre che cinematico (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano);
- Individuare il percorso di costruzione del manufatto e le modifiche subite nel tempo ponendo particolare attenzione alla realizzazione successiva delle varie porzioni dell’edificio per identificare le possibili zone di discontinuità del materiale;
- Individuare gli elementi costituenti l’organismo resistente ponendo particolare attenzione alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi e alle connessioni tra gli elementi;
- Identificare i materiali valutando sia il livello di degrado che le proprietà meccaniche partendo da un rilievo visivo fino ad arrivare all’uso sia di prove distruttive (come, ad esempio, l’uso del doppio martinetto piatto per determinare il modulo di elasticità normale e la resistenza a compressione) che non distruttive (soniche ed ultrasoniche);
- Conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, facendo riferimento alle variazioni nel tempo ed ai dissesti connessi utilizzando la documentazione disponibile abbinata a possibili controlli non distruttivi.

Una conoscenza completa e approfondita del manufatto risulta fondamentale per valutare la sicurezza sismica della struttura, ma anche per eventuali interventi di miglioramento e restauro.

3.1 Il rilievo geometrico

Il rilievo costituisce una fase fondamentale nella conoscenza del manufatto, oltre alla caratterizzazione geometrica è importante definire correttamente le caratteristiche architettoniche e funzionali della struttura. La direttiva “*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*” illustra al paragrafo 4.1.4 l’importanza del rilievo al fine di determinare correttamente la geometria, i punti significativi e gli elementi strutturali necessari per creare il modello di calcolo che andrà poi utilizzato per lo studio. La descrizione dell’edificio avviene attraverso l’individuazione delle caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costruttivi, individuando ad ogni livello la geometria degli elementi in muratura, delle volte, profilo e spessore, dei solai, della copertura, ponendo attenzione alla presenza di nicchie, cavità, aperture o chiusure, canne fumarie.

Il quadro fessurativo svolge un altro ruolo importante nell’individuare possibili problematiche strutturali, è quindi fondamentale individuare le lesioni esistenti e rappresentarne la geometria, ogni lesione poi potrà essere associata ad un meccanismo di danno.

3.1.1 Rilievo con laser scanner

Nella gestione del patrimonio esistente il rilievo è fondamentale per la conoscenza della geometria, in quanto negli edifici storici possiamo incontrare muri a sezione variabile, con andamento non lineare, curvo, concavo, numerosi elementi di decoro e fori di dimensione spesso diversi tra loro. Tutte queste geometrie richiedono un rilievo accurato difficile da riprodurre poi nei modellatori 3D, oggi, grazie allo sviluppo tecnologico è possibile utilizzare nuove metodologie per il rilievo accurato di strutture.

Data la complessità della struttura e delle sue dimensioni

La tecnologia utilizzata nel caso studio è quella del Laser Scanner che attraverso un fascio di luce proiettato dallo scanner è in grado di misurare un elevato numero di punti sulla superficie dell’oggetto e creare una nuvola di punti, visualizzabile come fotografie tridimensionali. Il laser scanner effettua tutte le scansioni del rilievo e tramite la registrazione e allineamento delle singole scansioni è in grado di unirle in un singolo file complesso.

Il rilievo è stato effettuato dal Dipartimento di Ingegneria dell’Università di Messina.

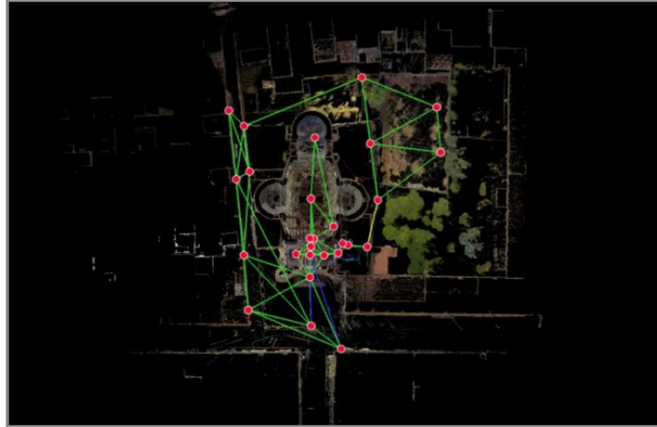


Figura 3.1- Stazioni di rilievo con Laser scanner

3.1.2 La nuvola di punti

Una nuvola di punti (point cloud) è un insieme di punti nello spazio ognuno dei quali definiti nella loro posizione secondo gli assi X, Y, Z in un determinato sistema di coordinate e caratterizzati da eventuali valori di intensità (RGB o altre lunghezze scalari.) ad essi associati. Le nuvole di punti sono il risultato dell'utilizzo di strumenti LIDAR o possono essere ottenute anche attraverso altre tecniche quali la fotogrammetria.

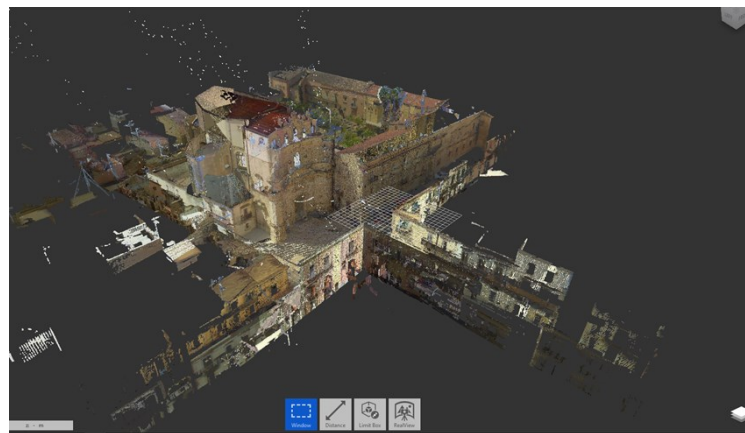


Figura 3.2- Nuvola di punti Chiesa Madonna del Carmine

La nuvola di punti è stata creata tramite 27 stazioni di rilievo. Il numero di punti di acquisizione, la loro posizione, sia interna che esterna all'edificio, vanno valutati preventivamente in modo da limitare le zone d'ombra, cioè porzioni di edificio non visualizzabili poi nell'immagine 3D.

Per poter creare un'unica immagine è necessario che le scansioni possiedano dei punti in comune, in modo da allineare le immagini acquisite da ogni scansione. A tale scopo viene creata una matrice di collegamenti, che indica quali stazioni hanno immagini in comune.

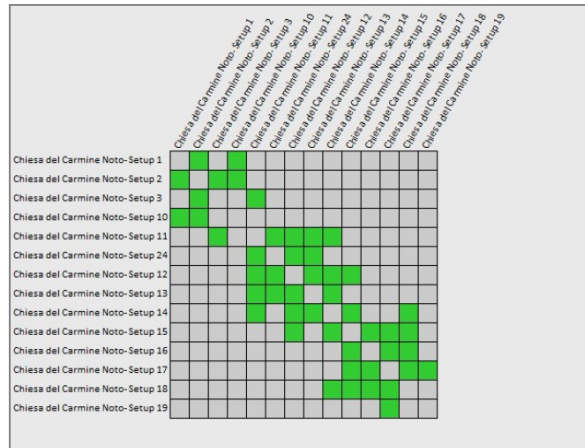


Figura 3.3- Matrice di collegamenti

Viene fornito inoltre un report dove viene indicata la percentuale di sovrapposizione di immagini tra due setup/stazione, in modo da facilitare la gestione della nuvola di punti.

Nome collegamento	Setup 1	Setup 2	Sovrapposizione	Errore medio assoluto
Collegamento 1	Chiesa del Carmine Noto-Setup 1	Chiesa del Carmine Noto-Setup 2	72 %	0.01 m
Collegamento 2	Chiesa del Carmine Noto-Setup 2	Chiesa del Carmine Noto-Setup 3	73 %	0.01 m
Collegamento 3	Chiesa del Carmine Noto-Setup 2	Chiesa del Carmine Noto-Setup 10	71 %	0.01 m
Collegamento 4	Chiesa del Carmine Noto-Setup 11	Chiesa del Carmine Noto-Setup 3	25 %	0.01 m
Collegamento 5	Chiesa del Carmine Noto-Setup 11	Chiesa del Carmine Noto-Setup 24	35 %	0.01 m
Collegamento 6	Chiesa del Carmine Noto-Setup 12	Chiesa del Carmine Noto-Setup 13	58 %	0.01 m
Collegamento 7	Chiesa del Carmine Noto-Setup 12	Chiesa del Carmine Noto-Setup 24	63 %	0.01 m
Collegamento 8	Chiesa del Carmine Noto-Setup 13	Chiesa del Carmine Noto-Setup 14	65 %	0.00 m
Collegamento 9	Chiesa del Carmine Noto-Setup 14	Chiesa del Carmine Noto-Setup 15	63 %	0.01 m
Collegamento 10	Chiesa del Carmine Noto-Setup 15	Chiesa del Carmine Noto-Setup 16	46 %	0.01 m
Collegamento 11	Chiesa del Carmine Noto-Setup 16	Chiesa del Carmine Noto-Setup 17	29 %	0.01 m
Collegamento 12	Chiesa del Carmine Noto-Setup 17	Chiesa del Carmine Noto-Setup 18	74 %	0.00 m
Collegamento 13	Chiesa del Carmine Noto-Setup 17	Chiesa del Carmine Noto-Setup 19	6 %	0.01 m
Collegamento 15	Chiesa del Carmine Noto-Setup 20	Chiesa del Carmine Noto-Setup 21	60 %	0.01 m
Collegamento 16	Chiesa del Carmine Noto-Setup 3	Chiesa del Carmine Noto-Setup 4	25 %	0.00 m
Collegamento 19	Chiesa del Carmine Noto-Setup 4	Chiesa del Carmine Noto-Setup 5	66 %	0.00 m
Collegamento 20	Chiesa del Carmine Noto-Setup 5	Chiesa del Carmine Noto-Setup 6	61 %	0.00 m
Collegamento 21	Chiesa del Carmine Noto-Setup 6	Chiesa del Carmine Noto-Setup 7	34 %	0.00 m
Collegamento 22	Chiesa del Carmine Noto-Setup 7	Chiesa del Carmine Noto-Setup 8	2 %	0.01 m

Figura 3.4 - Report collegamenti

3.1.3 Creazione della nuvola di punti con Recap Pro

Per la creazione della nuvola di punti è stato utilizzato il programma Recap PRO di Autodesk. Il programma permette di importare le scansioni laser effettuate durante il rilievo e creare la nuvola di punti. Le scansioni vengono fornite in un unico file in formato “. E57” (LIDAR Point Cloud Data File) che contiene tutti i dati raccolti dalla stazione di rilievo. Il file viene importato nel programma, e attraverso la funzione “Index scan” questo

acquisisce le singole point cloud, cioè le singole nuvole di punti appartenenti ad una singola stazione. Una volta aperto possiamo trovare tutte le scansioni che sono state effettuate durante il rilievo con il loro nome.

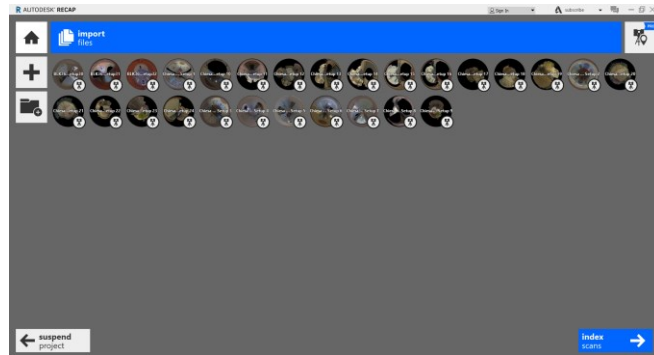


Figura 3.5- Importazione del file “.E57” in Recap Pro

Il passo successivo è quello di allineare le singole scansioni in un unico sistema di riferimento così da ottenere immagine 3D completa, il programma attraverso il comando “Launch project” unisce automaticamente le singole point cloud registrate. Il risultato finale è la nuvola di punti completa.

3.1.4 Utilizzo della nuvola di punti per la realizzazione di piante e sezioni

La nuvola di punti creata in Recap viene poi importata in Autocad, attraverso “*Inserisci-Nuvola di punti*”. Preventivamente questa viene pulita, cioè vengono rimossi tutti i punti che sono stati rilevati dal laser scanner che non interessano la Chiesa, in questo modo si ha un’immagine più chiara.

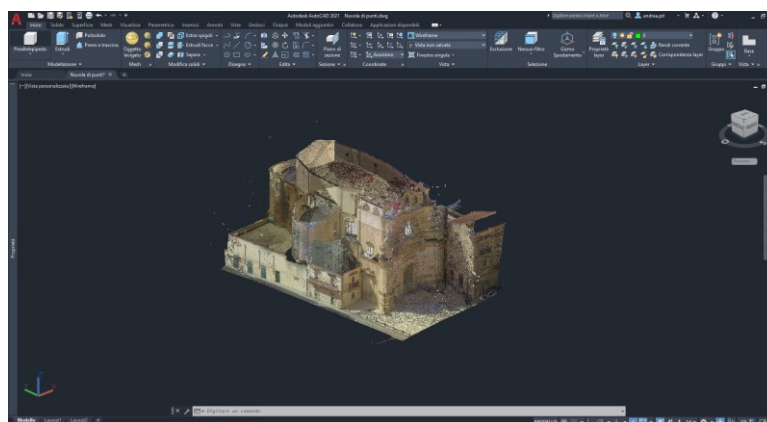


Figura 3.6- Nuvola di punti in Autocad

Selezionando la nuvola è possibile realizzare dei piani di sezione a qualsiasi quota che si vuole e orientati secondo i tre assi, si ottengono così delle immagini 2D che rappresentano l'edificio.

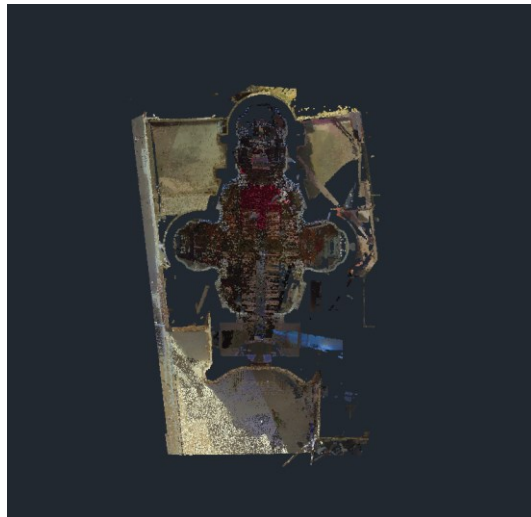


Figura 3.7- Nuvola di punti sezionata

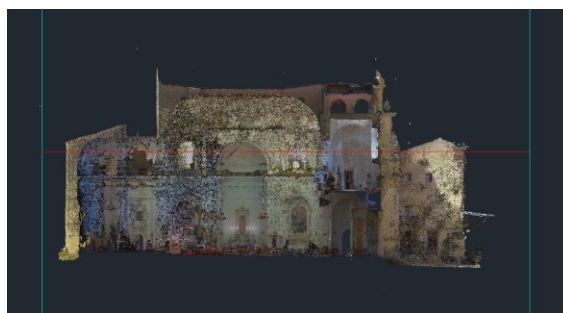


Figura 3.8- Sezione longitudinale della nuvola di punti

La nuvola di punti presenta alcune zone d'ombra, le immagini talvolta non risultavano sufficientemente definite per creare piante e sezioni. Si è dovuto quindi realizzare dei piani di sezione a quote diverse per ottenere delle piante utili per creare piante e sezioni rappresentative.

3.2 Rilievo visivo

L'ispezione visiva costituisce la metodologia di indagine più semplice ma fondamentale nel rilievo di strutture esistenti. Essa serve, nel loro senso più generale, al rilievo geometrico e strutturale andando a considerare inoltre il degrado dei materiali e il quadro fessurativo dell'edificio.

Spesso con altre metodologie di rilievo è difficile individuare tutti i dettagli presenti, per questo l'indagine visiva costituisce un'attività imprescindibile.

L'attività svolta dall'Università di Padova si è concentrata sul rilievo dello stato attuale della struttura,

riportando eventuali punti significativi come nicchie, porte tamponate, particolari costruttivi che difficilmente possono essere rilevate da una nuvola di punti.

3.2.1 Rilievo dei materiali

Nella fase preliminare dello studio l'identificazione dei materiali che compongono la struttura è stata ottenuta attraverso i documenti forniti dall'Università di Messina e grazie ad una serie di saggi e carotaggi effettuati all'interno della Chiesa realizzati nell'anno corrente.

Nel progetto di restauro degli anni '90 sono stati realizzati elaborati grafici che rappresentano la distribuzione dei materiali utilizzati, le strutture portanti sono interamente realizzate in muratura a sacco, pietrame, la facciata è sempre realizzata in muratura a sacco ma a conci quadrati.

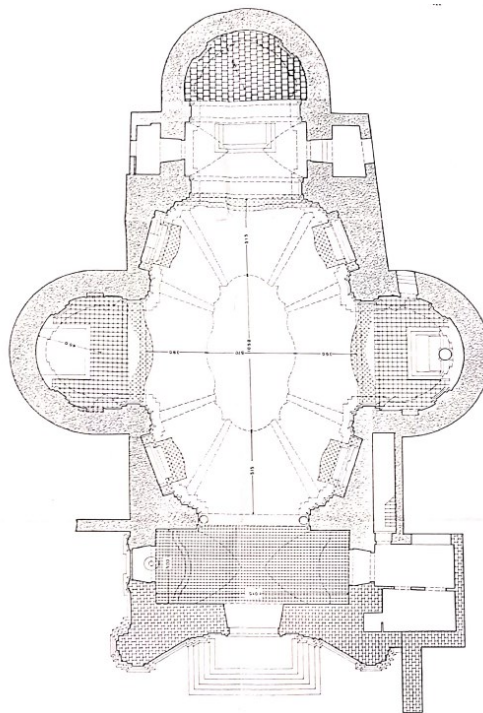


Figura 3.9 - Rappresentazione dei materiali, pianta Chiesa Madonna del Carmine,

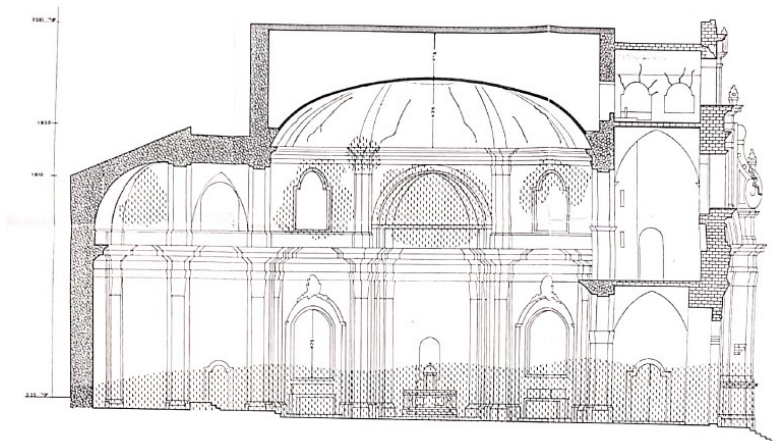


Figura 3.10 - Rappresentazione dei materiali, sezione longitudinale Chiesa Madonna del Carmine

Le indagini sono state realizzate nella zona anteriore della struttura, per ogni paramento sono stati effettuati saggi visivi per verificare l'ammorsamento tra le pareti e un carotaggio. Dalle ispezioni si nota una muratura di scarsa qualità, senza una tessitura uniforme composta da conci lapidei di forma e dimensioni irregolari di natura diversa, allettati da malta di colore giallastro. Dalle immagini è chiaro come i due paramenti risultino mal concatenati e non sono presenti alcun tipo di listature.

Si riporta di seguito a titolo di esempio i risultati riguardanti il paramento della facciata:



Figura 3.11 - Saggio visivo, ammorsamento muratura



Figura 3.12 - Carota del paramento della facciata

I solai presenti sono realizzati da materiale di natura calcarenica estremamente compatto, con spessore pari a 23 cm per il solaio del primo livello, e 12 cm per quello dell'ultimo livello.

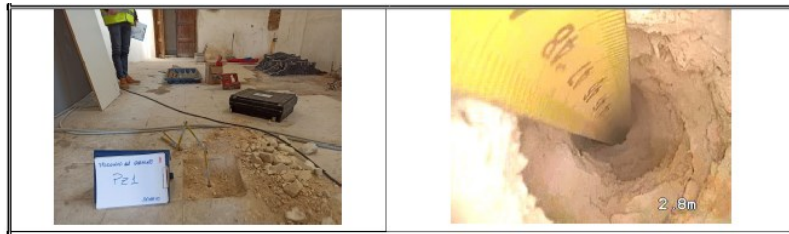


Figura 3.13 - Saggio eseguito su solaio primo livello

Le volte delle absidi non sono state oggetto di studio, secondo quanto riportato nella documentazione sono formate da materiale incannucciato in canne e gesso.

La zona della copertura oggetto di restauro presenta invece una muratura regolare in mattoni.



3.2.2 Rilievo dello stato di degrado

Gli edifici storici presentano inevitabilmente fenomeni di degrado e alterazioni dei materiali dovuto all'invecchiamento e all'interazione costante con l'ambiente, nel caso della Chiesa della Madonna del Carmine questi fenomeni sono ampiamente riscontrabili. Esternamente la struttura presenta ampie zone di alterazione dei materiali, si nota la presenza di vegetazione, patina biologica principalmente nella zona anteriore e quella esposta ad ovest, depositi superficiali riguardano tutte le murature. Si riportano alcune foto di esempio delle pareti esterne.



Figura 3.14 - Vista laterale, abside. Presenza di piantumazioni, depositi superficiali

Alcune zone sono oggetto di erosione e disgregazione del materiale:



Figura 3.15 – Paramento lato est”

La zona della campanaria è quella maggiormente degradata, la continua esposizione ad agenti esterni presenta una forte alterazione della natura dei materiali. Evidente il degrado della pietra con perdita di materiale costitutivo, perdita di legante tra i giunti che determinano una riduzione della sezione resistente.



Figura 3.16 - Campanaria, forte degrado dei materiali

All'interno si presentano diversi fenomeni di degrado dei materiali, in alcune zone, principalmente non accessibili al pubblico, si ritrovano distacchi di intonaco, disgregazione di intonaco, risalite di umidità e alterazioni cromatiche.



Figura 3.17 - Distacco di intonaco, alterazione cromatica



Figura 3.18 - alterazione cromatica volta abside laterale.

3.2.3 Rilievo dello stato fessurativo

Il rilievo dello stato fessurativo costituisce un importante fase nella conoscenza delle strutture, utile per individuare possibili cause ed evoluzioni di problematiche strutturali. Analizzando il quadro delle lesioni è possibile ipotizzare i principali meccanismi di collasso della struttura.

Al suo interno la Chiesa presenta numerose zone dove si evidenziano stati fessurativi, nel caso studio ci si è soffermati sull'elemento facciata, andando ad individuare le lesioni presenti.

Si riscontrano lesioni lungo le imposte delle volte a crociera, riconducibili al meccanismo di ribaltamento fuori piano della parete



Figura 3.19 - Fessurazione dell'imposta della volta a crociera, ultimo livello



Figura 3.20 - Stato fessurativo volta a botte secondo livello



Figura 3.21 - Stato fessurativo arco primo livello

Si riscontrano la presenza di contrafforti laterali ad altezza dell'abside a conclusione della navata principale, anche qui si riscontra la perdita di materiale. Questo accade quando gli elementi non sono in grado di contrastare meccanismi fuori piano della muratura di appoggio.



Figura 3.22 - Stato fessurativo volta a botte primo livello

3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante l'unione elementi naturali (pietre a spacco, sbozzate o squadrate) o artificiali (laterizi). Questi blocchi possono essere collegati a “secco” o, come nella maggior parte dei casi, da un legante come la malta. Le caratteristiche che influiscono sulla resistenza meccanica possono essere riassunte come segue:

- Il materiale costituente gli elementi (pietra, laterizio);
- Il legante;
- Le dimensioni e la forma degli elementi;
- La tecnica di assemblaggio;
- La tessitura.

La risposta meccanica, dunque, dipende da numerose variabili. Gli elementi hanno in genere un comportamento elastico-fragile, con resistenza a trazione inferiore a quella a compressione. La malta presenta un comportamento elastico-fragile in trazione, con resistenza inferiore a quella degli elementi, in taglio e compressione il comportamento è duttile e fortemente non lineare.

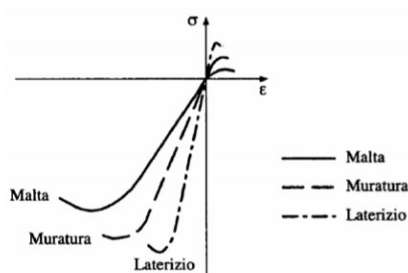


Figura 3.23- Grafico tensione-deformazione della malta, laterizio, muratura

I valori di riferimento dei parametri dei materiali meccanici che possono essere adottati nelle analisi sono riportati nella tabella della Circolare C8.5.1, riferiti a murature esistenti in cui la tessitura rispetta la regola d'arte, assenza di listature, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, malta di calce di modeste caratteristiche. Nel caso in cui la tessitura risulti irregolare, giunti verticali non adeguatamente sfalsati, i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{vb}	E	G	w
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/m^3)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (**)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 3.24 - Tabella

Come riportato nel capitolo 3.2.1, le tipologie di murature presenti sono due: una muratura in pietrame disordinata e una in mattoni, di recente realizzazione. Dunque, è possibile ricondursi alle tipologie riportate nella tabella della Circolare, adottando i valori medi per i moduli elastici e quelli minimi per le resistenze:

- Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenitica, ecc):
 - $f_m = 1.4 N/mm^2$
 - $\tau_0 = 0.043 N/mm^2$

- $E = 1080 \text{ N/mm}^2$
- $G = 360 \text{ N/mm}^2$
- $w = 14.5 \text{ kN/m}^3$
- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:
 - $f_m = 2.6 \text{ N/mm}^2$
 - $\tau_0 = 0.05 \text{ N/mm}^2$
 - $E = 1500 \text{ N/mm}^2$
 - $G = 950 \text{ N/mm}^2$
 - $w = 18 \text{ kN/m}^3$

3.3.1 Livello di conoscenza e livello di confidenza

I fattori di confidenza, F_c , sono stati introdotti per le analisi da condurre negli edifici esistenti come coefficienti numerici al fine di tener conto del maggiore o minore livello di approfondimento nella fase di conoscenza del manufatto. Il valore numerico di F_c , dunque, dipendono dal livello di conoscenza come riportato nella Tabella C.8.5.IV della Circolare del 21 gennaio 2019:

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	F_c (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Figura 3.25 - Tabella

Nel caso in esame a seguito delle prove eseguite, dei rilievi, precedentemente e di seguito illustrati si è optato per un fattore di confidenza $F_c=1.20$, corrispondente ad un livello di confidenza LC2,

4. Modello FEM

Data la geometria della struttura si è deciso di utilizzare il software MIDAS FEA NX, il programma permette di creare elementi geometrici complessi grazie al suo modellatore 3D. Questo ha permesso di riprodurre con più precisione le geometrie non regolari della struttura. E' stato creato un modello FEM preliminare con lo scopo di individuare possibili criticità della struttura e sul quale basarsi per la redazione di un piano di indagini.

4.1 Modello geometrico 3D

Per prima cosa viene importato il file DXF della pianta realizzata in Autocad, semplificando alcuni aspetti architettonici non significativi per la parte strutturale.

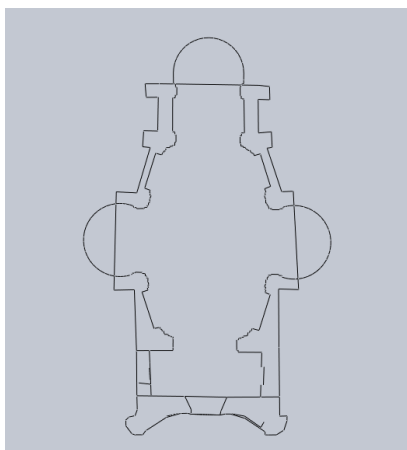


Figura 4.1 - linea muratura importata in FEA NX

Successivamente sono state realizzati gli ingombri in pianta degli elementi in muratura, utilizzando il comando “Make faces” è possibile selezionare un insieme di linee che determinano un contorno chiuso:

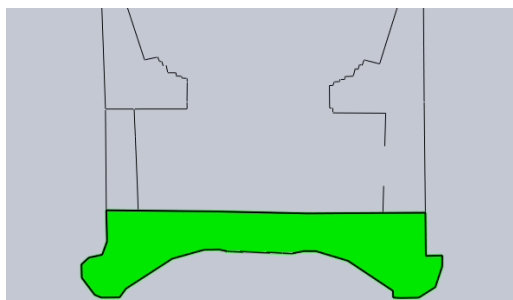


Figura 4.2 - Superficie della facciata

Realizzate tutte le superfici necessarie in pianta si passa alla creazione di solidi 3D utilizzando il comando “Extrude”, le altezze degli elementi sono state definite sulla base delle sezioni precedentemente realizzate.

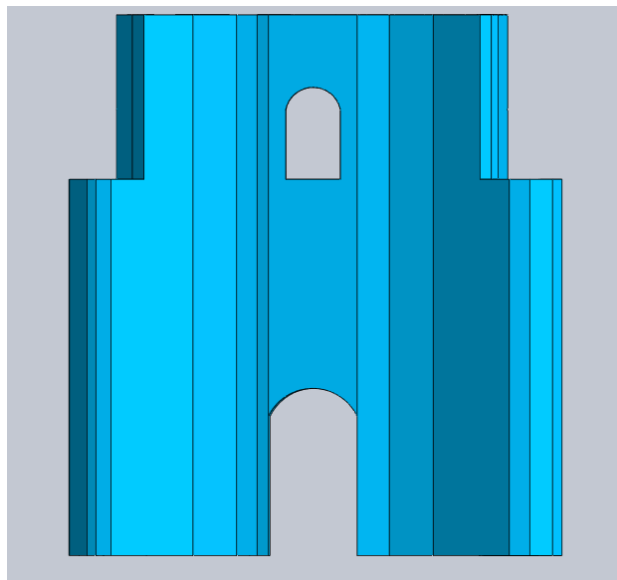


Figura 4.3- solido della facciata

Gli archi interni, le aperture delle finestre, porte e nicchie sono state ricavate per differenza di solidi “boolean”, il programma permette attraverso diversi comandi di unire o tagliare solidi. A titolo di esempio si riporta il prospetto principale dove gli elementi blu rappresentano la muratura, gli elementi in verde sono i solidi usati per creare le aperture delle varie porte e finestre.

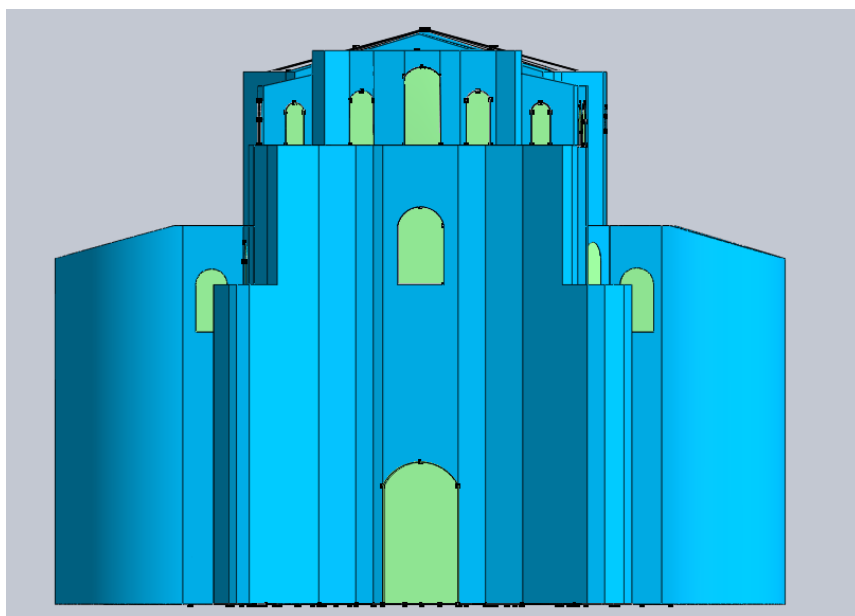


Figura 4.4 - prospetto del modello geometrico

Il risultato finale del modello geometrico:

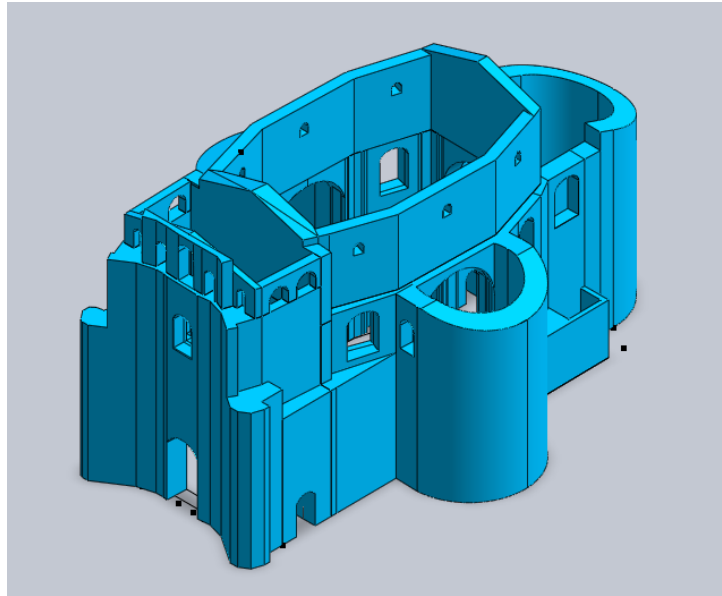


Figura 4.5 - modello geometrico completo

4.2 Modello FEM

Il modello FEM è stato realizzato sempre con Midas FEA NX che offre tutti i tools necessari per la creazione delle mesh necessarie e svolgere le analisi richieste.

4.2.1 Le mesh

Una volta assegnato il materiale è stata creata la mesh dei vari solidi. Il programma Midas FEA NX ha un meshatore automatico che permette di creare mesh 3D di solidi che sono stati creati nel programma. La problematica principale in questa fase è quella di far combaciare i nodi delle mesh di solidi adiacenti, attraverso il comando “Imprinted object”, il programma riconosce automaticamente una superficie congruente tra solidi adiacenti e ne tiene conto nella creazione delle mesh. Alternativa è quella di unire i solidi, in questo modo il programma crea una mesh con tutti i nodi collegati.

Attraverso il comando “Generate mesh” è possibile assegnare la dimensione della Mesh, la tipologia (forma) e le proprietà del materiale selezionando il solido 3D per il quale si vuole creare la Mesh.

La dimensione impostata è 40 cm con forma triangolare e quadrata, sono stati creati circa 108060 elementi.

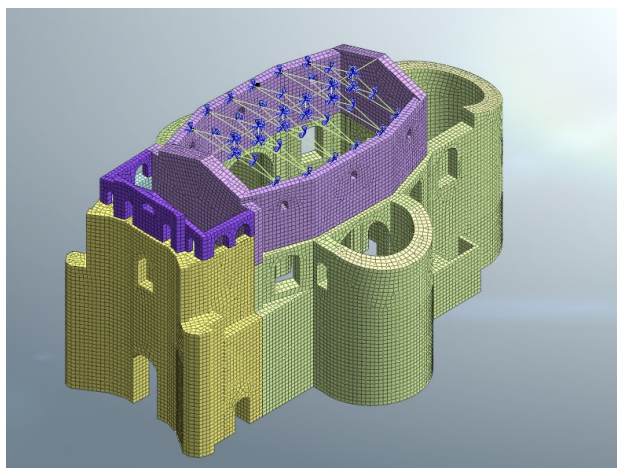
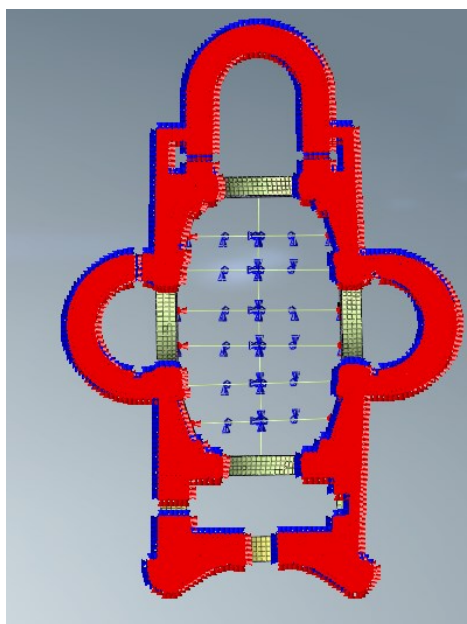


Figura 4.6- Modello con Mesh

Le capriate sono invece create con elementi monodimensionale truss, alle cui estremità sono impostati *beam endrelease*, e collegate ai nodi delle mesh con un vincolo di incastro. Infine, sono stati assegnati a tutti i nodi alla base a quota campagna vincoli di incastro, ipotizzando tale il rapporto struttura-fondazione.



I solai non sono stati modellati nel modello FEM in quanto non costituiscono un diaframma rigido, ma gravano solamente con il loro peso sulla struttura.

4.3 Analisi dei carichi

4.3.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali dipendono dai pesi propri dei materiali e dalle dimensioni geometriche delle parti strutturali. Avendo assegnato le caratteristiche dei materiali in fase iniziale, specificando il peso proprio di essi, il programma in automatico assegna agli elementi in muratura il loro peso.

Secondo le informazioni reperite e non essendo state ancora eseguite prove sulla muratura, nel modello iniziale le caratteristiche meccaniche della muratura sono state dedotte facendo riferimento alla normativa riportata nella Circolare al paragrafo §8.5.1:

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{t0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{t0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	13 + 16(**)
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizza un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizza un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

I materiali individuati sono riportati in tabella:

materiale sciolto calcarenitico

Modulo elastico E (MPa)	1200
Densità w (kN/m ³)	15

Muratura nuova

Modulo elastico E (MPa)	2400
Densità w (kN/m ³)	18

La struttura della copertura principale al di sopra della navata è formata da 6 capriate lignee, con passo di circa 3 metri, le cui caratteristiche geometriche sono state determinate mediante il rilievo visivo. Data la forma irregolare in pianta della navata le lunghezze degli elementi sono variabili, ma le sezioni rimangono uguali.



Figura 4.7 - Capriata copertura principale

<i>Elemento</i>	<i>Sezione (m)</i>	<i>Lunghezza (m)</i>
<i>Puntone</i>	<i>0.2 x 0.24</i>	<i>5.94</i>
<i>Monaco</i>	<i>0.2 x 0.16</i>	<i>1.60</i>
<i>Saetta</i>	<i>0.2 x 0.16</i>	<i>2.91</i>
<i>Catena</i>	<i>0.2 x 0.16</i>	<i>11.30</i>

4.3.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali prevista da normativa sono definiti come “i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni...”. Nel caso studio vengono considerati i pesi definiti i pesi delle volte in gesso-cannucciato, il peso del manto della copertura.

<i>Carico</i>	<i>(kN/m²)</i>
<i>Manto di copertura</i>	<i>1.5</i>
<i>Volta in gesso-cannucciato</i>	<i>1.2</i>

4.3.3 Carichi accidentali

I carichi accidentali vengono valutati secondo la Normativa attuale NTC 2018.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Dove $c_a=1$, se $a_s < a_0$ (con a_s = altitudine dove sorge la costruzione). La tabella fornita dalla Normativa indica la zona in cui ricade la costruzione, ZONA 4.

La velocità di riferimento, considerando un tempo di ritorno di 50 anni:

$$v_r = v_b c_r = 28 \text{ m/s}$$

Si considera una classe di rugosità del terreno pari ad una Classe A, secondo la tabella 3.3.III. della Normativa, la categoria di esposizione è la categoria IV essendo la Città di Noto a meno di 30 km dalla costa. Considerando un'altezza media della costruzione il coefficiente di esposizione $c_e(20 \text{ m}) = 2.27$. La pressione cinetica di riferimento $q_r = 4.90 \text{ kN/m}^2$

4.4 Analisi dei modi di vibrare

E' stata svolta un'analisi modale per determinare i modi di vibrare della costruzione. I modi di vibrare considerati sono quelli che possiedono una massa partecipante significativa, superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale deve essere superiore all'85%.

L'analisi dei modi principali di vibrazioni è stata utilizzata per individuare le possibili criticità della struttura e redigere un piano di prove e indagini di seguito svolte. L'analisi agli autovalori viene impostata nel programma definendo i *Mesh sets* che si vogliono considerare, le condizioni di vincolo:

In *Analisis Control* si impostano il numero di modi di vibrare che si vogliono analizzare.

In questo caso sono stati selezionati 30 modi.

MODO	TRAN-X		TRAN-Y		ROT - Z		PERIODO
N.	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	(sec)
1	26,26%	26,26%	0,00%	0,00%	13,76%	13,76%	0,38
2	31,97%	58,23%	0,00%	0,00%	12,66%	26,42%	0,31
3	0,00%	58,23%	15,34%	15,34%	0,00%	26,42%	0,29
4	0,00%	58,23%	0,76%	16,10%	0,00%	26,42%	0,25
5	0,87%	59,10%	0,00%	16,10%	0,00%	26,42%	0,25
6	0,78%	59,88%	0,00%	16,10%	23,14%	49,56%	0,22
7	0,00%	59,88%	29,70%	45,80%	0,00%	49,56%	0,22
8	0,37%	60,25%	0,81%	46,61%	0,29%	49,85%	0,20
9	0,00%	60,25%	3,21%	49,82%	0,52%	50,37%	0,20
10	9,13%	69,38%	0,28%	50,10%	0,17%	50,54%	0,19
11	0,00%	69,38%	0,00%	50,10%	0,00%	50,54%	0,19
12	0,00%	69,38%	0,00%	50,10%	0,00%	50,54%	0,19
13	0,00%	69,38%	0,00%	50,10%	0,00%	50,54%	0,19
14	0,00%	69,38%	0,00%	50,10%	0,00%	50,54%	0,19
15	0,00%	69,38%	3,34%	53,44%	0,00%	50,54%	0,19
16	0,00%	69,38%	4,50%	57,94%	0,00%	50,54%	0,18
17	0,00%	69,38%	0,00%	57,94%	0,11%	50,65%	0,17
18	0,00%	69,38%	0,55%	58,49%	1,95%	52,60%	0,16
19	0,00%	69,38%	1,43%	59,92%	0,80%	53,40%	0,16
20	0,00%	69,38%	8,95%	68,87%	0,90%	54,30%	0,15
21	0,00%	69,38%	0,00%	68,87%	0,00%	54,30%	0,15
22	0,00%	69,38%	0,16%	69,03%	11,10%	65,40%	0,15
23	0,00%	69,38%	0,00%	69,03%	0,00%	65,40%	0,14
24	0,00%	69,38%	4,25%	73,28%	0,00%	65,40%	0,14
25	0,00%	69,38%	0,00%	73,28%	6,09%	71,49%	0,14
26	0,00%	69,38%	0,82%	74,10%	0,39%	71,88%	0,13
27	0,34%	69,72%	0,00%	74,10%	1,41%	73,29%	0,13
28	0,93%	70,65%	0,00%	74,10%	0,18%	73,47%	0,12
29	2,76%	73,41%	0,00%	74,10%	4,18%	77,65%	0,12
30	3,84%	77,25%	0,00%	74,10%	0,00%	77,65%	0,12

Figura 4.8- Tabella modi di vibrare, percentuali, somma delle masse partecipanti, periodo

Si può notare come la maggior parte dei modi di vibrare siano caratterizzati da una percentuale di massa partecipante molto bassa. Il primo modo ha componente traslazionale in X con massa partecipante del 26.25%, ed una parte rotazionale in Z con massa partecipante del 13.76%. Il periodo di è pari a 0.38 secondi. La zona maggiormente interessata è quella dell'abside finale della struttura

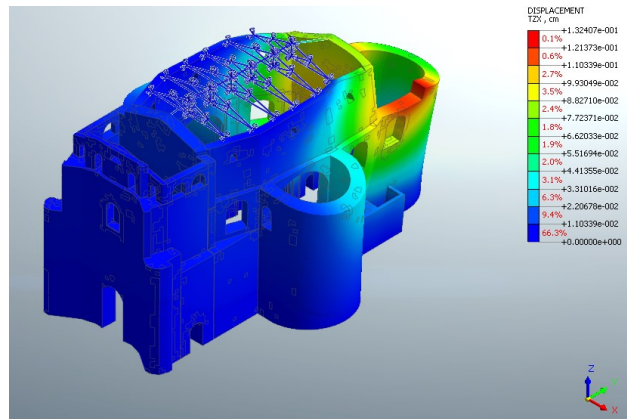


Figura 4.9 - Modo 1, principale in X

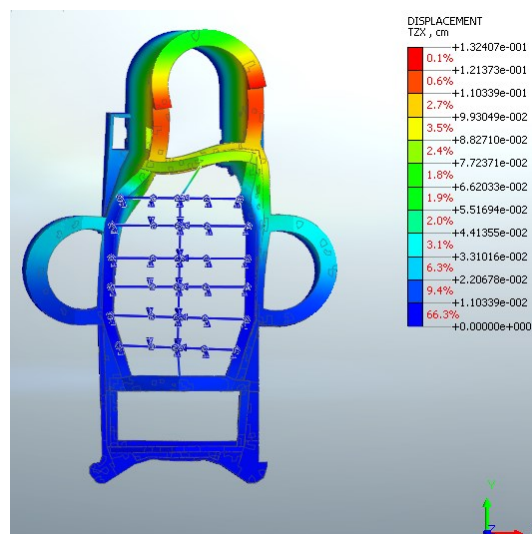
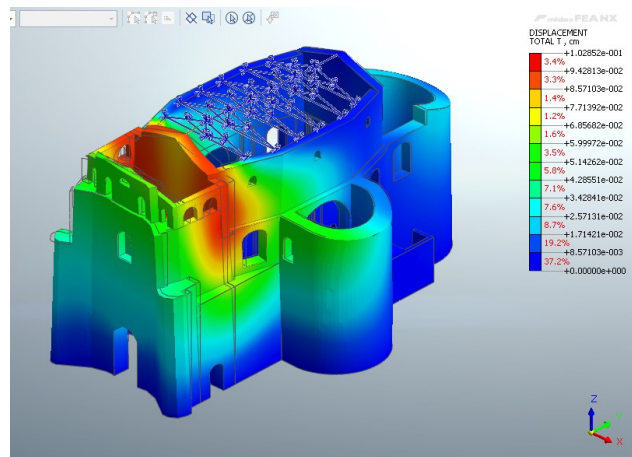
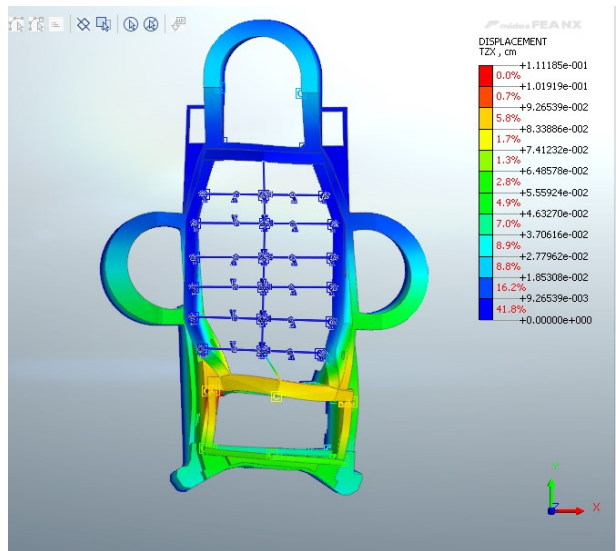


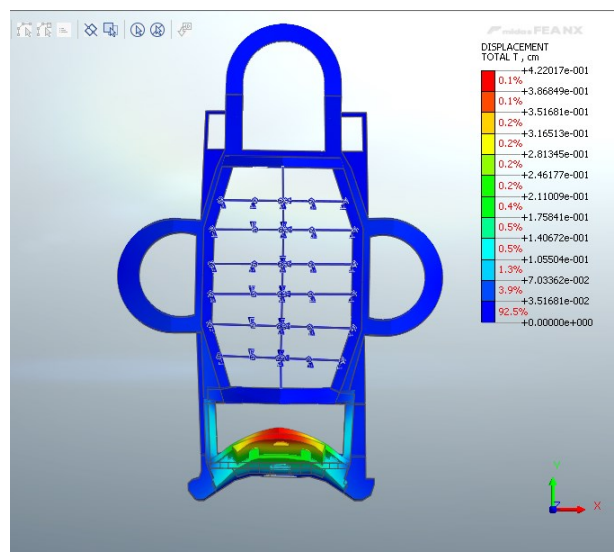
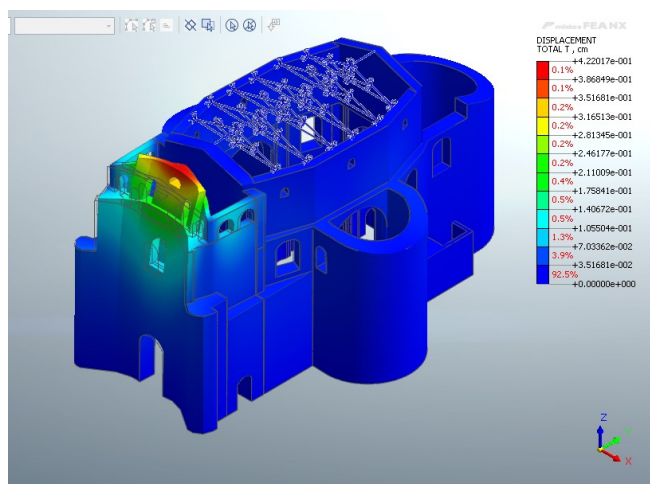
Figura 4.10 - Modo 1, principale in X, vista dall'alto

Il secondo modo, sempre con massa partecipante del 31.97% in X, con periodo 0.31 secondi, riguarda invece la parte frontale della struttura, in particolare la parete interna

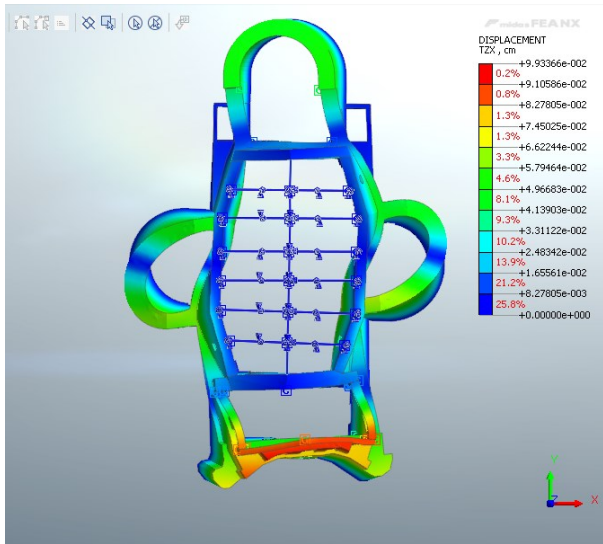
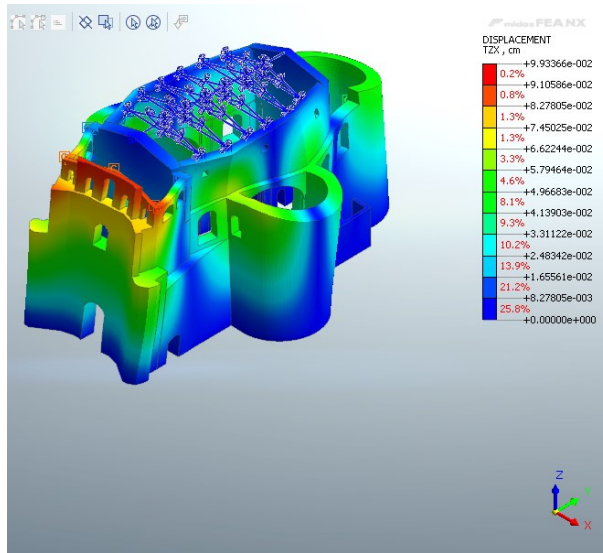




Il modo principale in direzione Y è il terzo, con massa partecipante del 15%, periodo di 0.19 secondi, riguarda la facciata in particolare la parte della campanaria.



Il modo principale rotazionale in Z è il sesto, con massa partecipante del 23%



5. Campagna di indagini

Sulla base dei rilievi effettuati e analizzando le possibili criticità della struttura è stato preparato un piano di prove. Ipotizzando di voler raggiungere un livello di conoscenza adeguato è stato necessario eseguire campagna di prove estese. Al fine di determinare lo stato della muratura e la configurazione strutturale si è previsto di eseguire indagini su tutte le facciate esterne del sito e su due paramenti interni, eseguendo almeno una prova per ogni tipologia di muratura.

Le prove svolte dall'Università di Padova in sito sono state di tipo non distruttivo, prove soniche, termografiche ed endoscopiche, mentre ulteriori indagini strutturali sono state svolte da una ditta specializzata esterna, la quale ha effettuato carotaggi per verificare la stratigrafia, prove con martinetto piatto doppio e singolo sulla muratura e saggi visivi per la verifica dell'ammorsamento dei paramenti.

Il piano di indagini prevede l'installazione di accelerometri

5.1 Prove non distruttive

5.1.1 Prove soniche

Le prove soniche hanno lo scopo di valutare l'omogeneità del materiale evidenziando la presenza di vuoti, difetti o lesioni e fornire una stima qualitativa del modulo elastico, basandosi sulla misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra la sonda emittente e la sonda ricevente. La velocità di propagazione delle onde è direttamente correlabile con le caratteristiche meccaniche e fisiche del materiale indagato, se la muratura è disomogenea, con discontinuità o fessurazioni la prova non è eseguibile: infatti il tempo di percorrenza dell'onda tende all'infinito.

Un martello strumentato dotato di una cella di carico nella testa di impatto genera un'onda acustica all'impatto con la superficie di prova che si propaga nello spazio, il sensore ricevente registra il segnale e lo trasmette al sistema di acquisizione. Ogni singola battuta costituisce una lettura puntuale nell'intorno della regione del materiale dove è collocata la stazione ricevente, è dunque necessario predisporre più stazioni di misura e punti di battuta entro aree omogenee di muratura, secondo uno schema ben definito.

Lo scopo è quindi quello di determinare la velocità (V) delle onde di propagazione, i valori attesi nel caso della muratura possono essere così interpretati:

1. $V < 1000$ m/s: individua murature fortemente danneggiate con presenza di grossi vuoti interni;
2. $1000 \text{ m/s} < V < 2000$ m/s: rappresenta la maggioranza delle murature in mattoni esistenti; valori di V inferiori ai 1500 m/s possono indicare presenza di vuoti e difetti, irregolarità nei corsi o nelle giunzioni;
3. $V > 2000$ m/s: indica murature accuratamente costruite e conservate con elevata resistenza a compressione, stimabile fra i 5 e 15Mpa.

La velocità sonica è influenzata da: numero di giunti attraversati, tende a diminuire al crescere del numero di giunti, dalla presenza di fessure, caratteristiche del materiale superficiale.

5.1.1.1 Esecuzione delle prove

Le prove sono state eseguite per trasmissione diretta del segnale cioè martello strumentato e stazione ricevente si trovano su superfici opposte della parete. La scelta delle aree campione è influenzata dalla possibilità di accesso ad entrambi i lati del paramento e dallo stato superficiale della muratura stessa. Sono state scelte quattro porzioni di muratura di paramenti diversi, la prima e la seconda prova sono state svolte al primo piano, rispettivamente sulla muratura esterna, angolo nord-est e l'altra sulla muratura interna, nella zona sottoscala, la terza è stata svolta su un paramento interno vicino all'altare e l'ultima sulla facciata.

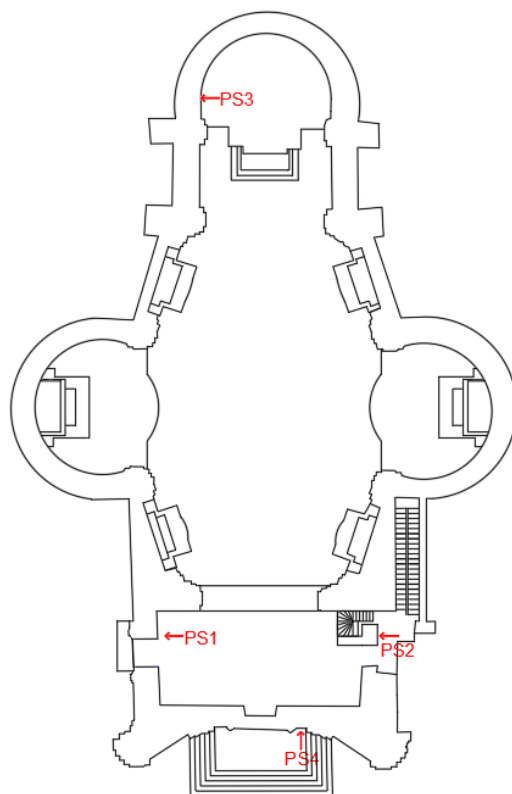


Figura 5.1 - Punti di esecuzione delle prove soniche

I punti di battuta e di acquisizione vengono individuati secondo una griglia a maglia quadrata di dimensioni 40x40 cm, o 50x50 cm nel caso della prima prova, suddivisa in nodi equidistanti 10 cm, per un totale di 25 punti di battuta.

Per ogni stazione di acquisizione viene eseguita una battuta con il martello strumentato in ogni punto della griglia, ottenendo così 625 acquisizioni totali per ogni prova.

La frequenza di acquisizione è stata impostata a 100 000 Hz

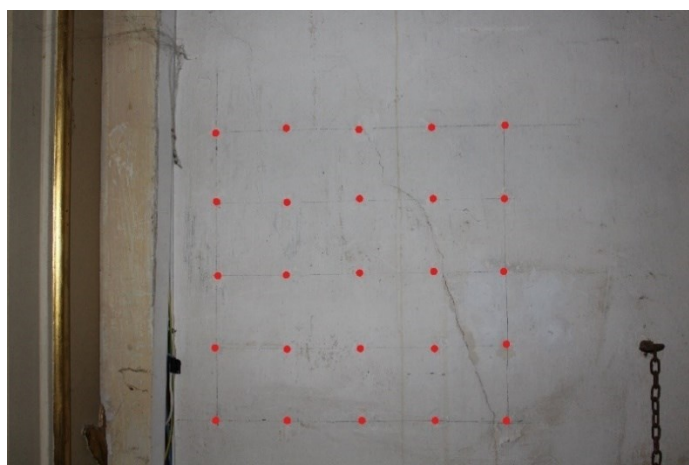


Figura 5.2 - Griglia di battuta, Test 3

5.1.1.2 Risultati delle prove

I dati acquisiti sono stati elaborati con l'utilizzo di Matlab, tramite il quale è stato ricavato il tempo di percorrenza dell'onda sonora attraverso la sezione muraria. Per fare ciò è stato individuato l'istante in cui lo strumento di registrazione inizia a registrare la propagazione dell'onda impartita dal martello e l'istante in cui questa arriva all'accelerometro.

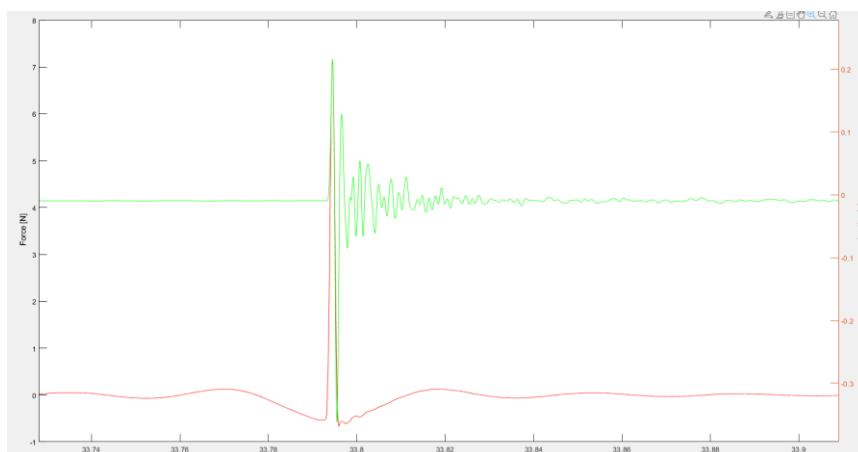


Figura 5.3 - Segnali registrati

La velocità viene calcolata:

$$v = \frac{\text{spessore muro}}{\Delta\text{tempo}} = \left[\frac{m}{s} \right]$$

Di seguito si riportano i risultati ottenuti, in tabella i valori dell'intervallo di tempo e la relativa velocità calcolata, nel grafico contour vengono rappresentate le velocità puntali all'interno della sezione di prova.

- Test 1 – Paramento esterno, spessore cm 150. Muratura a sacco con materiale sciolto.

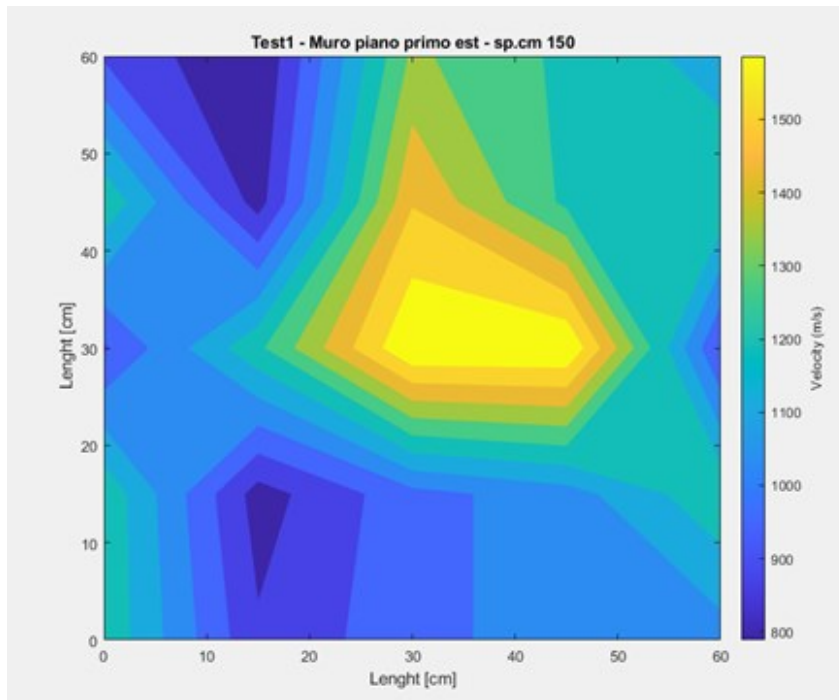


Figura 5.4 - Grafico contour delle velocità test 1

Tabella 5.1 - Risultati numerici Test sonico n.1

Punto di battuta	ΔT (s)	Velocità (m/s)
1	0,0016	938
2	0,0019	789
3	0,0011	1364
4	0,0012	1250
5	0,0013	1154
6	0,0012	1250
7	0,0018	833
8	0,001	1500
9	0,0012	1250
10	0,0012	1250
11	0,0016	937
12	0,0015	1000
13	0,0009	1667
14	0,0009	1667
15	0,0016	937
16	0,0012	1250
17	0,0018	833
18	0,0015	1000
19	0,0014	1071
20	0,0012	1250

21	0,0012	1250
22	0,0017	882
23	0,0015	1000
24	0,0014	1071
25	0,0014	1071

I valori evidenziano una muratura in uno stato non ottimale, con la presenza di vuoti, con velocità che variano in un range da 789 a 1667 m/s.;

- Test 2 – muro interno, sottoscala spessore cm 90. Muratura a sacco con materiale sciolto.

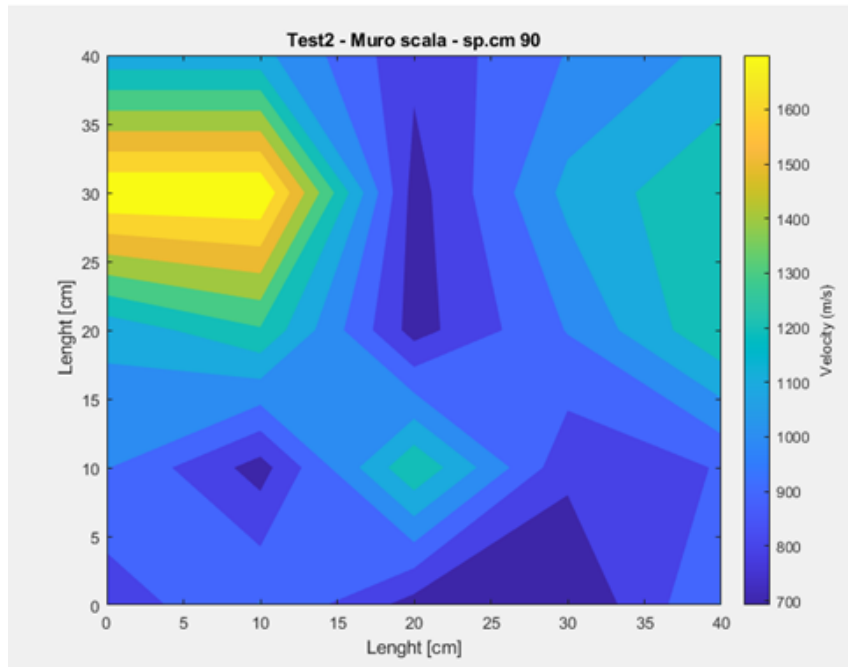


Figura 5.5 - Grafico contour delle velocità - test 2

Tabella 5.2 – Risultati numerici test sonico n.2

Punto di battuta	ΔT (s)	Velocità (m/s)
1	0,0008	1125
2	0,0008	1125
3	0,0011	818
4	0,0009	1000
5	0,0008	1125
6	0,0005	1800
7	0,0005	1800

8	0,0012	750
9	0,0008	1125
10	0,0007	1286
11	0,0008	1125
12	0,0007	1286
13	0,0012	750
14	0,0009	1000
15	0,0007	1286
16	0,0009	1000
17	0,0012	750
18	0,0007	1286
19	0,0011	818
20	0,001	900
21	0,0011	818
22	0,0009	1000
23	0,0012	750
24	0,0013	692
25	0,0009	1000

I valori evidenziano una muratura in uno stato non ottimale, con la presenza di numerosi vuoti, con velocità che variano in un range da 692 a 1800 m/s;

- Test 3 – Muro interno vicini all’altare, spessore 100 cm. Muratura a sacco con materiale sciolto.

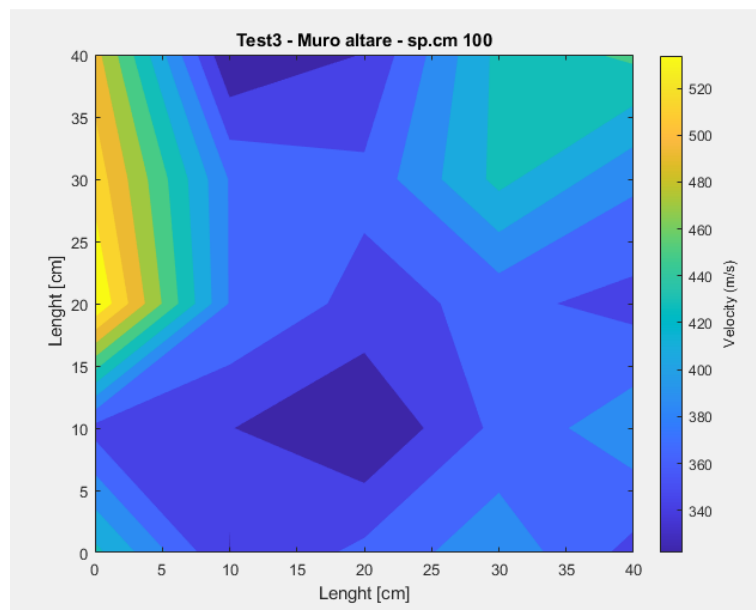


Figura 5.6 - Grafico contour delle velocità - test 3

Tabella 5.3 – Risultati numerici test sonico n.3

Punto di battuta	ΔT (s)	Velocità (m/s)
1	0,002	500
2	0,0031	323
3	0,0029	345
4	0,0023	435
5	0,0022	455
6	0,0019	526
7	0,0026	385
8	0,0027	370
9	0,0023	435
10	0,00256	391
11	0,0018	556
12	0,0026	385
13	0,0028	357
14	0,0027	370
15	0,0028	357
16	0,0028	357
17	0,0029	345
18	0,0031	323
19	0,0027	370
20	0,0025	400
21	0,0023	435
22	0,00291	344
23	0,0027	370
24	0,0025	400
25	0,0028	357

Figura 5.7 -Risultati numerici - test 3

I valori evidenziano una muratura in pessimo stato, con la presenza di numerosi vuoti e fessure, con velocità che variano in un range da 323 a 556 m/s.

- Test 4 – Muro facciata, spessore 185 cm. Muratura a sacco a conci squadrati.

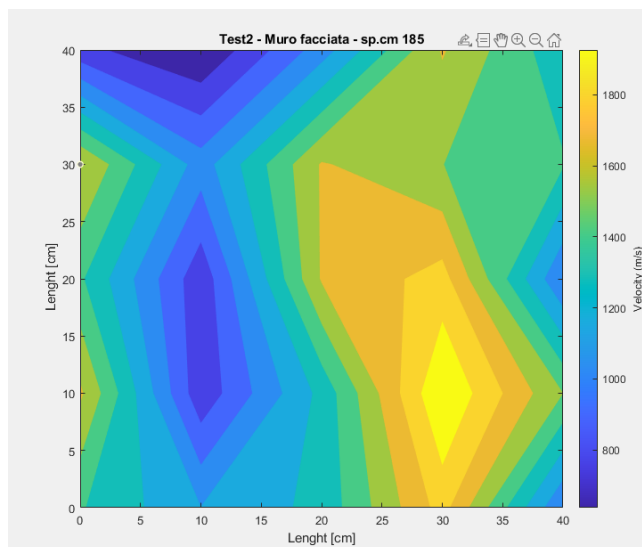


Figura 5.8 - Grafico contour delle velocità - test 4

Tabella 5.4 - Risultati numerici test sonico n.4

Punto di battuta	ΔT (s)	Velocità (m/s)
1	0,0023	804
2	0,0029	638
3	0,0017	1088
4	0,0011	1682
5	0,0014	1321
6	0,0011	1682
7	0,0017	1088
8	0,0011	1682
9	0,0012	1542
10	0,0013	1423
11	0,0013	1423
12	0,0023	804
13	0,0011	1682
14	0,001	1850
15	0,0018	1028
16	0,0011	1682
17	0,0023	804
18	0,0014	1321
19	0,0009	2056
20	0,0012	1542
21	0,0013	1423
22	0,0016	1156

23	0,0014	1321
24	0,001	1850
25	0,0018	1028

I risultati rappresentano una muratura più omogenea rispetto i precedenti test, ma sono presenti sempre vuoti o fessure. Il range di velocità varia da 638 a 2056 m/s.

5.1.2 Prove termografiche

Le prove termografiche sono una tipologia di indagine non distruttiva eseguita mediante l'utilizzo di una termocamera ad infrarossi che restituisce in tempo reale la mappa termica dell'oggetto analizzato tramite il rilevamento delle radiazioni termiche che ogni corpo emette. Le termocamere rilevano le radiazioni nel campo dell'infrarosso dello spettro elettromagnetico e compiono misure correlate con l'emissione di queste radiazioni. Questo strumento è in grado di rilevare le temperature dei corpi analizzati attraverso la misurazione dell'intensità di radiazione infrarossa emessa dal corpo in esame, tutti gli oggetti ad una temperatura superiore allo zero assoluto emettono radiazioni nel campo dell'infrarosso. La registrazione della temperatura superficiale dei corpi viene trasformata in segnali elettrici che sono poi convertiti in "termogrammi" o "mappe termiche", la lettura delle quali è compiuta attraverso una scala cromatica di "falsi colori". Si tratta di falsi colori perché ogni colore corrisponde ad una precisa lunghezza d'onda della banda visibile all'occhio umano, mentre nelle immagini convertite sono associati alle energie radianti dello spettro dell'infrarosso. Infatti, è possibile notare come per gli elementi con temperature più basse vengano utilizzati colori più freddi nelle tonalità del blu, mentre per elementi con temperature più alte vengano utilizzati colori caldi nelle tonalità del rosso, arancione e giallo.

L'utilizzo di questa tecnica nello studio delle strutture esistenti trova diversi impieghi: analisi geometriche e strutturali come rilievo di elementi non visibili ad occhio nudo, tessitura muraria, tamponamenti, materiali di tipologia diversa, ricerca di elementi tecnologici (canne fumarie, impianti), individuazione del quadro diagnostico presenza di lesioni, distacco di intonaco, umidità.

5.1.2.1 Esecuzione e risultati delle prove

L'esecuzione di prove termografiche può essere condotta seguendo due diverse tipologie: "prova termografica attiva" e "prova termografica passiva". La prima necessità l'impiego

di una sorgente termica per riscaldare la superficie dell'oggetto da analizzare, in modo tale da amplificare i segnali nel caso di differenze di temperatura molto piccole; le prove termografiche passive sfruttano sorgenti termiche naturali, come l'irradiazione solare, come nel caso studio. Al fine di ottenere immagini significative è necessario che gli elementi rilevati siano soggetti ad una variazione termica, in questo modo si ottengono gradienti di temperatura superficiale degli oggetti maggiore.

La campagna delle prove riguarda i paramenti interni della struttura, superfici voltate evidenziando la presenza di distacchi tra muratura e volte come è possibile notare nelle seguenti immagini

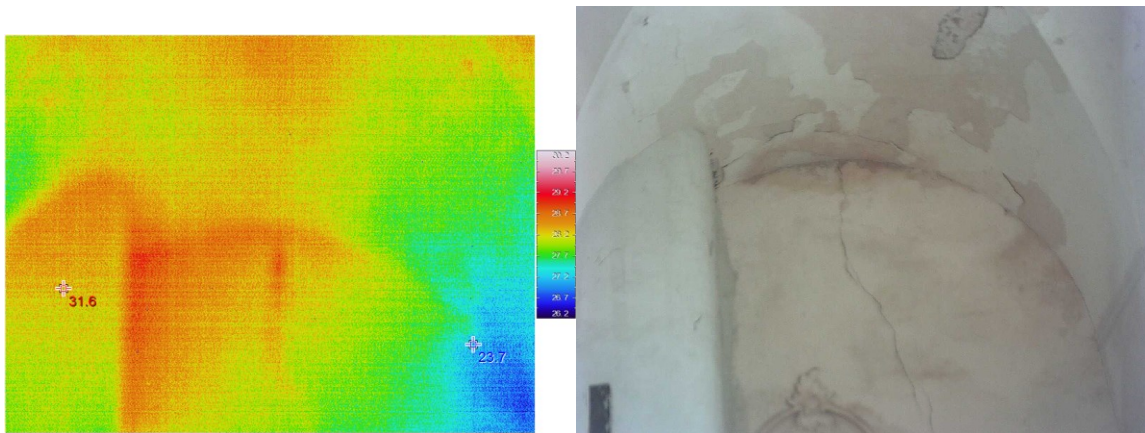


Figura 5.9 - Termografia e corrispondente immagine digitale, volta copertura primo piano

La seconda foto rappresenta l'abside laterale dove anche in questo caso si nota il distacco tra la muratura e la struttura della volta molto più leggera in canne e gesso.

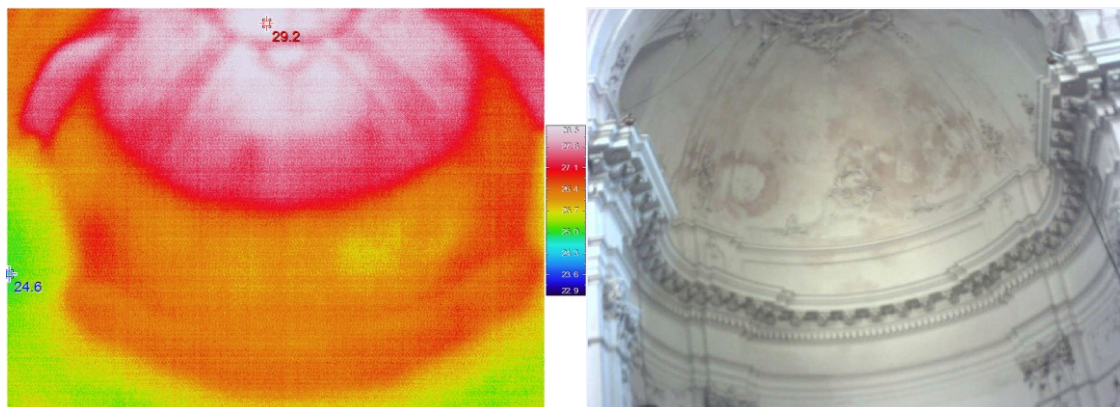


Figura 5.10 - Termografia e corrispondente immagine digitale abside laterale

All'interno si riscontrano numerose zone di risalita di umidità e distacco di intonaco,

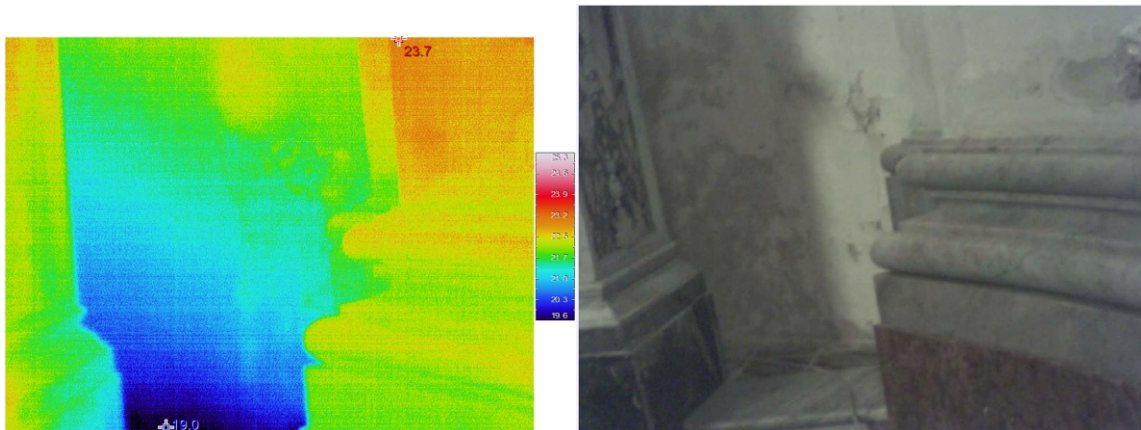


Figura 5.11 Termografia e corrispondente immagine digitale parete est

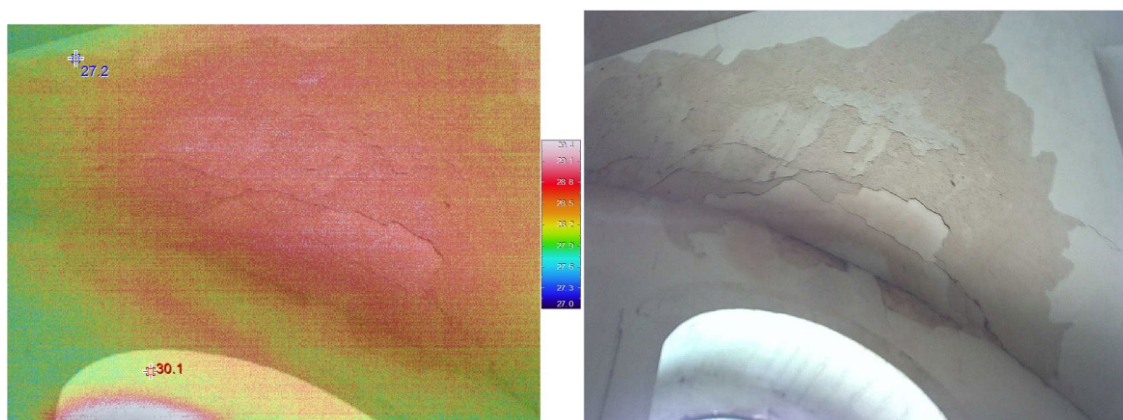


Figura 5.12 Termografia e corrispondente immagine digitale volta primo piano

In conclusione, non si sono riscontrati tamponamenti o chiusure di fori in aggiunta a quelli già visibili ad occhio nudo. Sono evidenti gli stati di degrado dei materiali e della struttura, le zone soggette a risalita di umidità.

5.1.3 Indagini endoscopiche

L'endoscopio è generalmente utilizzato per il riconoscimento geometrico di porzioni di struttura non ispezionabili direttamente. Risulta utile per investigare la presenza di eventuali omogeneità lungo lo spessore dei paramenti murari in modo non invasivo, eseguendo un foro che può essere anche solo di qualche millimetro, a seconda della strumentazione a disposizione.

5.1.3.1 Esecuzione delle prove

Le prove endoscopiche sono state effettuate su diversi paramenti murari della facciata, due all'ultimo piano, due al primo piano al fine di individuare la stratigrafia delle pareti.

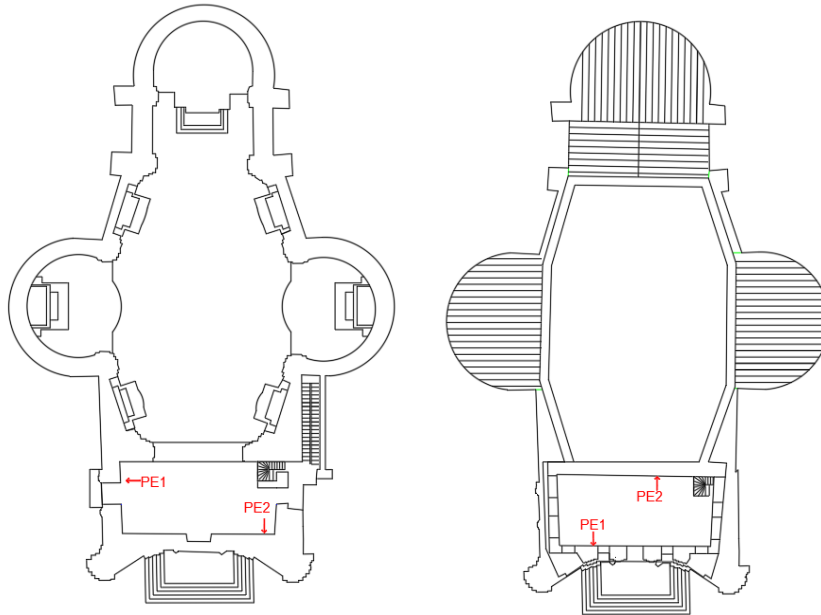


Figura 5.13 - Localizzazione delle prove endoscopiche

5.1.3.2 Risultati delle prove

- Prova endoscopica 1 – Muro facciata ultimo piano

La muratura ispezionata è formata da conci lapidei alettati da malta, risulta sufficientemente compatta e omogenea, ad eccezione della presenza di una cavità a circa 15 cm di profondità dall'interno. Lo spessore del paramento è di 50 cm.

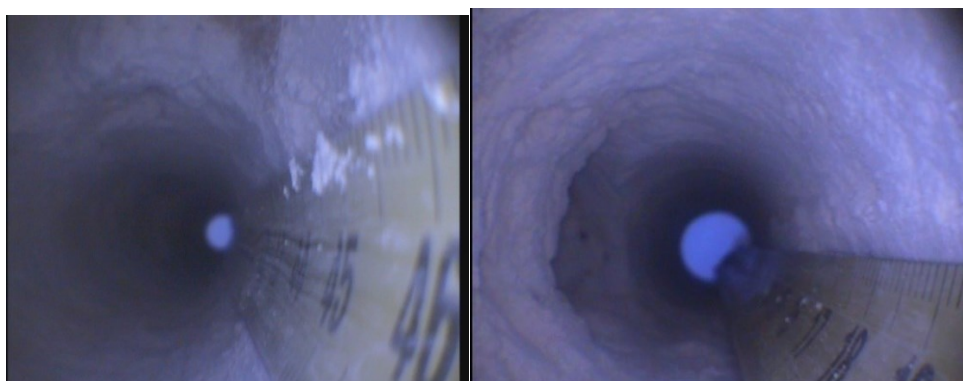


Figura 5.14 - Presenza di una piccola cavità

- Prova endoscopica 2– Muro ultimo piano, verso volta principale.
La muratura ispezionata è formata da conci lapidei alettati da malta, risulta sufficientemente compatta. Si evidenzia la presenza di numerose cavità locali che compromettono la compattezza a partire da una distanza di 25 cm fino a 55 cm dal bordo esterno. Lo spessore del paramento è di 90 cm.

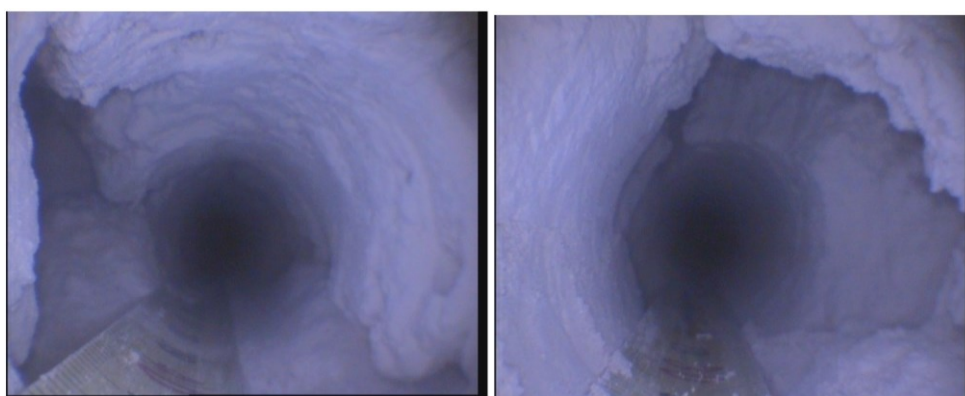


Figura 5.15 - Cavità presenti all'interno del paramento

- Prova endoscopica 3– Muro primo piano, angolo NE.
La prova è stata eseguita realizzando un foro per una lunghezza di 110 cm, lo spessore totale del paramento è di 150 cm. La muratura si presenta irregolare formata da elementi lapidei di natura diversa alternati da conci squadrati alettati da malta. Si riscontra la presenza di numerose cavità lungo lo spessore.

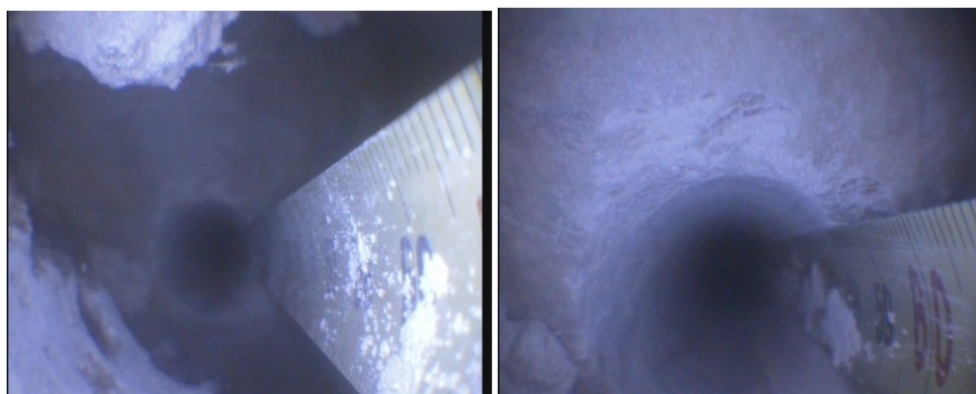


Figura 5.16 - Riscontro di muratura diversa a circa 60 cm da fine del foro

- Prova endoscopica 4– Muro primo piano, angolo SW.

La prova è stata eseguita realizzando un foro per una lunghezza di 93 cm, lo spessore totale del paramento nel punto è di 110 cm. La muratura formata da elementi lapidei di natura diversa allettata da malta, sufficientemente compatta e non si evidenziano la presenza di cavità rilevanti.

5.2 Prove semi distruttive

5.2.1 Carotaggi

Il carotaggio consiste nel prelievo di campioni cilindrici (carote), mediante carotatrici a corona diamantata con raffreddamento ad acqua e dispositivo di fissaggio alla parete da carotare.

Il prelievo di carote dalle strutture in opera è stato eseguito secondo le indicazioni della norma UNI 12504-1, secondo cui il criterio fondamentale da adottare nella fase di estrazione è quello di arrecare il minimo danneggiamento al campione.

Dalle strutture sono state prelevate complessivamente n°5 carote (diametro Φ 80 mm). All'interno dei fori eseguiti, per la valutazione della consistenza e dello stato dei materiali attraversati, si sono eseguite delle video endoscopie. Di seguito si riportano i risultati dei carotaggi eseguiti:

- Carotaggio n.1: paramento interno, verso vano scala, primo livello. La muratura è costituita da conci lapidei di natura biocalcarenitica compattati ed allettati con una malta di colore giallastro, sufficientemente compatta. Non si riscontrano cavità rilevanti. Si riscontra un intonaco di spessore pari a 35 mm.



Figura 5.17 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 45 cm.



Figura 5.18 - Endoscopia svolta all'interno del primo carotaggio

- Carotaggio n.2: paramento esterno, facciata, eseguito al primo livello. La muratura è costituita da conci lapidei di natura biocalcarenitica compattati ed allettati con una malta di colore giallastro, sufficientemente compatta. Non si riscontrano cavità rilevanti. Si riscontra un intonaco di spessore pari a 40 mm.



Figura 5.19 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 70 cm.



Figura 5.20 - Endoscopia svolta all'interno del secondo carotaggio

- Carotaggio n.3: paramento esterno, lato est, eseguito al primo livello. La muratura è costituita da conci lapidei di natura biocalcarenitica sufficientemente compattati ed allettati con una malta di colore giallastro. Si riscontrano delle zone di riduzione della coesione tra malta e conci a circa 40 cm dall'esterno. Si riscontra un intonaco di spessore pari a 35 mm.



Figura 5.21 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 72 cm.



Figura 5.22 - Endoscopia svolta all'interno del terzo carotaggio

- Carotaggio n.4: paramento esterno, lato est, eseguito al primo livello. La muratura è costituita da conci lapidei di natura biocalcarenitica compattati ed allettati con una malta di colore giallastro, sufficientemente compatta. Si riscontrano delle zone di riduzione della coesione tra malta e conci a circa 20 e 42 cm dall'esterno. Si riscontra un intonaco di spessore pari a 35 mm.



Figura 5.23 - Carota quarto test, paramento interno, lato est, primo livello. Lunghezza carota 73 cm.



Figura 5.24 - Endoscopia svolta all'interno del quarto carotaggio

- Carotaggio n.5: paramento esterno, facciata, angolo sud-est, eseguito al primo livello. La muratura è costituita da conci lapidei di natura biocalcarenitica compattati ed allettati con una malta di colore giallastro, sufficientemente compatta. Si riscontrano delle zone di riduzione della coesione tra malta e conci a circa 35 cm dall'esterno. Si riscontra un intonaco di spessore pari a 35 mm.



Figura 5.25 - Carota quarto test, paramento interno, lato est, primo livello. Lunghezza carota 78 cm.



Figura 5.26 - Endoscopia svolta all'interno del quinto carotaggio

5.2.2 Prove con martinetto piatto singolo

La prova con un singolo martinetto ha consentito di rilevare lo stato di sollecitazione locale presente nella muratura, misurando la variazione dello stato tensionale, indotta da un taglio, orizzontale di limitate dimensioni eseguito in direzione ortogonale al paramento murario. Il rilascio delle tensioni determina la parziale chiusura del taglio, l'entità degli spostamenti è accertata con misure di convergenza su coppie di punti, preliminarmente disposte in posizione simmetrica rispetto al taglio, Si inserisce quindi uno martinetto piatto che, collegato ad un circuito idraulico che permette di applicare gradualmente le pressioni che annullano la deformazione innescata dal taglio. La pressione letta al manometro del martinetto può ritenersi in modo approssimativo uguale alla sollecitazione presente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto.

Lo stato tensionale esistente nella muratura viene calcolato secondo quanto riportato nella norma ASTM C1196-20. Esso è proporzionale alla pressione applicata per realizzare la convergenza, ed è calcolato attraverso la formula:

$$\sigma = k_m k_a p$$

Dove k_m e k_a sono due costanti adimensionali pari:

- K_a rapporto tra le aree A_m/A_t , con A_m area del martinetto ed A_t area del taglio.
- K_m è costante del martinetto, dipende dalla geometria e dalla rigidità del martinetto (deformabilità delle lamiere e della rigidità della saldatura).

Le prove sono state eseguite secondo tre fasi di carico con pressioni 0.09, 0.17, 0.26. I risultati delle prove sono riportati in tabella:

Tabella 5.5 - Risultati della prova con martinetto piatto singolo

<i>PROVA</i>	<i>Pressione di ripristino P (Mpa)</i>
<i>MS1</i>	<i>0.26</i>
<i>MS2</i>	<i>0.26</i>

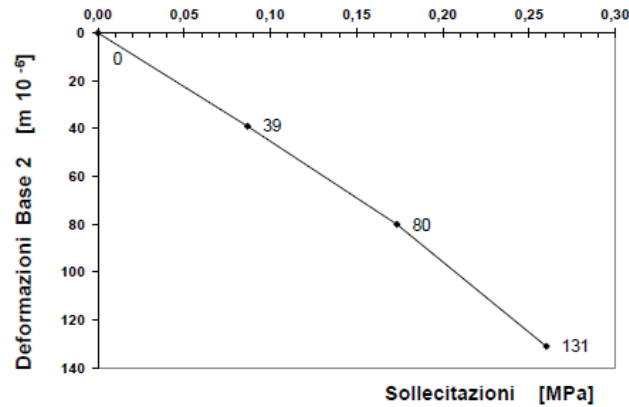


Figura 5.27 - Grafico sollecitazione-deformazione MSI

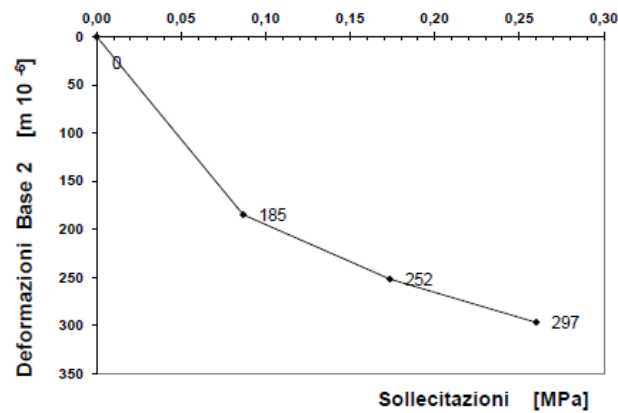


Figura 5.28 - Grafico sollecitazione-deformazione MSI

5.2.3 Prova con martinetto piatto doppio

La prova con martinetto piatto doppio consente di valutare le caratteristiche di deformabilità della muratura attraverso la stima del modulo elastico E ed il coefficiente di Poisson.

La prova consiste nell'inserire due martinetti posti ad una distanza di 50-60 cm in modo da determinare una porzione di muratura sulla quale essi esercitano uno stato di compressione monoassiale. I due martinetti vengono collegati alla pompa e vengono mandati in pressione contemporaneamente. Si eseguono alcuni cicli di carico misurando mediante estensimetri rimovibili, ad ogni incremento di pressione, le deformazioni assiali e trasversali del campione.

Il modulo elastico viene valutato secondo quanto riportato nella norma ASTM C1197-20:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Con:

$\Delta\sigma$ intervallo di carico considerato;

$\Delta\varepsilon$ deformazione assiale corrispondente.

I risultati delle prove sono riportati in tabella:

Tabella 5.6 - Risultati prove con martinetto doppio

<i>PROVA</i>	<i>Modulo elastico medio E (Mpa)</i>	<i>Coeff, di Poisson medio</i>
<i>MD1</i>	<i>1200</i>	<i>0.17</i>
<i>MD2</i>	<i>1100</i>	<i>0.28</i>

E' possibile calcolare il valore della pressione applicata alla muratura con la seguente formula:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot \frac{A_m}{A_t}$$

dove:

p = pressione erogata dai martinetti;

K_m = valore medio dei 2 coefficienti di taratura dei martinetti;

A_m = area del martinetto;

A_t = valore medio delle 2 aree di taglio.

5.3 Identificazione dinamica

L'identificazione dinamica di una struttura consiste nella determinazione di frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento, attraverso metodi specifici che possono essere di tipo analitico, sperimentale o operativo.

Si parla di approccio analitico quando conoscendo alcune caratteristiche della struttura come geometria, vincoli, proprietà dei materiali, distribuzione delle masse, distribuzione delle rigidità e smorzamento, si giunge a determinare i parametri modali del sistema risolvendo un problema agli autovalori. Nel caso dell'approccio sperimentale, anche conosciuto come problema inverso, fornendo un input dinamico alla struttura e misurandone la sua risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e,

a partire da queste, è possibile determinare le caratteristiche dinamiche della struttura (EMA). L'approccio operativo prevede, invece, di valutare i parametri dinamici solamente tramite la risposta strutturale senza conoscere l'eccitazione di input (OMA).

Nello studio di strutture esistenti l'analisi modale sperimentale assume al fine di determinare il comportamento dinamico che dipende strettamente dalla massa, rigidità, vincoli, carichi applicati, legato all'individuazione dei danni nel tempo, e alla loro variazione nelle condizioni di esercizio.

5.3.1 Monitoraggio strutturale

L'attività di monitoraggio strutturale ha come scopo l'acquisizione di informazioni circa il comportamento di una struttura nel suo stato. I parametri strutturali che possono essere rilevati sono diversi: i principali sono gli spostamenti, lo stato tensionale, le deformazioni che nel tempo possono subire cambiamenti. Le tipologie di monitoraggio strutturale sono due: quello statico e quello dinamico. Lo scopo del monitoraggio statico è quello di rilevare, in un arco di tempo lungo, le variazioni dei parametri di una struttura, ad esempio l'evoluzione di uno stato fessurativo. Il monitoraggio strutturale dinamico ha lo scopo di rilevare e misurare le vibrazioni meccaniche di una struttura che possono essere di natura artificiale o ambientale, anche dette "rumore bianco". Il monitoraggio dinamico può essere svolto secondo due tipologie di eccitazione:

- **Eccitazione ambientale:** durante i test a vibrazione ambientale, sono registrate le accelerazioni della struttura eccitata da carichi ambientali (vento, traffico veicolare ecc.). I tremori causati dall'ambiente producono nelle strutture una vibrazione fissa di ampiezza variabile: tale segnale, se opportunamente analizzato, consente di ricavare gli stessi parametri modali ottenibili con l'eccitazione. Questo tipo di eccitazione è la più comune quando si parla di identificazione strutturale in quanto non necessita di costi, è continua e presenta un'intensità adatta a produrre vibrazioni di ampiezza misurabile.
- **Eccitazione artificiale:** l'eccitazione artificiale viene utilizzata quando non esiste o è poco presente quella ambientale. Il vantaggio di utilizzare questo tipo di eccitazione è nel fatto che l'input può essere controllato e misurato ed inoltre si può indagare sulla banda delle frequenze di interesse. Lo strumento per eccitare una

struttura più utilizzato è la vibrodina in grado di fornire forze dinamiche sinusoidali e unidirezionali.

Nel caso studio si è svolta una campagna di identificazione dinamica di breve durata, svolta nell'arco di due giorni. Essendo la struttura di notevoli dimensioni lo studio globale risultava di difficile realizzazione, sia dal punto di vista della strumentazione necessaria, sia dal punto di vista di elaborazione dei dati. Il comportamento globale di edifici storici come le Chiese è di difficile determinazione; dunque, si è proceduto all'identificazione dinamica della sola facciata.

5.3.2 Piano identificazione dinamica

Il piano di installazione degli accelerometri è stato realizzato sulla base degli studi precedentemente eseguiti, individuando le possibili criticità della struttura si è andati a disporre la strumentazione nei punti di interesse, in particolare l'attività si è contratta sullo studio della facciata e dei paramenti ad essa collegati.

Il primo setup si è concentrato sull'acquisizione delle registrazioni accelerometriche lungo facciata, posizionando gli accelerometri lungo la parete interna. Essendo i punti di interesse superiori al numero di accelerometri a disposizione la campagna è stata suddivisa in 3 setup, ovvero sono state previste tre diverse disposizioni degli accelerometri, mantenendone 6 fissi, cioè nella stessa posizione per tutte le acquisizioni e 11 mobili.

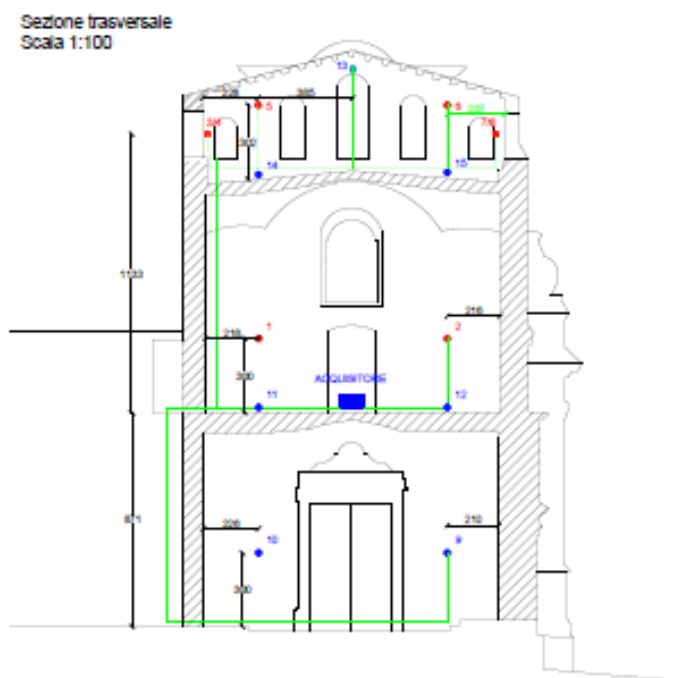


Figura 5.29 - Disposizione accelerometri, vista in sezione

Nel secondo gli accelerometri mobili sono stati disposti lungo i paramenti ortogonali alla parete della facciata, tenendo quelli fissi nella loro posizione precedente.

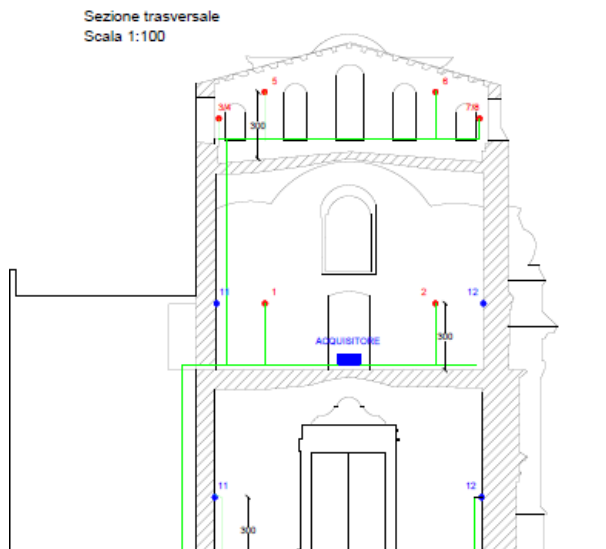


Figura 5.30 - Disposizione accelerometri, 2 setup

Nel terzo setup la strumentazione è stata disposta lungo il paramento interno alla chiesa, speculare alla facciata.

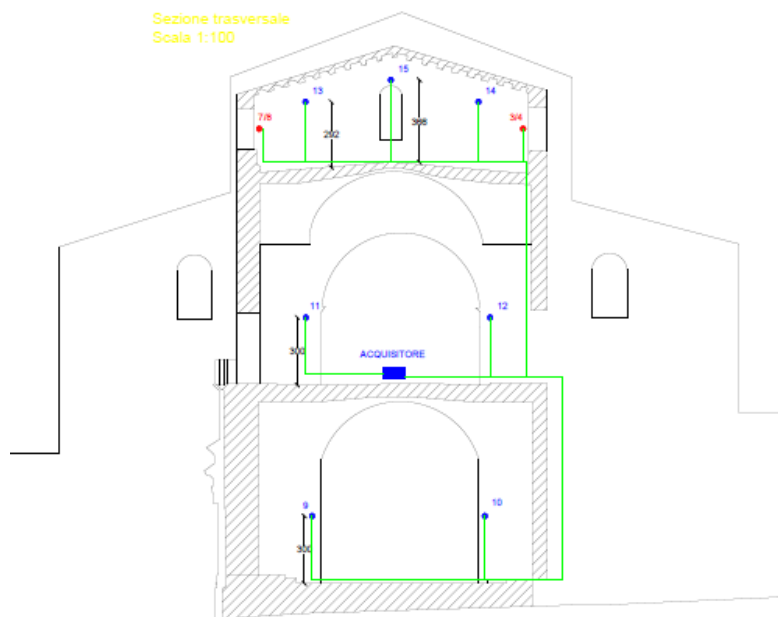


Figura 5.31 - Disposizione accelerometri, 3 setup

La frequenza di campionamento è stata impostata a 200 Hz, per ogni setup sono state effettuate tre sessioni di registrazione di 20 minuti, per un totale di un'ora.

5.3.2.1 Strumentazione utilizzata

Le misurazioni sono state effettuate mediante l'utilizzo di 17 accelerometri monoassiali ad alta sensibilità (10000 mV/g) collegati all'unità di acquisizione PXI.

I trasduttori di accelerazione utilizzati nell'analisi modale sono trasduttori piezoelettrici. Essi sono costituiti da un elemento piezoelettrico, generalmente delle ceramiche policristalline o dei cristalli di quarzo, che subendo una deformazione genera una differenza di carica tra le sue facce. Questa differenza di carica viene convertita in un segnale, in termini di tensione, solitamente da un amplificatore di carica. Il principale svantaggio è che i cavi che collegano l'amplificatore al trasduttore sono molto sensibili ad influenze esterne. L'accelerometro non è altro che un piccolo sistema vibrante massa-molla che, subendo uno spostamento del suo involucro, collegato alla struttura, inizia ad oscillare. L'accelerometro restituisce un segnale proporzionale all'accelerazione. Il meccanismo massa-molla interno può essere realizzato in diversi modi. L'elemento elastico è costituito da un materiale piezoelettrico che sollecitato dalla massa con azioni di compressione o di taglio, genera una tensione tra le sue facce.

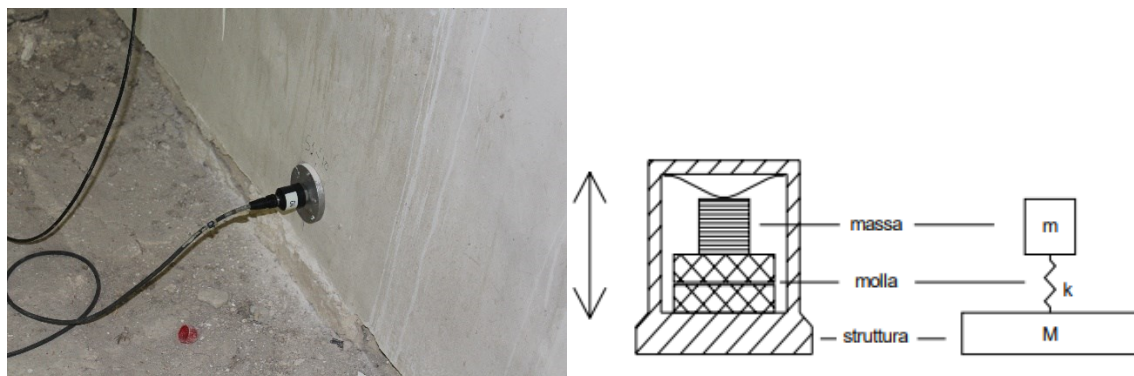


Figura 5.32 - A destra accelerometro installato per la prova, a sinistra schema di un accelerometro

Il compito del sistema di analisi e di misura è quello di acquisire i dati di una prova sperimentale e successivamente di analizzarli, al fine di estrarre i parametri modali della struttura. In ordine di complessità, la prima configurazione del sistema di analisi è costituita da un PC su cui sono installate una o più schede di acquisizione dati, affiancate normalmente da un software che permette di trattare i segnali.

5.3.3 Analisi dei dati

La fase di analisi del segnale risulta essere una delle principali fasi nel processo di identificazione dinamica. Comunemente i segnali registrati con apposita strumentazione sono accelerazioni o spostamenti acquisiti nel dominio del tempo; i metodi di analisi più utilizzati, invece, elaborano il segnale nel dominio delle frequenze. Pertanto, la prima fase di analisi prevede la conversione del segnale analogico in forma digitale: in questo modo i dati raccolti sono rielaborati in valori discreti e non come funzioni continue. Infatti, esiste una differenza sostanziale tra segnale analogico e segnale digitale: il primo è una funzione continua nel tempo, è simile al segnale fisico che riproduce, il segnale digitale è definito da una successione di numeri che rappresentano il valore del segnale in un dato istante di tempo. L'analisi dei dati registrati è stata effettuata con il software Matlab. La prima fase è stata quella di “tagliare” i segnali, in modo da eliminare eventuali picchi di segnale disturbato, dovuti a possibili movimenti del cavo di collegamento tra accelerometro e stazione di acquisizione.

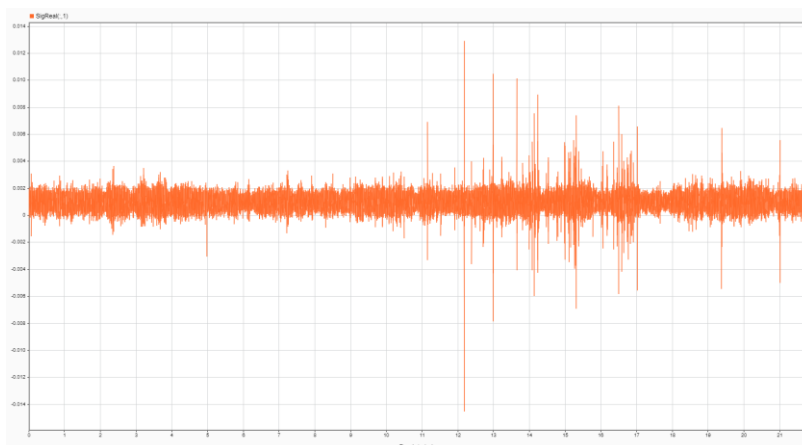


Figura 5.33 - segnale originale

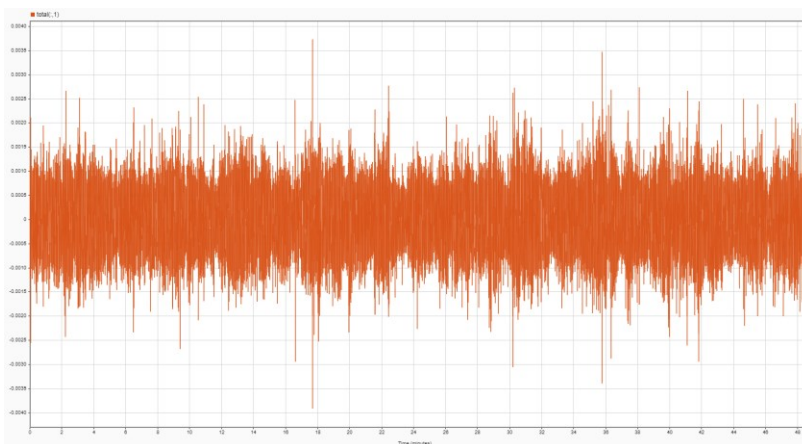


Figura 5.34 - segnale elaborato

6. Confronto tra i risultati dell'indagine dinamica e il modello

6.1 Analisi modale operativa

L'analisi modale operativa, o Operational Modal Analysis (OMA), consente di determinare le caratteristiche dinamiche di una struttura o di una sua parte nelle condizioni di normale funzionamento. Questo tipo di indagine risulta efficace in caso di grandi strutture dove la possibilità di eccitare le masse risulta onerosa e di difficile realizzazione. La risposta della struttura sarà determinata considerando quindi solo le vibrazioni, accelerazioni di tipo naturale.

L'approccio si definisce "Output only" in quanto non è conosciuto il tipo e il valore dell'eccitazione di input, gli algoritmi di calcolo prevedono quindi che le forze di input siano di tipo stocastico, cioè di natura casuale.

6.1.1 Elaborazione dei dati mediante FDD

L'algoritmo di identificazione FDD (*Frequency Domain Decomposition*) è basato sulla scomposizione della matrice di densità spettrale di potenza (*Power Spectral Density*, PSD) usando la scomposizione in valori singoli (*Singular Value Decomposition*, SVD). La SVD è in grado di scomporre la risposta spettrale del sistema in un insieme di sistemi ad un singolo grado di libertà (SDOF), ognuno corrispondente ad un modo da identificare. Attraverso la FDD è possibile stimare con precisione i modi anche in caso di una forte contaminazione del rumore dei segnali.

La relazione tra l'input $x(t)$, non conosciuto, e la risposta $y(t)$ può essere espressa da:

$$G_{yy}(j\omega) = H(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T$$

Dove:

- G_{xx} rappresenta la matrice di *Power Spectral Density* (PSD), (r x r) con r numero di input,

- G_{yy} è la matrice di risposta PSD (m x m), con m numero di risposte,
- $H(j\omega)$ matrice di risposta in frequenza (m x r).

La matrice $G_{yy}(j\omega)$ è nota a delle frequenze $\omega = \omega_i$ ed è scomposta considerando la *Singular Value Decomposition (SVD)*. La rappresentazione grafica dello spettro dei *Singular Values* permette di individuare i picchi che rappresentano i modi da identificare. L'elaborazione dei dati è stata effettuata attraverso il programma *Artemis Modal Pro*, sviluppato da *Structural Vibration Solution*, il quale implementa automaticamente gli algoritmi di calcolo FDD.

I dati di input sono la posizione degli accelerometri e i segnali elaborati precedentemente in Matlab.

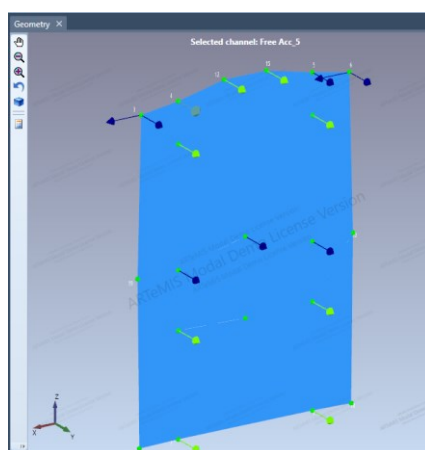


Figura 6.1 - Setup degli accelerometri all'interno del programma Artemis Pr0

È stato creato un file di configurazione per i segnali dei primi due setup che riguardava l'identificazione della parete di facciata. I risultati della SVD evidenziano tre modi riconducibili al modello FEM realizzato preliminarmente

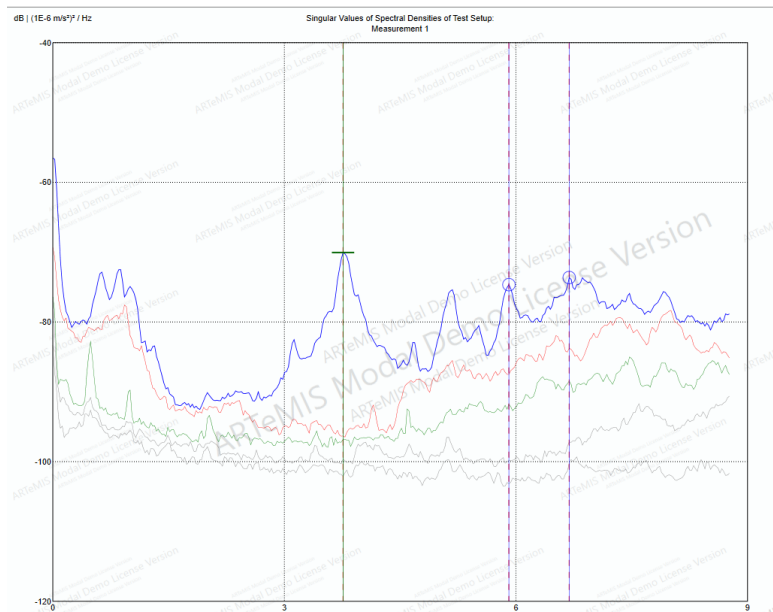


Figura 6.2 - Grafico SVD della prima misurazione

Il primo picco si trova ad una frequenza di 3.76 Hz e rappresenta il ribaltamento della facciata:

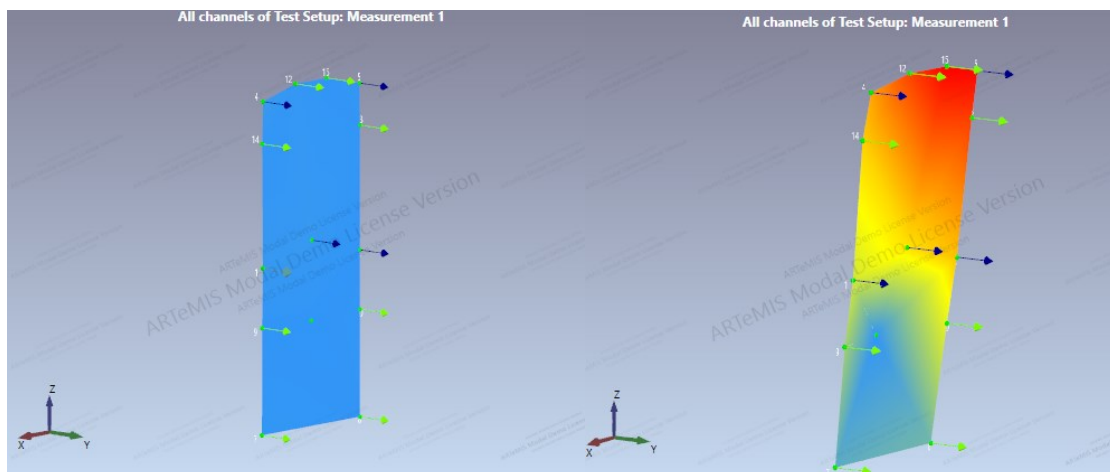


Figura 6.3 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra

Nel modello FEM precedentemente creato, il modo con una frequenza di 4.03 Hz rappresenta il ribaltamento della facciata

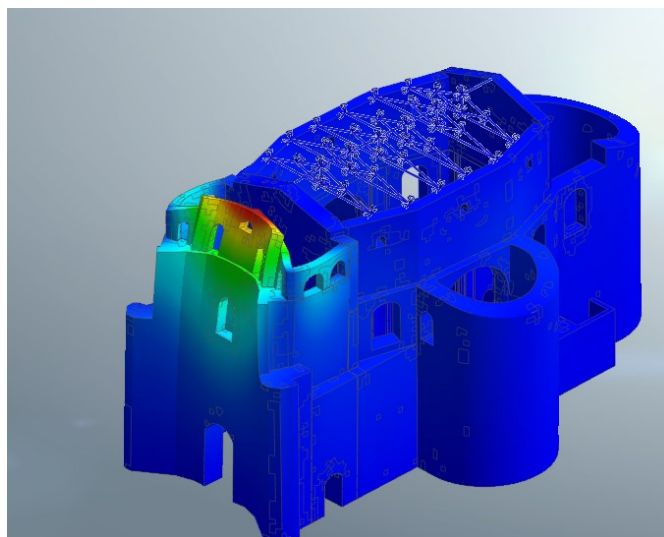


Figura 6.4 - Modello FEM, deformata modale. Modo n.15

Un secondo picco si trova a 5.95 Hz che rappresenta una flessione orizzontale della parete del secondo livello, in corrispondenza dell'accelerometro n.11, che è stato installato tra la finestra e la nicchia presenti al primo piano.

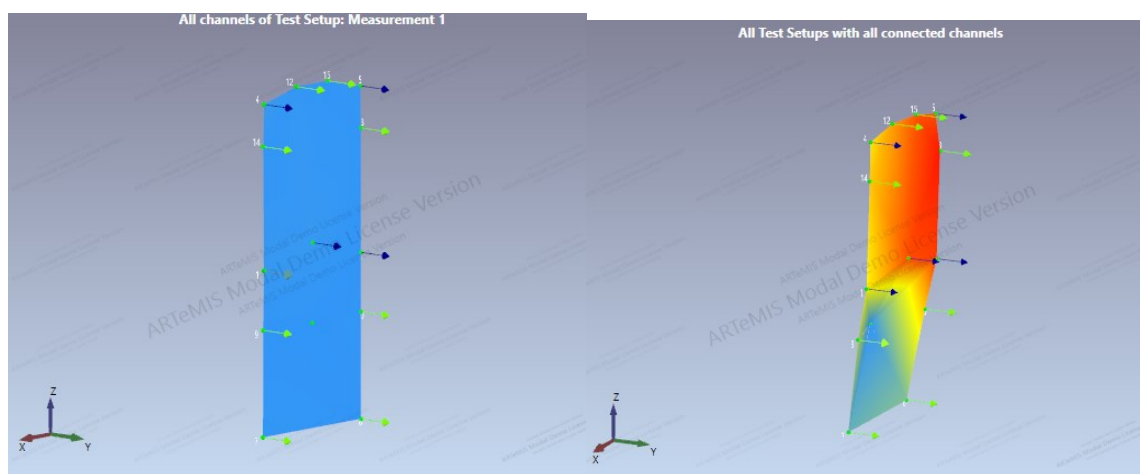


Figura 6.5 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra

In corrispondenza nel modello FEM ad una frequenza di 6.20 Hz.

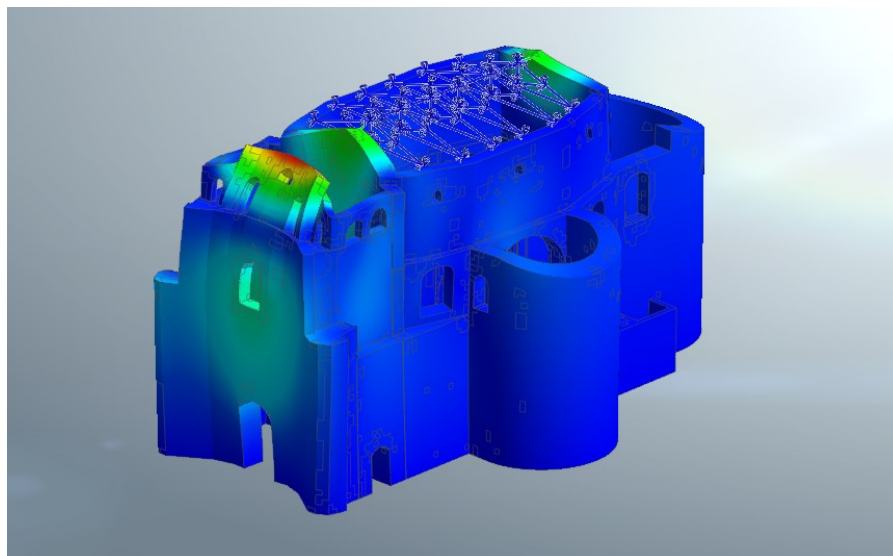


Figura 6.6 - Modello FEM, deformata modale. Modo n.15

Il terzo setup che riguarda la parete interna speculare alla facciata è stato analizzato separatamente. E' stato necessario realizzare un nuovo file di configurazione



Figura 6.7 - Configurazione del terzo setup

Il grafico SVD ottenuto per le misurazioni ottenute dal terzo setup di accelerometri:

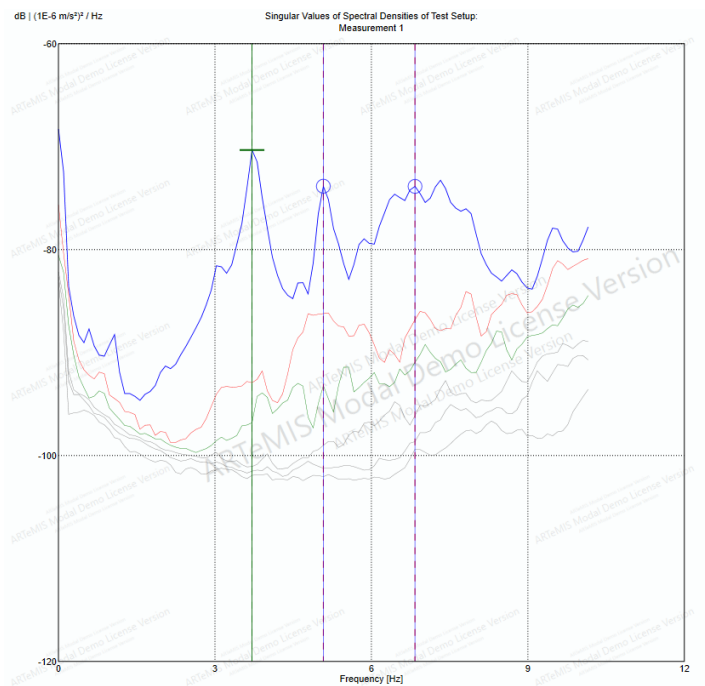


Figura 6.8 - Grafico SVD del terzo setup

Il picco si trova ad una frequenza di 3.71 Hz evidenzia un ribaltamento della parete. Questo si verifica alla stessa frequenza di quello trovato precedentemente per la parete di facciata.

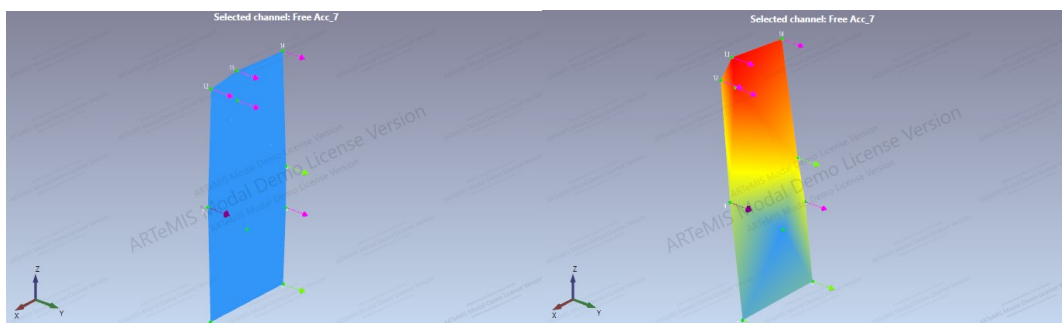


Figura 6.9 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra

6.1.2 Indicatore MAC (Modal Assurance Criterion)

Il MAC (Modal Assurance Criterion) è un parametro che risulta essere sensibile alle grandi differenze e relativamente insensibile alle piccole differenze tra due vettori messi a confronto (Pastor et al., 2012). Nel caso in esame è possibile utilizzare il MAC per confrontare due forme modali φ_r e φ_q . L'espressione matematica dell'indicatore di correlazione per i gli autovettori dei modi q ed r viene espresso come:

$$MAC(r, q) = \frac{|\{\varphi_r\}^T \{\varphi_q\}|^2}{(\{\varphi_r\}^T \{\varphi_q\})(\{\varphi_q\}^T \{\varphi_r\})}$$

Tale indicatore può assumere valori tra 0 ed 1: valori vicini allo 0 indicano che le forme modali non sono correlate tra loro, mentre valori prossimi all'unità indicano che le forme modali, sono pienamente coerenti tra loro. Tale indicatore risulta utile nel caso in cui si voglia verificare che due tecniche differenti restituiscano ad ogni frequenza le stesse forme modali. Inoltre, per valutare la bontà del modello costruito, è possibile stimare anche la correlazione tra due forme modali, la prima ottenuta tramite una tecnica di identificazione dinamica e l'altra mediante simulazione FEM. Due forme modali possono ritenersi compatibili tra loro se il MAC assume valori superiori a 0,8.

Per calcolare il MAC è stato necessario estrapolare i valori degli autovettori delle forme modali considerate. Nel modello FEM realizzato precedentemente, sono stati determinati nodi delle mesh corrispondenti alla posizione di installazione degli accelerometri, il programma Artemis Modal Pro fornisce i valori degli autovettori in modo automatico per ogni modo selezionato.

In tabella si riportano i valori del MAC per il confronto dei modi di vibrare ottenuti dal modello FEM e quelli in Artemis.

Tabella 6.1 - Tabella indicatore MAC

Modo	FEA NX (Hz)	Artemis (Hz)	MAC
1	4.03	3.77	0.84
2	6.20	5.95	0.53
3	4.33	3.77	0.96

I valori ottenuti si possono considerare soddisfacenti per il primo e terzo modo, dato che il valore supera lo 0.8, mentre non è sufficiente per il secondo.

7. Analisi dei meccanismi locali

Gli edifici esistenti in muratura sono una tipologia di struttura particolarmente vulnerabile all'azione sismica, i modi fondamentali di collasso possono manifestarsi sia a livello locale che globale. I meccanismi locali riguardano le singole pareti o porzioni più ampie, si verificano in strutture prive di elementi di collegamento tra pareti, assenza di solai e collegamenti intermedi. I meccanismi globali interessano l'intera costruzione, la struttura ha un comportamento detto "scatolare" dove pareti portanti, orizzontamenti e fondazioni sono opportunamente collegate.

Nel caso di una parete in muratura soggetta ad azione sismica si possono distinguere due modi di collasso fondamentali: meccanismi di I Modo, derivanti da un'azione sismica ortogonale al piano della parete, corrispondenti al ribaltamento della parete e meccanismi nel piano detti di II Modo, dovuti ad un'azione sismica agente nel piano della muratura che prevedono la rottura della parete nel proprio piano (rottura a taglio).

Nel caso di una struttura lo studio dello stato fessurativo e deformativo permette di riconoscere eventuali meccanismi già attivati nel corpo di fabbrica e di ipotizzare eventuali meccanismi attesi,

La normativa NTC 2018 al paragrafo §8.7.1 prevede la verifica nei confronti di entrambi i tipi.

7.1 Comportamento sismico degli edifici storici in muratura

Gli edifici storici come chiese, templi, campanili, torri, etc. possono essere classificati come edifici non ordinari o speciali, per i quali è necessario uno studio specifico per ogni caso. Nelle *"Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"* vengono proposti tre livelli di valutazione:

- LV1: Analisi qualitativa e valutazione della sicurezza sismica con modelli meccanici semplificati;
- LV2: Valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso);
- LV3: Valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto.

Nel caso in cui si debbano progettare interventi riguardanti una porzione di struttura viene precisato che la valutazione può limitarsi al livello LV2, trascurando la valutazione complessiva della struttura. L'analisi, quindi, sarà svolta per macroelementi, con lo scopo di determinare l'efficacia dell'intervento.

In riferimento alle *Norme Tecniche 2018* la valutazione sismica viene riferita agli stati limite; gli SLU hanno due scopi: il primo è quello di salvaguardare la costruzione e il secondo è tutelare l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità. Appartengono agli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Dall'altra parte abbiamo gli SLE che invece hanno l'obiettivo di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti e si dividono in Stato Limite di Operatività (SLO), e Stato Limite di Danno (SLD). Per tutti i manufatti tutelati è richiesta la verifica rispetto allo SLV anche se la struttura non è soggetta ad uso; invece, la valutazione rispetto allo SLD è richiesta per quelle strutture tutelate di cui si vuole garantire la funzionalità dopo un sisma. In alcune situazioni può essere necessario andare ad indagare un altro stato limite: lo Stato Limite di danno ai beni Artistici: SLA. Questo particolare stato limite andrà indagato nel caso si voglia tutelare particolari opere d'arte, come ad esempio degli affreschi, e fare in modo che dopo un terremoto gli apparati decorativi, le superfici pittoriche e le parti di rilievo architettonico, nel caso in cui abbiano subito danni, possano essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale. La valutazione dello SLA dovrà essere svolta esclusivamente in quelle zone del manufatto dove sono presenti elementi di elevato valore artistico andando ad utilizzare dei modelli locali che rappresenteranno la zona di interesse.

Particolare attenzione deve essere posta nei confronti di queste tipologie poiché le chiese e i luoghi di culto vengono trattati su base statistica e non può essere analizzata l'intera varietà tipologica nella quale queste sono articolate. Analizzando i danni subiti dalle chiese in occasione dei terremoti si è visto come il comportamento di queste costruzioni possa essere analizzato scomponendole in porzioni architettoniche che sono i macroelementi (facciata, aula, campanile, cupola ecc.) caratterizzate da una risposta fondamentale autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso. È dunque preferibile nella maggior parte dei casi procedere con verifiche locali riferite ai diversi macroelementi conducendo quindi un'analisi statica lineare o non lineare.

può essere condotta secondo i metodi di analisi sismica quali: analisi statica lineare, dinamica modale, non lineare, dinamica lineare.

7.1.1 Parametri dell'azione sismica

I parametri dell'azione sismica vengono valutati secondo quanto riportato nella normativa attuale NTC 2018 al capitolo §3.2.3.

Il periodo di riferimento V_R che definisce l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove V_N è la vita nominale mentre C_U rappresenta il coefficiente d'uso.

La vita nominale di progetto di un'opera è il numero di anni nel quale è previsto che l'opera mantenga specifici livelli prestazionali o per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico. I valori minimi di V_N da adottare in funzione del tipo di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. delle "Norme tecniche per le costruzioni" del 17 gennaio 2018. Nel caso specifico di un bene culturale storico la vita nominale dovrebbe essere molto lunga, andando a garantire la sicurezza delle costruzioni anche sotto azioni sismiche con elevato periodo di ritorno. Si assume $V_N = 50$ anni, come descritto nella Direttiva.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Di seguito si valuta la classe d'uso in riferimento alla tipologia di costruzione. Nel caso in esame ci si riconduce ad una Classe d'uso III, la cui definizione è riportata nel paragrafo §2.4.2 delle NTC 2018: "Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 7.1 - Estratto da NTC 2018, Tabella 2.4 II, Valori del coefficiente d'uso C_U

Riassumendo i valori considerati:

Tabella 7.1 - Tabella riassuntiva dei coefficienti

Vita nominale V_N (anni)	50
Coefficiente d'uso C_U (-)	1.5
Vita di riferimento V_R (anni)	75

In relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, al quale è associata una certa probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento V_R , il periodo di ritorno di riferimento T_R dell'azione sismica è valutato come:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente dipendono degli stati limite considerati e sono riportate nella Tab. 3.2.I. delle NTC 2018.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 7.2 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2 II, Probabilità di superamento P_{VR}

Per le verifiche nei confronti dello SLV si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10% nel periodo V_R , mentre con riferimento allo SLD si potrà considerare una probabilità P_{VR} pari al 63%. In tabella sono riportati i valori del periodo di ritorno T_R per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

Tabella 7.2 - Risultati per SLD e SLV

Stato Limite	SVL	SLD
P_{VR} (%)	0.63	0.1

T_R (anni)	75	713
--------------	----	-----

Per definire le azioni sismiche di progetto, attraverso le quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, bisogna far riferimento alla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa dipende delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche ed è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g .

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Attraverso “Mappe interattive di pericolosità sismica” sono stati rilevati gli identificativi che circondano il luogo di interesse, 4. Facendo una ricerca per coordinate, e in funzione del tempo di ritorno, si trovano i parametri spettrali per i quattro punti, ricorrendo all’utilizzo delle tabelle fornite dal sito. I valori dei parametri sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 7.3 - Valori dei parametri sismici per Noto

Parametri	SLD	SLV
T_R (anni)	75	713
a_g (g)	0.063	0.202
F_0 (-)	2.532	2.329
T_C^* (sec)	0.281	0.44

Altri parametri necessari per il calcolo dell’indice di sicurezza e il fattore di accelerazione sono: S che è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche e

Il coefficiente S vale:

$$S = S_s \cdot S_T$$

Con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica definito nella tabella 3.2.IV delle NTC 2018:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 7.3 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2 IV

Il coefficiente S_T è definito nella tabella 3.2.V delle NTC 2018.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 7.4 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2V, Valori coefficienti S_T

Nel caso in esame il sito, Noto, è caratterizzato da una categoria di sottosuolo di classe 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*”. La categoria topografica è T1.

Riassumendo i valori dei parametri spettrali necessari per definire l'azione sismica:

Tabella 7.4 - Valori dei coefficienti per gli stati limite considerati

Parametri	SLD	SLV
T_R (anni)	75	713
Categoria sottosuolo	C	C
Categoria topografica	T1	T1
S_s (-)	1.50	1.50
C_c (-)	1.597	1.376
S_T (-)	1	1
S	1.5	1.5
$a_g S$ (g)	0.09	0.303

7.1.2 Stima dell'indice di sicurezza

La valutazione della capacità dell'intera struttura può essere stimata secondo il modello semplificato proposto dalla Direttiva. Il criterio stabilisce 28 tipologie di meccanismi di collasso associati ai diversi tipi di macroelementi presenti. La formula proposta per la stima dell'indice di sicurezza è

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_1^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_1^{28} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

Dove:

- ρ_k è il peso attribuito a ciascun meccanismo. Vale 0 per tutti quei meccanismi che non possono attivarsi per l'assenza del macroelemento, ed è compreso tra 0.5 e 1 in tutti gli altri casi;
- v_{ki} è l'indicatore di vulnerabilità, può assumere valori da 0 a 3;
- v_{kp} è l'indicatore relativo ai presidi, può assumere valori da 0 a 3.

Per determinare il valore da assegnare a v_{ki} e v_{kp} si fa riferimento alla tabella 5.1 delle

Linee guida:

Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio dell'efficacia	v_k
almeno 1 almeno 2	3 2	3
1 almeno 2	2 1	2
1 nessuno	1 0	1 0

Figura 7.5 - Estratto dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", Tabella 5.1, Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno

Il procedimento consiste quindi ad attribuire un valore da 1 a 3 per la presenza di presidi antisismici e di indicatori di vulnerabilità per ogni meccanismo di collasso analizzato. Si riportano in tabella i valori scelti:

Tabella 7.5 - Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per i meccanismi di collasso

1 - RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di catene longitudinali	0
• Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)	1
• Ammorsamento di buona qualità tra la facciata ed i muri della navata	0
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di elementi spingenti (puntoni di copertura, volte, archi)	2
• Presenza di grandi aperture nelle pareti laterali in vicinanza del cantonale	1
2 - MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di collegamenti puntuali con gli elementi della copertura	0
• Presenza di controventi di falda	1
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	0
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di grandi aperture (rosone)	2
• Presenza di una sommità a vela di grande dimensione e peso	1
• Cordoli rigidi, trave di colmo in c.a., copertura pesante in c.a.	0
3 - MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di una catena in controfacciata	0
• Contrasto laterale fornito da corpi addossati; chiesa inserita in aggregato	1
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di aperture di grandi dimensioni o in numero elevato (anche se tamponate)	1
• Elevata snellezza (rapporto altezza/larghezza)	1
5 - RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di parate o contrafforti esterni	1
• Presenza di corpi annessi adiacenti	1
• Presenza di catene trasversali	0
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di pareti con elevata snellezza	1
• Presenza di volte e archi	1
6 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	1
• Presenza di buoni architravi nelle aperture	0
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	0
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore	1
• Cordoli in c.a. molto rigidi, copertura pesante in c.a.	0
8 - VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di catene in posizione efficace	0
• Presenza di rinfianchi o frenelli	0
<u>Indicatori di vulnerabilità</u>	<u>Gravità</u>
• Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	0
• Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce	0
• Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte	0
13 - ARCHI TRIONFALI	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Pareti di contrasto efficaci (basso rapporto luce/larghezza aula, transetto, altri corpi di fabbrica)	1
• Presenza di una catena in posizione efficace	0

• Conci di buona fattura e/o adeguato spessore dell'arco	1
Indicatori di vulnerabilità	<u>Gravità</u>
• Presenza di copertura pesante in c.a.	0
• Presenza di cupola o tiburio	0
16 – RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
Presenza di cerchiature o catene	0
Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi adossati)	2
Presenza di copertura controventata, non spingente	0
Indicatore di vulnerabilità	
• Presenza di un forte indebolimento dovuto ad aperture (anche tamponate)	1
• Presenza di volte spingenti	1
• Cordoli rigidi, copertura pesante, puntoni in falda in c.a..	0
17 - MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità	1
• Presenza di buoni architravi nelle aperture	0
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	0
Indicatori di vulnerabilità	<u>Gravità</u>
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	0
• Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore	1
18 - VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di catene in posizione efficace	0
• Presenza di rinfianchi o frenelli	0
Indicatori di vulnerabilità	<u>Gravità</u>
• Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	0
• Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce	0
• Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte	0
19 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	0
• Presenza di collegamenti delle travi alla muratura	1
• Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)	0
• Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura	2
Indicatori di vulnerabilità	<u>Gravità</u>
• Presenza di copertura staticamente spingente	0
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	1
21 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA – ABSIDE E PRESBITERIO	
<u>Presidi antisismici</u>	<u>Efficacia</u>
• Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)	0
• Presenza di collegamenti delle travi alla muratura	0
• Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)	0
• Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura	0
Indicatori di vulnerabilità	<u>Gravità</u>
• Presenza di copertura staticamente spingente	0
• Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	0

Si calcola di seguito il punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo:

Tabella 7.6 - Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per tutti i meccanismi di collasso considerati.

MECCANISMO	v_{ki}	v_{kp}	$v_{ki} - v_{kp}$	ρ_k	$\rho_k(v_{ki} - v_{kp})$
1	3	1	2	1	2
2	3	1	2	1	2
3	2	1	1	1	1
5	2	2	0	1	0
6	1	1	0	1	0
8	0	0	0	1	0
13	1	2	-1	1	-1
16	2	2	0	1	0
17	1	1	0	1	0
18	0	0	0	0,75	0
19	1	3	-2	1	-2
21	0	0	0	1	0

Si ottiene un valore di $i_v = 0.53$, in questo modo tramite l'espressione fornita sempre dalla Direttiva, è possibile calcolare i valori dell'accelerazione al suolo corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

$$a_{SLD} \cdot S = 0.025 \cdot 1,8^{2.75-3.44i_v} = 0.04 \text{ m/s}^2$$

$$a_{SLV} \cdot S = 0.025 \cdot 1,8^{5.1-3.44i_v} = 0.19 \text{ m/s}^2$$

7.1.3 Stima dell'indice di sicurezza sismica

La stima dell'indice di sicurezza sismica viene calcolato secondo quanto riportato nelle Linee guida, definito come il rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dello stato limite considerato e il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$:

$$I_{S.SLi} = \frac{T_{SLi}}{T_{R,SLi}}$$

Dove il periodo di ritorno T_{SLV} viene valutato secondo la formula:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \log\left(\frac{a_{SLV}S}{F_c a_1 S_1}\right) / (\log\left(\frac{a_2 S_2}{a_1 S_1}\right))}$$

Dove T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso T_{SLV} , a_1S_1 e a_2S_2 sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Tabella 7.7 - Calcolo dei periodi di ritorno corrispondenti al raggiungimento degli stati limite SLV e SLD.

	SLD	SLV
T_{R1}	75	75
T_{R2}	713	713
$a_{SLi}S$	0.04	0.19
F_C	1.2	1.2
a_1S_1	0.915	0.915
a_2S_2	0.303	0.303
T_{SL}	55	482

E' possibile quindi calcolare l'indice di sicurezza sismica della struttura con la seguente equazione:

$$I_{S.SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = 0.67$$

Un valore di $I_{S.SLi}$ maggiore o uguale a uno indica che la struttura è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento alla vita nominale e per l'uso.

L'indicatore di rischio in termini di accelerazioni si ottiene confrontando l'accelerazione che riesce a sopportare la struttura e quella di riferimento:

$$I_{a,SLV} = \frac{a_{g,SLV}}{a_g} = \frac{0.19/1,5}{0,202} = 0.62$$

Dalle precedenti si evince che l'indicatore di rischio in termini di accelerazioni è più gravoso di quello in termini di tempo di ritorno.

7.2 Meccanismi di collasso per le chiese

Gli edifici monumentali, come le chiese, per le loro peculiarità geometriche, costruttive sono soggetti a forte rischio sismico. Le grandi luci orizzontali e verticali, la mancanza di idonei collegamenti tra le pareti e sommitali, la presenza di grandi aule, amplificano i possibili meccanismi di collasso.

Per tale motivo uno studio della risposta globale della struttura risulta non significativo, in generale i corpi di fabbrica presentano una risposta strutturale autonoma che può essere discretizzata per elementi costruttivi o macroelementi: facciata, abside, campanile, pareti laterali.

Risulta necessario quindi studiare gli aspetti costruttivi, le trasformazioni, i danneggiamenti e gli interventi che ogni macroelemento ha subito al fine di individuare tutti i possibili meccanismi di collasso.

In letteratura sono rappresentate le principali tipologie di collasso, di seguito vengono riportate le illustrazioni di “Scheda di rilievo per del danno per i beni culturali – Chiese”.

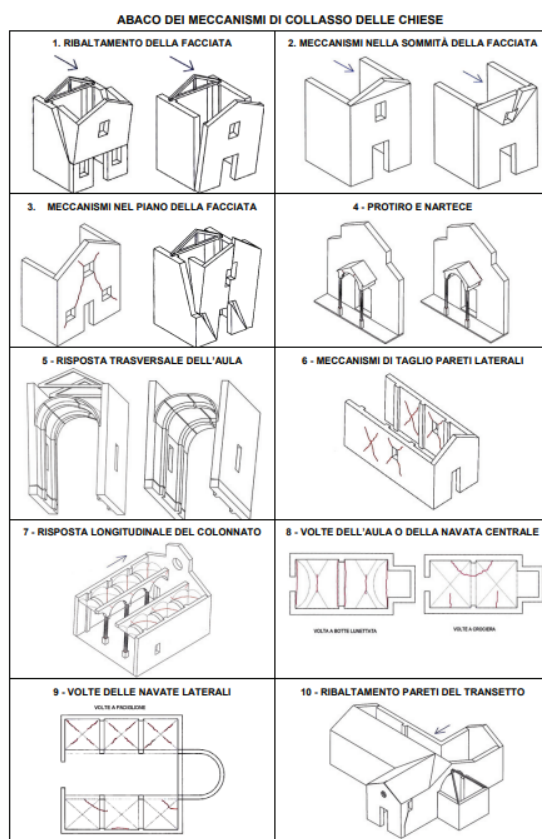


Figura 7.6 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 1

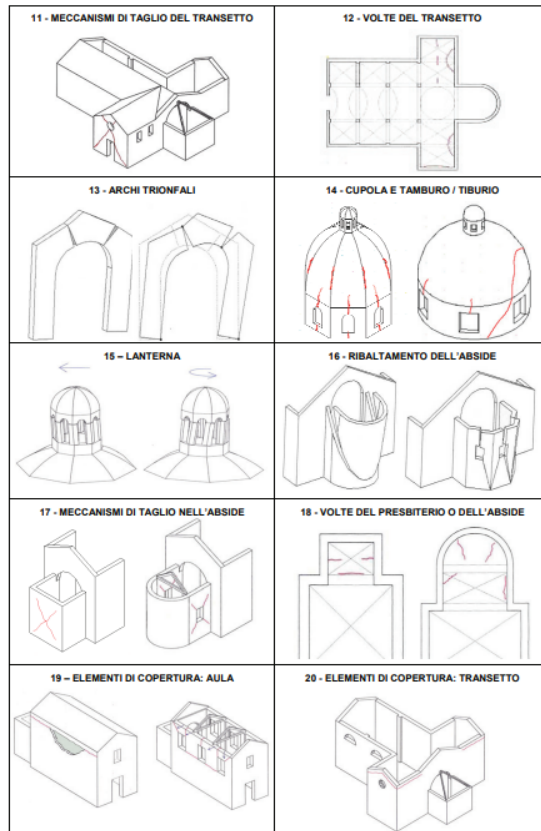


Figura 7.7 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 2

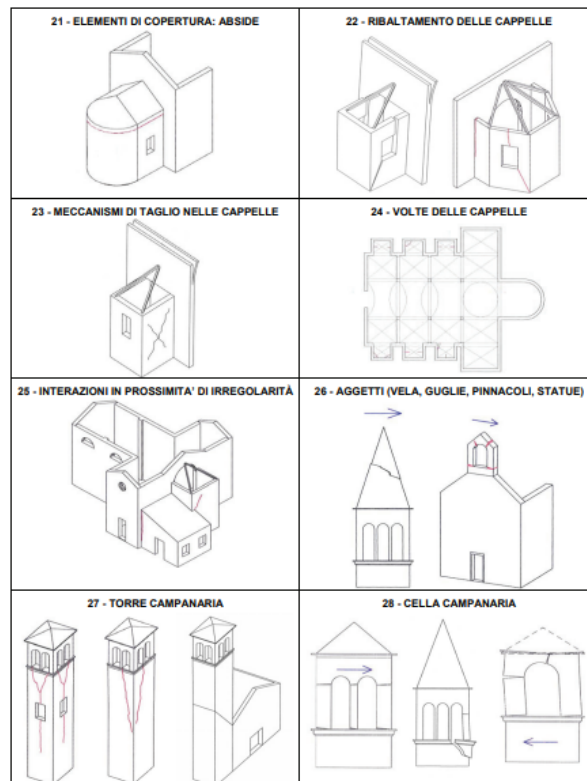


Figura 7.8 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 3

La valutazione delle forme di vulnerabilità è influenzata da alcuni elementi che possono essere raggruppati come segue:

- Geometria: grande eccentricità del centro di massa rispetto al centro di rotazione, irregolarità delle strutture in elevazione;
- Modalità costruttive iniziali: qualità della muratura, collegamenti tra murature ortogonali, collegamenti tra orizzontamenti-muratura, sezioni degli elementi strutturali inadeguate, coperture/volte spingenti;
- Processi di trasformazione edilizie: ampliamenti planimetrici, sopraelevazioni, chiusura o apertura di nuovi fori, rimozione di elementi strutturali che possono modificare lo schema strutturale;
- Elementi di presidio esistenti: sistemi di collegamento, come tiranti o contrafforti, inadeguati o danneggiati costituiscono forme di vulnerabilità
- Degrado strutturale: fenomeni di degrado degli elementi costitutivi che ne riducono la funzionalità meccanica.

7.3 Parametri globali

Dalle dimensioni geometriche dell'edificio si ricavano i parametri globali dell'edificio quali compattezza in pianta, snellezza, rapporto fra area della muratura e area totale in pianta. Essendo la pianta non regolare ed essendoci corpi di diversa altezza si calcolano le dimensioni geometriche come medie di tali:

- Base:

$$B = \frac{18 + 30 + 18 + 11}{4} = 19.25 \text{ m}$$

- Lunghezza

$$L = 44.71 \text{ m}$$

- Altezza

$$H = \frac{16.31 + 23.90 + 26.90}{3} = 22.36 \text{ m}$$

I valori adimensionali risultano:

- Compattezza in pianta:

$$\frac{B}{L} = 0.43$$

- Snellezza massima

$$\frac{H}{B} = 0.86$$

- Snellezza minima

$$\frac{H}{L} = 0.50$$

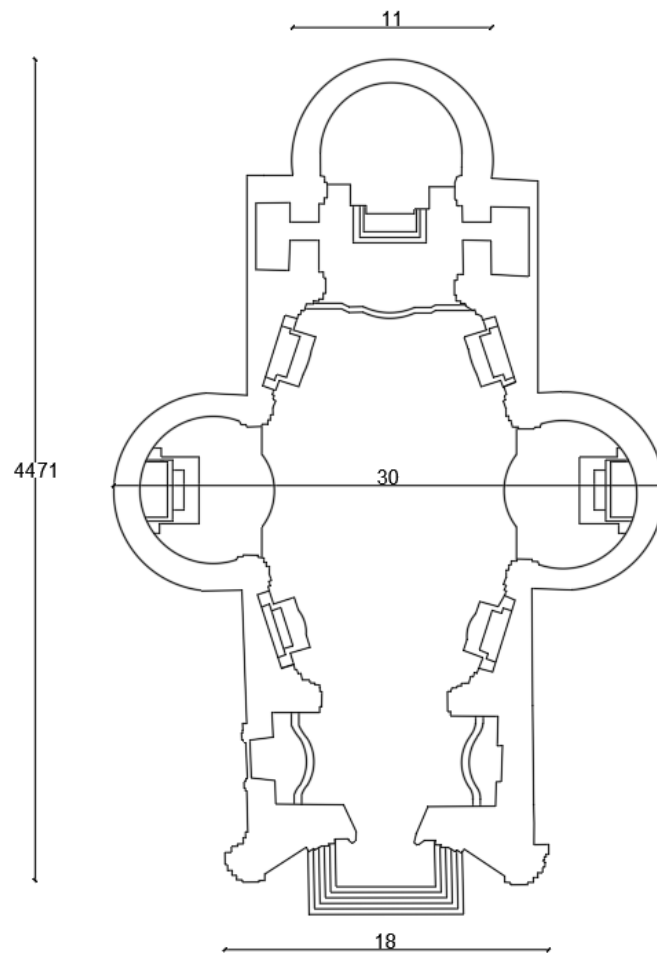


Figura 7.9 - Dimensioni impianto della Chiesa

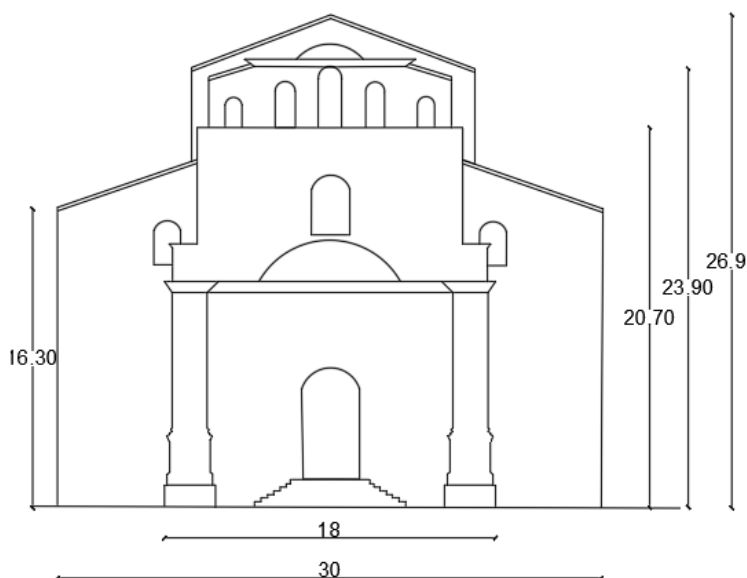


Figura 7.10 - Altezze della Chiesa

Al fine di determinare in modo semplificato il comportamento della struttura sotto carichi verticali e orizzontali si valutano ulteriori grandezze geometriche, il rapporto tra l'area totale in pianta (A_{tot}) e l'area totale alla base delle murature (A_{muri})

Tabella 7.8 - Tabella riassuntiva delle aree

$A_{tot} (m^2)$	771
$A_{muri} (m^2)$	228.3
A_{muri}/A_{tot}	0.29

Il rapporto tra le aree indica in modo approssimativo il tasso di lavoro della muratura, in quanto all'aumentare del rapporto A_{muri}/A_{tot} diminuisce il valore di tensione alla base. Si può dunque calcolare la tensione media considerando i soli carichi verticali in modo semplificato, senza considerare le imperfezioni geometriche e eccentricità, come:

$$\sigma_{media} = \frac{W_{tot}}{A_{muri}}$$

Il carico totale verticale è stato determinato dal programma FEM utilizzato in precedenza dove vengono considerati i pesi propri dei materiali che compongono la struttura:

$$W_{tot} = 190813 \text{ kN}$$

La tensione media risulta pari ad:

$$\sigma_{media} = \frac{W_{tot}}{A_{muri}} = 0.37 MP$$

In fase preliminare è necessario scomporre in aree semplici l'elemento e calcolare per ognuno l'area, in assenza di fori. Si definisce poi il rapporto tra l'area della muratura e l'area dei fori "F" come rapporto di foratura:

$$F = \frac{A_{fori}}{A_{muri}}$$

7.4 Macroelemento Facciata

Il comportamento del macroelemento facciata è influenzato dalla presenza di coperture e volte spingenti, dimensioni e disposizioni di aperture, presenza di cornici e lesene ben connesse alla muratura, collegamenti con parete laterali.

Nel caso studio l'elemento facciata può essere schematizzato in tre livelli, il primo si sviluppa per un'altezza di 12.80 m, il secondo per 6.36, l'ultimo di forma triangolare per 4.76 m. Lo spessore della muratura è variabile sia lungo l'altezza sia in pianta, data la forma concava della facciata.

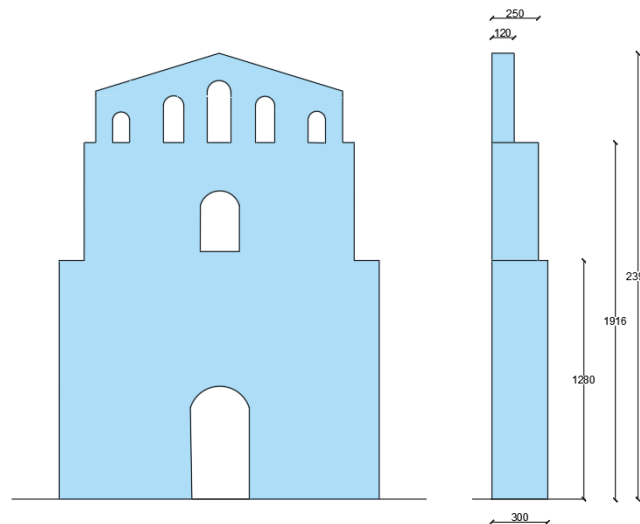


Figura 7.11 – Schematizzazione della facciata

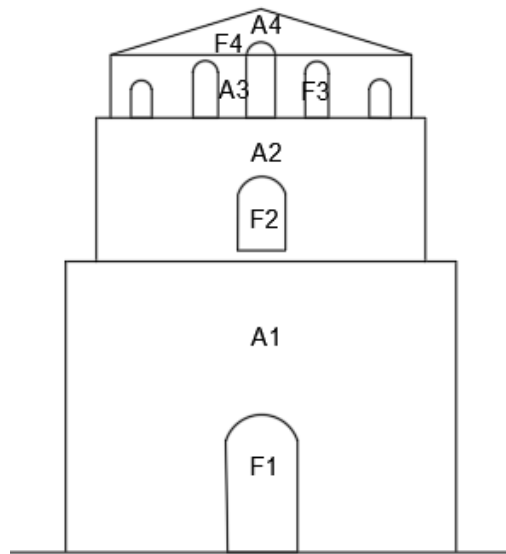


Figura 7.12 – Macroelemento suddiviso in aree

Tabella 7.9 - Tabella riassuntiva delle aree di muratura, fori, percentuale di foratura

Elemento	A (m ²)	Fori	A (m ²)	F (%)
A1	220.01	F1	18	8
A2	91.68	F2	6.4	7
A3	36.65	F3	11.66	32
A4	13.41	F4	0.55	4

7.4.1 Meccanismi fuori piano

La valutazione dei meccanismi avviene attraverso l'utilizzo dell'analisi limite all'equilibrio individuando il moltiplicatore di collasso, cioè il moltiplicatore dei carichi verticali che porta alla perdita di equilibrio del sistema. Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- Resistenza nulla a trazione della muratura
- Assenza di scorrimento tra i blocchi
- Resistenza a compressione infinita della muratura;
- Monoliticità del macroelemento tale da impedire collassi localizzati.

Il calcolo del moltiplicatore avviene tramite l'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali, assegnando una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , determinando gli spostamenti delle forze nelle relative direzioni, il valore α_0 , moltiplicatore del carico orizzontale risulta:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{i=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} + \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

- n è il numero di tutte le forze-peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero delle forze peso non direttamente applicate ai blocchi, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o : è il numero delle forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i : è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso applicata non direttamente applicate ai blocchi;
- F_h è la generica forza esterna applicata ai blocchi, in modulo;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_j assumendo come verso
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i assumendo come verso positivo quello verso l'alto;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la forza F_h nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

7.4.1.1 Ribaltamento globale della facciata

Il meccanismo di ribaltamento della facciata prevede il distacco del paramento dai muri ad esso trasversali e la rotazione di esso lungo la lesione orizzontale che si viene a formare alla base di esso. Il cinematismo risulta essere influenzato dalla qualità delle pareti longitudinali, dalla presenza di ammorsamento tra i paramenti, dalla presenza di coperture e volte spingenti. Nel caso di buon ammorsamento con le pareti trasversali il meccanismo interesserà anche una porzione di pareti laterali, come rappresentato in figura:

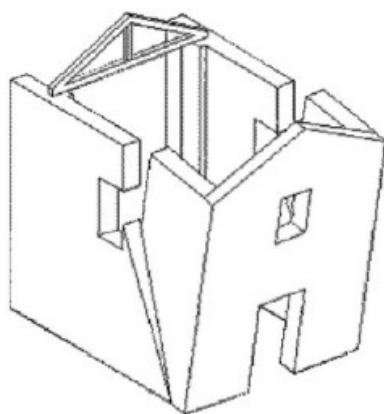


Figura 7.13 - Ribaltamento della facciata in presenza di buon ammorsamento con le pareti trasversali

Nel caso studio a seguito delle indagini eseguite l'ammorsamento tra i paramenti risulta assente; dunque, il meccanismo che si andrà a creare non interesserà anche le pareti trasversali ma solo la facciata.

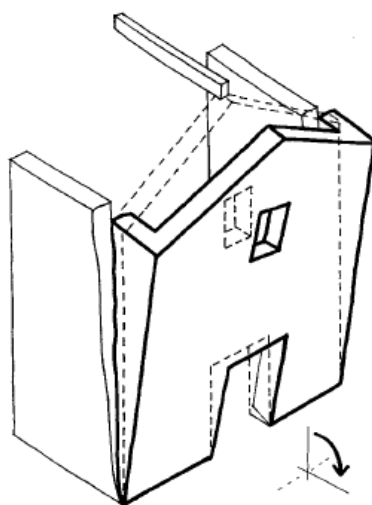


Figura 7.14 - Ribaltamento della facciata in assenza di ammorsamento delle pareti

Il calcolo del moltiplicatore di collasso di attivazione del meccanismo viene dunque effettuato attribuendo al sistema formato da blocchi rigidi uno spostamento infinitesimo e applicando il PLV.

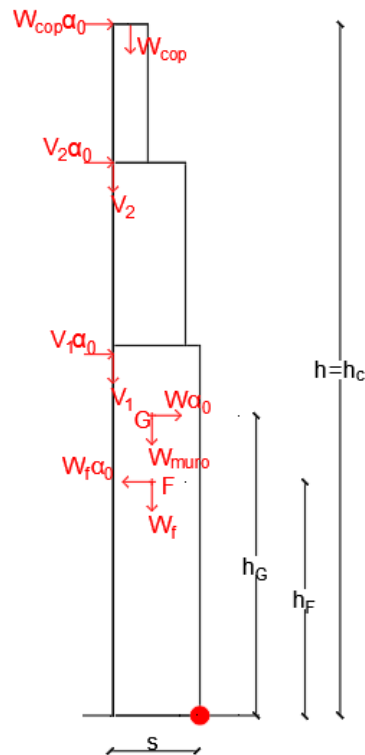


Figura 7.15 - Schematizzazione delle grandezze geometriche e delle azioni agenti

Ipotizzando che la rotazione avvenga al piede, nel punto evidenziato in rosso, l'espressione xxx risulta:

$$\begin{aligned} & [(W_{muro} - W_{fiori}) \cdot s/2 + W_{cop} \cdot d - H_{v1} - H_{v2} + V_1 \cdot s + V_2 \cdot s] \\ & - \alpha_0 [W_{muro} h_g - W_{fiori} \cdot h_f + W_{cop} \cdot h_c + V_1 \cdot h + V_2 \cdot h] \end{aligned}$$

Il moltiplicatore:

$$\alpha_0 = \frac{[(W_{muro} - W_{fiori}) \cdot s/2 + W_{cop} \cdot d - H_{v1} - H_{v2} + V_1 \cdot s + V_2 \cdot s]}{W_{muro} h_g - W_{fiori} \cdot h_f + W_{cop} \cdot h_c + V_1 \cdot h + V_2 \cdot h}$$

Dove:

- $W_{muro} = \gamma \cdot A_{tot} \cdot s$ è il peso totale della parete in assenza di fori;
- $W_{fori} = \gamma \cdot A_{fori} \cdot s$ è il peso delle aperture (negativo)
- W_{cop} peso della copertura che grava sulla parete
- H_v spinta statica della volta
- V_i peso della volta che grava sulla facciata

Tabella 7.10 - Tabella riassuntiva dei carichi agenti sulla facciata e relativo punto di applicazione

Azioni agenti sulla Facciata				
Carichi agenti (kN)		Punto applicazione		
			X (m)	Y (m)
Peso Muratura - W_p	14261,20	G	1,50	10,86
Peso Fori - W_{fori}	1317,93	F	1,50	10,95
Peso Copertura - W_{cop}	90,00	C	3,00	23,92
Peso Volta 1	19,80	V1	3,00	12,80
Peso Volta 2	41,40	V2	3,00	19,16
Spinta volta 1	2,97	V1	3,00	12,80
Spinta volta 2	6,21	V2	3,00	19,16

Tabella 7.11 - Valori delle azioni agenti sulla facciata

Carico (kN)	M stab (kNm)	M instab (kNm)
Peso Muratura - W_p	21391,80	175497,56
Peso Fori - W_{fori}	-1976,89	16357,25
Peso Copertura - W_{cop}	270	2152,8
Peso Volta 1	59,4	253,44
Peso Volta 2	124,2	793,224
Spinta volta 1	-2,97	
Spinta volta 2	-6,21	
SOMMA	19859,32	195054,28

Il moltiplicatore di collasso per il cinematismo di ribaltamento globale al piede della facciata risulta:

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{inst}} = 0,11$$

7.4.1.2 Ribaltamento parziale della facciata

A seguito della caratterizzazione dinamica della facciata eseguita si riscontra un possibile meccanismo di parziale ribaltamento della facciata con formazione della cerniera di rotazione a circa metà della parete del secondo livello dell'elemento, tra la nicchia e la finestra presenti. Questo meccanismo

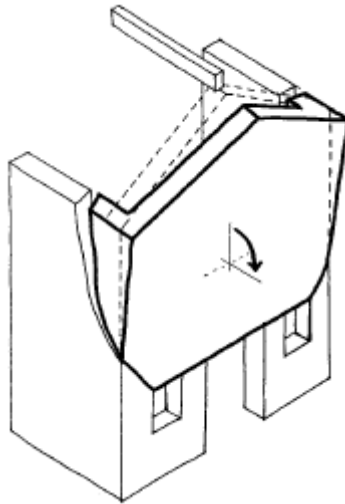


Figura 7.16 - Ribaltamento parziale della facciata in assenza di ammorsamento delle pareti

La schematizzazione del cinematismo viene rappresentata nella seguente figura

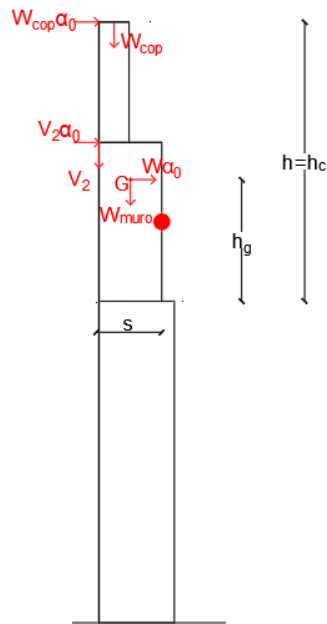


Figura 7.17 - Schematizzazione delle azioni agenti

Tabella 7.12 - Tabella riassuntiva dei carichi agenti sulla facciata e relativo punto di applicazione

Azioni agenti sulla Facciata				
	Carichi agenti (kN)	Punto applicazione		
			X (m)	Y (m)
	kN			
Peso Muratura - W_p	2624,9	G	1,3	3,4
Peso Fori - W_{fori}	507,5	F	1,3	5,6
Peso Copertura - W_{cop}	90,0	C	2,5	11,1
Peso Volta 2	41,4	V2	2,5	6,3
Spinta volta 2	6,2	V2	2,5	6,3

Tabella 7.13 - Tabella riassuntiva delle azioni agenti sulla facciata

Carico	Mstab (kNm)	Minstab (kNm)
Peso Muratura - W_p	3281,1	10165,5
Peso Fori - W_{fori}	-634,4	3234,6
Peso Copertura - W_{cop}	225,0	999,0
Peso Volta 2	103,5	260,8
Spinta volta 2	-6,2	
SOMMA	2969,0	14659,9

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{inst}} = 0,22$$

Si ipotizza un ulteriore cinematismo con la formazione della cerniera di rotazione alla base della parete del terzo livello, quello della campanaria, che ha uno spessore notevolmente ridotto e presenta numerose aperture.

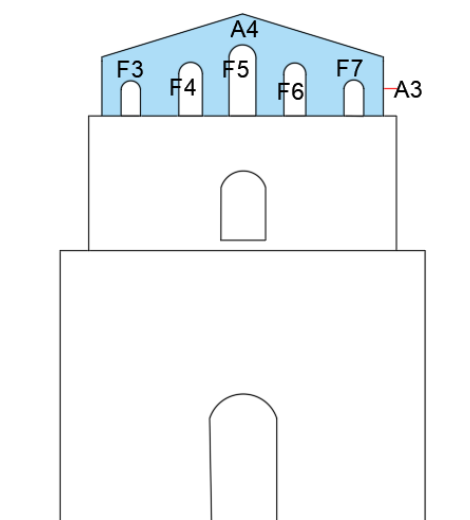


Figura 7.18 - Area della facciata considerata

Tabella 7.14 - Valori dei carichi agenti sulla porzione di facciata

Azioni agenti sul timpano				
Carichi agenti		Punto applicazione		
			X	Y
Peso Muratura - W_p	1015,2	G	0,6	1,9
Peso Fori - W_{fori}	303,1	F	0,6	1,4
Peso Copertura - W_{cop}	90,0	C	0,6	4,8

Tabella 7.15 - Valori delle azioni agenti sulla porzione di facciata

Carico	M_{stab} (kNm)	M_{instab} (kNm)
Peso Muratura - W_p	556,6	1959,4
Peso Fori - W_{fori}	-164,3	424,4
Peso Copertura - W_{cop}	54,0	432,0
SOMMA	446,3	2535,4

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{inst}} = 0,17$$

7.4.1.3 Ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale

Il meccanismo si presenta prevalentemente nei casi in cui il timpano è realizzato in discontinuità

con il corpo della facciata o è di spessore ridotto rispetto a quest'ultimo. Una copertura non controventata può esercitare sul timpano delle spinte localizzate determinanti per l'attivazione del meccanismo.

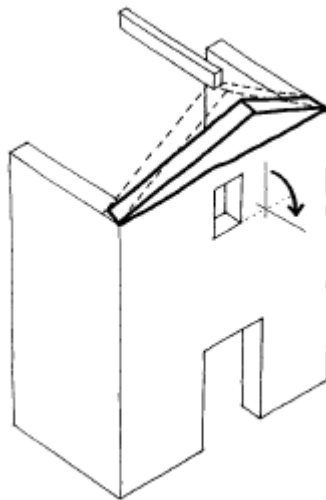


Figura 7.19 - Meccanismo di ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale

Il calcolo del moltiplicatore viene eseguito secondo la formula:

$$\alpha_0 = \frac{1}{h^*/s} \cdot \chi$$

Dove h^* è l'altezza del timpano ed s lo spessore, χ

$$\chi = 0.5 \frac{1 + \beta}{0.33 + \beta}$$

Con:

- $\beta = \frac{W_{cop}}{W_{muro}}$;
- $W_{muro} = \gamma \cdot \frac{b \cdot h^* \cdot s}{2}$

Tabella 7.16 - Valori della azioni agenti sul timpano

Azioni agenti sul timpano				
Carichi agenti			Punto applicazione	
			X	Y
Peso Muratura - W_p	144,0	G	0,6	0,7
Peso Copertura - W_{cop}	90,0	C	0,6	2,0

I parametri

Tabella 7.17 - Risultati dei parametri

β	0,39
χ	0,57

Il moltiplicatore di collasso per il cinematismo di ribaltamento del timpano:

$$\alpha_0 = \frac{1}{h^*/s} \cdot \chi = 0,58$$

7.4.2 Meccanismi nel piano

I meccanismi che si possono instaurare nel caso di un pannello murario sono:

- Ribaltamento;
- Presso-flessione;
- Taglio da scorrimento;
- Taglio per trazione.

Nel calcolo delle resistenze l'OPCM 3431'05 specifica che la resistenza a taglio nel caso di edifici esistenti è riferita a quella per trazione

7.4.2.1 Rottura per ribaltamento della facciata

Nel nostro caso la facciata risulta simmetrica, dunque non ci sarà differenza nel considerare come punto di rotazione il punto al piede a sinistra o a destra. I carichi agenti da considerare sono: il peso proprio della parete, considerando la presenza di fori, il peso della copertura che viene considerato applicato nel punto più alto del timpano. Si trascura i pesi delle volte, le cui spinte possono considerarsi stabilizzanti nel caso di ribaltamento della parete.

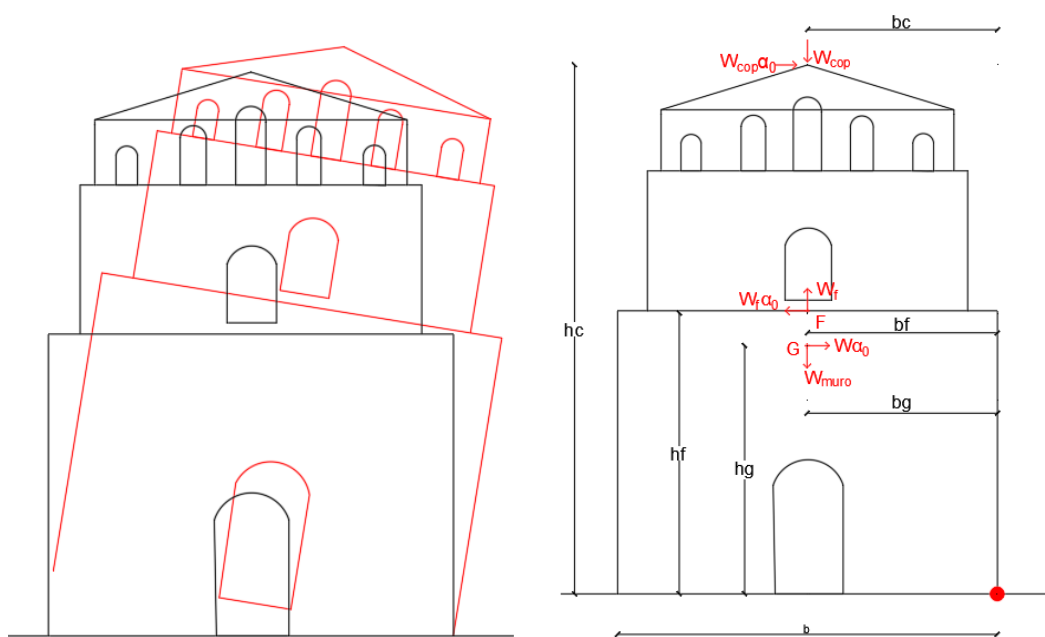


Figura 7.20 - Collasso per ribaltamento e caratteristiche facciata

Il calcolo del moltiplicatore viene eseguito secondo la formula (Brandonisio, 2018):

$$\chi = \frac{\omega_g - f \cdot \omega_f + \beta \cdot \omega_c}{\beta_g - f \cdot \beta_f + \beta}$$

Con i parametri geometrici così definiti:

- $\omega_g = b_g/b$
- $\omega_f = b_f/b$
- $\omega_c = b_c/b$
- $\beta_m = h_g/h$
- $\beta_f = h_f/h$

Il coefficiente β rappresenta il rapporto tra il peso della copertura e il peso totale della parete

$$- \beta = \frac{W_{cop}}{W_{muro}}$$

Tabella 7.18 - Valori dei parametri geometrici per il calcolo del moltiplicatore

Parametri		
f	(-)	0,1
β	(-)	0,006
h_c	(m)	23,92
b	(m)	17,2
bc	(m)	8,6
b_f	(m)	8,6
b_g	(m)	8,6
h_g	(m)	10,85
h_f	(m)	10,95
w_c	(-)	0,5
w_f	(-)	0,5
ω_g	(-)	0,5
β_m	(-)	0,45
β_f	(-)	0,45

I risultati:

$$\chi = 1.13$$

Il moltiplicatore:

$$\alpha_0 = \frac{1}{h/b} \cdot \chi = 0,81$$

Il valore di α_0 indica che il meccanismo per essere attivato richiede un'azione orizzontale minore di quella verticale (è richiesto l'83% dell'azione verticale).

7.4.2.2 Taglio da scorrimento

Nell' OPCM 3431 del 2005, Paragrafo 8.2.2.2 sul taglio, la resistenza viene valutata attraverso l'equazione 5.38.

$$V_t = b' \cdot s \cdot f_{vd}$$

Con:

- b' larghezza della parete compressa, si assume la larghezza totale della parete per semplicità;
- s spessore della parete;
- $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$ resistenza a taglio.

La resistenza a taglio può essere determinata secondo la formula:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \cdot \sigma_0$$

Dove σ_0 è la tensione normale media calcolata nella parte compressa della sezione e vale:

$$\sigma_0 = \frac{W_{tot}}{b' \cdot s}$$

La resistenza media a taglio f_{vm0} , in assenza di determinazione diretta, può essere determinata:

$$f_{vm0} = \frac{f_{vk0}}{0.7}$$

L'espressione del moltiplicatore di collasso dovuto alla rottura per taglio da scorrimento si può scrivere come:

$$\alpha_0 = \frac{F}{W_{tot}} = \frac{b' \cdot s \cdot f_{vd}}{(1 + \beta) \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot s} = 0.4 + \frac{f_{vk0}/0.7}{\sigma_0}$$

La formulazione è valida nel caso di pannello rettangolare con spessore uniforme. Per tenere conto della presenza di aperture e di quote differenti viene utilizzata la formula proposta da Conti,2018:

$$\alpha_0 = 0.4 + \frac{f_{vm0} \cdot (1 - \Xi)}{(1 + \beta) \cdot \gamma \cdot h_{med} \cdot (1 - f)}$$

Dove:

- Ξ è il rapporto tra la somma delle aperture a quota 0 e la lunghezza di base;
- h_{med} è l'altezza media della facciata, calcolata come area totale divisa per la lunghezza di base;
- f è il coefficiente di foratura, precedentemente introdotto.

La resistenza a taglio risulta:

$$f_{vm0} = \frac{f_{vk0}}{0.7} = 0.7 \cdot \frac{f_{vm}}{0.7} = f_{vm}$$

f_{vm} coincide con τ_0 , cioè la resistenza a taglio media della muratura, ipotizzata secondo i valori proposti dalla Circolare in tabella C8A.2.1, e prendendone il valore medio. Dunque:

$$\tau_0 = 3.5 \frac{N}{cm^2}$$

I parametri precedentemente descritti riportati nella seguente tabella:

Tabella 7.19 - Valori dei parametri per il calcolo del moltiplicatore

Parametri		
B	(m)	17,2
$B_{portale}$	(m)	3,07
τ_0	(Mpa)	0,035
Ξ	(-)	0,18
β	(-)	0,006
γ	(kN/m ³)	15
h_{med}	(m)	21,05
f	(-)	0,1

Il valore del moltiplicatore di collasso del cinematismo:

$$\alpha_0 = 0.4 + \frac{f_{vm0} \cdot (1 - \Xi)}{(1 + \beta) \cdot \gamma \cdot h_{med} \cdot (1 - f)} = 0.47$$

Si evince come il collasso dovuto a taglio per scorrimento nella facciata può essere prodotto da una forza orizzontale pari al 47% del carico dato dalla copertura e della parete stessa.

7.4.2.3 Ribaltamento con formazione di una lesione centrale

La rottura a taglio delle fasce murarie può essere causata dal fatto che esse non sono collegate tra loro per la presenza di aperture lungo l'asse.

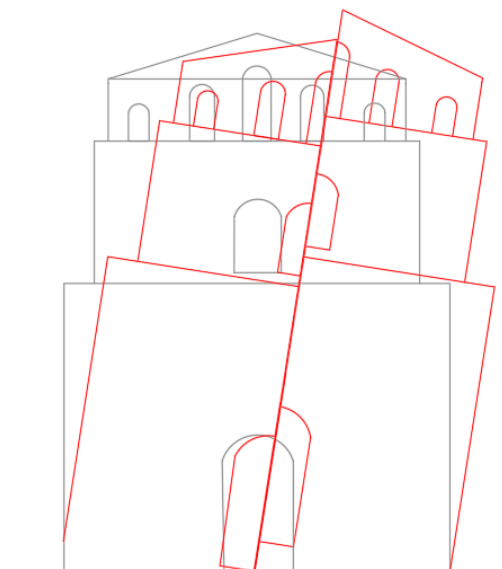


Figura 7.21 - - Schematizzazione del meccanismo di ribaltamento con lesione centrale

I parametri di input sono riferiti a metà facciata, andranno ricalcolati i pesi di copertura, della facciata e i punti di applicazioni delle forze. In figura viene rappresentato lo schema di calcolo, il punto di rotazione considerato è sempre il punto destro alla base.

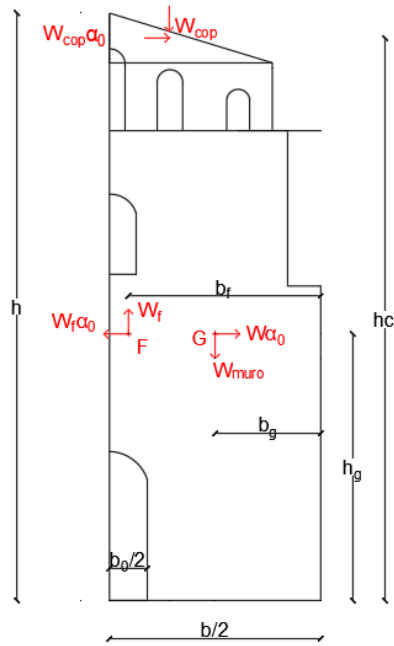


Figura 7.22 - Schematizzazione dei carichi considerati

Il metodo di calcolo del moltiplicatore di collasso è simile a quello precedentemente utilizzato per il ribaltamento della facciata, ma in questo caso nel parametro χ compare un termine che tiene conto dei contributi stabilizzanti all'equilibrio della risultante della distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la lesione verticale:

$$\chi = \frac{\omega_g - f \cdot \omega_f + \beta \cdot \omega_c + \frac{\tau \sum_i h_{fascia}}{\gamma \cdot A_{tot, facciata}} \cdot (1 - \xi)}{2 \cdot (\beta_g - f \cdot \beta_f + \beta \cdot \beta_c)}$$

I parametri riassunti in tabella:

Tabella 7.20 - Valori dei parametri calcolati per il meccanismo

	Parametri	
β_c	(-)	0,95
β_f	(-)	0,31
β_g	(-)	0,18
w_c	(-)	0,36
w_f	(-)	0,77
w_g	(-)	0,25

ξ	(-)	0,18
τ	(Mpa)	3,50
γ	(kN/m ³)	15,00
$\Sigma hfascia$	(-)	11,24
f	(-)	0,1
A_{tot}	(m ²)	362
χ	(-)	0,56

Il valore del moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.40$

In tabella vengono riassunti i valori dei moltiplicatori di collasso calcolati precedentemente:

Tabella 7.21 - Tabella riassuntiva dei valori del moltiplicatore di collasso per i meccanismi calcolati

<i>Macroelemento facciata</i>	
<i>Meccanismo di collasso</i>	α_0
<i>Ribaltamento globale, cattivo ammorsamento</i>	0,11
<i>Ribaltamento parziale, cerniera nella parete al Secondo livello</i>	0,22
<i>Ribaltamento parziale, cerniera nella parete al terzo livello</i>	0,17
<i>Ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale</i>	0,58
<i>Rottura per ribaltamento</i>	0,81
<i>Rottura per taglio scorrimento</i>	0,47
<i>Rottura per ribaltamento con formazione di Lesione centrale</i>	0,4

8. Analisi globali

8.1 Analisi modale con spettro di risposta

Questa tipologia di analisi rientra nella categoria di analisi dinamiche lineari previste dalla Normativa, permette di determinare l'azione sismica agente su una costruzione utilizzando i modi di vibrare ottenuti con l'analisi modale e gli spettri di risposta.

Si determina lo spettro di risposta elastico, definito dalle NTC 2018 : “.. *forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR*”. Precedentemente al paragrafo §7.1.1 sono stati definiti i valori dei parametri dell'azione sismica:

Tabella 8.1 - Tabella riassuntiva dei paramtri dell'azione sismica

Vita nominale V_N (anni)	50
Coefficiente d'uso C_u (-)	1.5
Vita di riferimento V_R (anni)	75
Periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$	713
Probabilità di superamento $P_{R,SLV}$	0.1

Lo spettro elastico viene definito tramite le seguenti espressioni in 4 tratti diversi:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Figura 8.1 - Estratto delle Normativa 2018 §3.2.3.2.1

Con:

- T è il periodo di vibrazione;
- $T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente al tratto iniziale dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_C = C_c \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$ è il periodo corrispondente al tratto iniziale dello spettro ad accelerazione costante;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η è il fattore che modifica lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi ξ diversi dal 5%, attraverso la relazione: $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

Viene poi valutato il fattore di struttura come indicato al punto § 7.3.1 di NTC2018:

$$q = q_0 \cdot K_r$$

- Il parametro q_0 è il massimo valore del fattore di struttura e dipende dalla classe di duttilità e dalla tipologia strutturale oltre che dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione, α_u/α_1 ;
- K_r è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione e vale 1 per costruzioni regolari in altezza mentre vale 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso di strutture in muratura ordinaria i valori che si ottengono:

- $q_0 = 1.75 \cdot \alpha_u/\alpha_1$;
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1.7$

Dunque, il fattore q vale:

$$q = 1.5 \cdot 1.7 \cdot 0.8 = 2,38$$

Tramite l'utilizzo del foglio di calcolo Excel "Spettri NTCver.1.0.3" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici viene definito lo spettro elastico per il Comune di Noto.



Figura 8.2 - Fase 1 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"

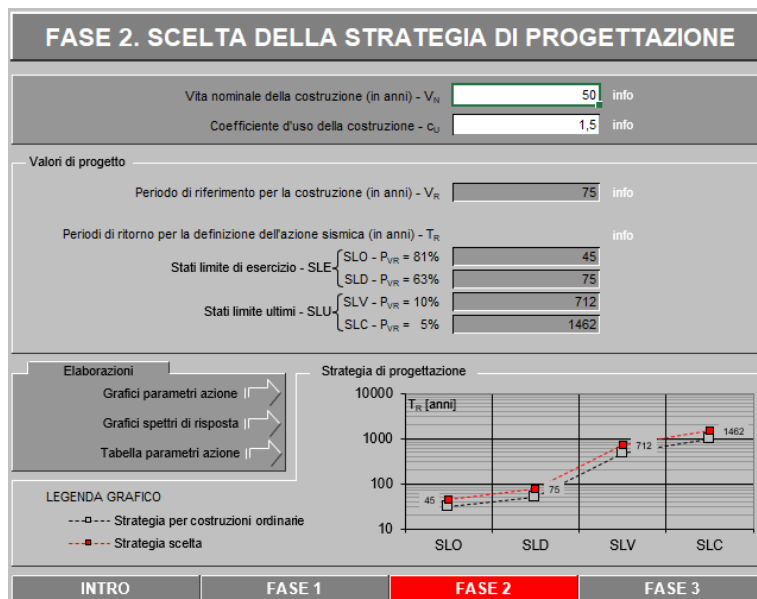


Figura 8.3 - Fase 2 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"

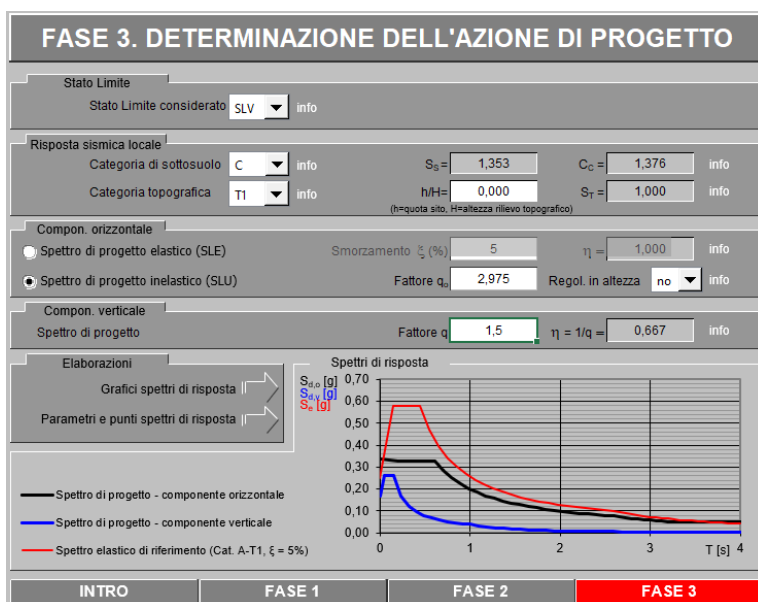


Figura 8.4 - Fase 3 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"

Di seguito si riportano i grafici degli spettri forniti dal programma

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

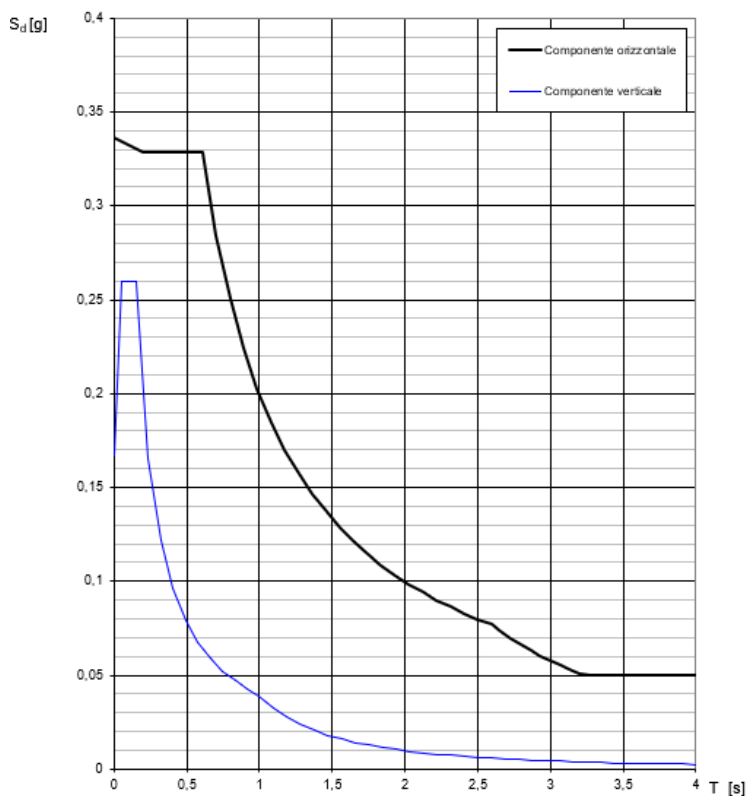


Figura 8.5 - Spettro di progetto per SLV, in nero componente orizzontale, in blu quella verticale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,249 g
F_o	2,329
T_C^*	0,441 s
S_S	1,353
C_C	1,376
S_T	1,000
q	

Parametri dipendenti

S	1,353
η	0,420
T_B	0,202 s
T_C	0,607 s
T_D	2,594 s

L'analisi modale permette di determinare i modi di vibrare della costruzione e calcolare gli effetti dell'azione sismica per tutti i modi di vibrare individuati. Essa consiste nel risolvere le equazioni del moto della costruzione considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere. I modi di vibrare sono una caratteristica della struttura poiché non dipendono da una forzante e sono caratterizzati dal periodo proprio di oscillazione T e da uno smorzamento ξ . Nella normativa Circolare del 2 febbraio 2009, N. 617 viene indicato che è necessario considerare tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare tutti quei modi che hanno una massa partecipante superiore al 5%, e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. La combinazione degli effetti dei singoli modi può essere effettuata valutando la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri. In questo caso si parla di combinazione SRSS (Square Root of Sum of Squares):

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

Con E è il valore combinato dell'effetto ed E_i è il valore dell'effetto dell' i -esimo modo. Se l'ipotesi iniziale non è soddisfatta, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere effettuata mediante il metodo CQC (Complete Quadratic Combination) utilizzando la seguente equazione:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_k \rho_{ij} E_i E_j}$$

Dove:

- E_i ed E_j sono i valori degli effetti relativi al modo i e al modo j ;

- ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , valutato mediante la seguente equazione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

nella quale ξ è lo smorzamento viscoso dei modi i e j , β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di nodi.

Lo spettro di progetto precedentemente calcolato è stato inserito nel programma Midas FEA NX.

Tabella 8.2 - Tabella modi di vibrare. Periodo, frequenza, percentuali di massa in direzione x,y,z

MODE Nr.	FREQUENCY	PERIOD	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	(cycle/sec)	(s)	MASS (%)	SUMM (%)	MASS (%)	SUMM (%)	MASS (%)	SUMM (%)
1	0,91	1,10	26,38	26,38	0,00	0,00	13,62	0,00
2	1,09	0,92	31,19	57,57	0,04	0,04	12,39	12,39
3	1,19	0,84	0,07	57,64	15,92	15,96	0,07	12,46
4	1,37	0,73	0,06	57,70	1,14	17,10	0,00	12,46
5	1,38	0,72	1,10	58,80	0,02	17,12	0,00	12,46
6	1,52	0,66	0,66	59,46	0,50	17,62	22,59	35,05
7	1,57	0,64	0,09	59,55	27,04	44,66	0,00	35,05
8	1,65	0,60	0,06	59,61	1,54	46,20	0,08	35,13
9	1,70	0,59	0,63	60,24	3,91	50,11	0,81	35,94
10	1,74	0,58	0,00	60,24	0,00	50,11	0,00	35,94
11	1,74	0,57	0,00	60,24	0,00	50,11	0,00	35,94
12	1,75	0,57	0,00	60,24	0,00	50,11	0,00	35,94
13	1,76	0,57	0,00	60,24	0,00	50,11	0,00	35,94
14	1,77	0,56	4,33	64,57	0,87	50,98	0,00	35,94
15	1,81	0,55	4,16	68,73	0,30	51,28	0,25	36,19
16	1,90	0,53	0,12	68,85	0,05	51,33	0,00	36,19
17	1,97	0,51	0,00	68,85	2,10	53,43	0,08	36,27
18	2,09	0,48	0,01	68,86	0,71	54,14	1,99	38,26
19	2,13	0,47	0,00	68,86	2,00	56,14	0,64	38,90
20	2,22	0,45	0,00	68,86	0,00	56,14	0,00	38,90
21	2,23	0,45	0,00	68,86	14,33	70,47	0,75	39,65
22	2,25	0,44	0,00	68,86	0,25	70,72	0,02	39,67
23	2,33	0,43	0,00	68,86	0,09	70,81	9,01	48,68
24	2,34	0,43	0,01	68,87	2,03	72,84	3,65	52,33

25	2,46	0,41	0,03	68,90	0,02	72,86	5,85	58,18
26	2,66	0,38	0,00	68,90	0,43	73,29	0,47	58,65
27	2,70	0,37	0,92	69,82	0,00	73,29	1,43	60,08
28	2,80	0,36	4,39	74,21	0,05	73,34	0,87	60,95
29	2,80	0,36	0,11	74,32	0,00	73,34	1,55	62,50
30	2,82	0,35	1,22	75,54	0,05	73,39	0,01	62,51
31	2,89	0,35	1,61	77,15	0,11	73,50	0,94	63,45
32	2,94	0,34	0,04	77,19	0,21	73,71	0,00	63,45
33	3,12	0,32	0,14	77,33	1,16	74,87	0,20	63,65
34	3,16	0,32	0,55	77,88	0,32	75,19	1,25	64,90
35	3,17	0,32	0,29	78,17	1,40	76,59	0,50	65,40
36	3,22	0,31	0,02	78,19	0,05	76,64	0,70	66,10
37	3,33	0,30	0,00	78,19	0,01	76,65	0,43	66,53
38	3,38	0,30	0,03	78,22	0,05	76,70	0,05	66,58
39	3,40	0,29	0,01	78,23	0,67	77,37	0,00	66,58
40	3,48	0,29	0,00	78,23	0,48	77,85	0,04	66,62
41	3,49	0,29	0,16	78,39	0,06	77,91	0,08	66,70
42	3,51	0,28	0,27	78,66	0,10	78,01	0,00	66,70
43	3,55	0,28	0,00	78,66	0,98	78,99	0,08	66,78
44	3,58	0,28	0,05	78,71	0,88	79,87	0,22	67,00
45	3,77	0,27	0,01	78,72	0,04	79,91	0,03	67,03
46	3,83	0,26	0,93	79,65	0,16	80,07	0,01	67,04
47	3,89	0,26	0,00	79,65	0,08	80,15	0,00	67,04
48	3,89	0,26	0,25	79,90	0,27	80,42	0,06	67,10
49	3,92	0,25	0,14	80,04	0,11	80,53	0,21	67,31
50	3,96	0,25	0,00	80,04	0,01	80,54	0,08	67,39

Il primo modo di vibrare è di tipo traslazionale con massa partecipante pari a 26.36% in direzione X, con periodo di 1.1 secondi. Anche il secondo è un modo traslazionale in X, con massa partecipante del 31%, con una componente rotazionale in Z. In direzione Y il modi principali sono il terzo, caratterizzato da un periodo di 0.84 secondi e massa partecipante del 15%, e il settimo con massa partecipante del 27% e periodo di 0.64 secondi.

9. Conclusioni

Lo scopo della presente tesi è quello sviluppare una base per la valutazione della vulnerabilità sismica della Chiesa della Madonna del Carmine di Noto attraverso una campagna di prove non distruttive, analisi locali e globali.

La fase iniziale è stata quella di rilievo articolata nelle attività di identificazione della costruzione, attraverso il rilievo geometrico, dei materiali e degli elementi strutturali che compongono la struttura. Dall'analisi dello stato di fatto, cioè dello stato fessurativo e di degrado, sono emerse le prime criticità soprattutto per quanto riguarda lo stato di conservazione del manufatto. Si evidenzia un forte degrado dei materiali, soprattutto nel piano della campanaria, ed un evidente stato fessurativo nella parte della facciata.

Attraverso la campagna di prove non distruttive si è potuto approfondire la conoscenza della struttura. Dalle prove soniche ed endoscopiche si è potuto valutare l'omogeneità della muratura di alcuni paramenti interni e esterni, dai risultati è emerso uno stato non ottimale del materiale, con la presenza di discontinuità. Dalle prove termografiche eseguite non si sono riscontrati particolari costruttivi e architettonici non visibili ad occhio nudo.

Di seguito allo sviluppo di un modello agli elementi finiti è stato redatto una campagna di identificazione dinamica che ha riguardato l'elemento di facciata della chiesa. L'identificazione dinamica dell'elemento è stata effettuata attraverso l'analisi modale operativa, Operational Modal Analysis (OMA), che consente di determinare le caratteristiche dinamiche di una struttura o di una sua parte nelle condizioni di normale funzionamento. L'approccio si definisce "Output only" in quanto non è conosciuto il tipo e il valore dell'eccitazione di input. L'elaborazione dei dati acquisiti ha permesso di verificare la bontà del modello FEM realizzato, attraverso il calcolo dell'indicatore MAC che permette di confrontare i modi di vibrare ottenuti nel modello agli elementi finiti con quelli ricavati dall'indagine svolte.

Nella parte finale si è studiato il comportamento sismico della struttura, inizialmente si sono valutati tramite il metodo semplificato proposto dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" i valori degli indici di sicurezza sismica I_s e del fattore di accelerazione f_a relativi al livello di valutazione LV1. Si è andati quindi ad valutare i possibili meccanismi di danno ai quali i macroelementi che compongono la struttura, attribuendo a ciascuno dei punteggi di presidio sismico e di indicatore di vulnerabilità secondo quanto proposto dalle Linee Guida. I valori ottenuti

sono: $I_s=0.67$ e $f_a=0.62$, i valori inferiori all'unità esprimono un certo grado di vulnerabilità sismica dell'edificio.

Di seguito si è condotta un'analisi di tipo locale per quanto riguarda il macroelemento della facciata, valutando attraverso un metodo semplificato basato sul Principio dei Lavori Virtuali, il valore del moltiplicatore di collasso α per i possibili meccanismi di collasso. Da questa analisi è emersa un'elevata vulnerabilità dei meccanismi fuori piano, dovuti soprattutto al cattivo ammortamento tra le pareti trasversali e quella di facciata.

In conclusione, si è valutata la risposta della struttura all'azione sismica attraverso un'analisi modale con spettro di risposta dove si riscontrano un numero basso di modi con percentuale di massa partecipante superiore all'1%,

Indice delle figure

Figura 2.1- Pianta Chiesa Madonna del Carmine, immagine fornite da Università di Messina.....	5
Figura 2.2 Sezione Chiesa, immagine fornite da Università di Messina.....	5
Figura 2.3- Facciata Chiesa Madonna del Carmine Noto.....	6
Figura 2.4 - Volta a padiglione affrescata	6
Figura 2.5- Altere laterale, volta a	7
Figura 2.6 - Altare principale	7
Figura 2.7 - struttura volta a padiglione.....	8
Figura 2.8 - Capriate lignee della copertura sopra la volta centrale	8
Figura 2.9 - nuova copertura della campanaria.	9
Figura 2.10 - chiusura della finestra dell'abside laterali	9
Figura 2.11 - Struttura nuova scala interna.....	10
Figura 2.12 - Tamponamento dell'accesso esterno alla campanaria.....	10
Figura 3.1- Stazioni di rilievo con Laser scanner	13
Figura 3.2- Nuvola di punti Chiesa Madonna del Carmine.....	13
Figura 3.3- Matrice di collegamenti	14
Figura 3.4 - Report collegamenti	14
Figura 3.5- Importazione del file “.E57” in Recap Pro	15
Figura 3.6- Nuvola di punti in Autocad.....	15
Figura 3.7- Nuvola di punti sezionata	16
Figura 3.8- Sezione longitudinale della nuvola di punti.....	16
Figura 3.9 - Rappresentazione dei materiali, pianta Chiesa Madonna del Carmine,.....	17
Figura 3.10 - Rappresentazione dei materiali, sezione longitudinale Chiesa Madonna del Carmine.....	18
Figura 3.11 - Saggio visivo, ammorsamento muratura.....	18
Figura 3.12 - Carota del paramento della facciata	18
Figura 3.13 - Saggio eseguito su solaio primo livello	19
Figura 3.14 - Vista laterale, abside. Presenza di piantumazioni, depositi superficiali	20
Figura 3.15 – Paramento lato est”	20
Figura 3.16 - Campanaria, forte degrado dei materiali.....	21
Figura 3.17 - Distacco di intonaco, alterazione cromatica	21

Figura 3.18 - alterazione cromatica volta abside laterale.....	22
Figura 3.19 - Fessurazione dell'imposta della volta a crociera, ultimo livello.....	22
Figura 3.20 - Stato fessurativo volta a botte secondo livello	23
Figura 3.21 - Stato fessurativo arco primo livello.....	23
Figura 3.22 - Stato fessurativo volta a botte primo livello.....	24
Figura 3.23- Grafico tensione-deformazione della malta, laterizio, muratura	25
Figura 3.24 - Tabella	25
Figura 3.25 - Tabella	26
Figura 4.1 - linea muratura importata in FEA NX	27
Figura 4.2 - Superficie della facciata.....	27
Figura 4.3- solido della facciata	28
Figura 4.4 - prospetto del modello geometrico	28
Figura 4.5 - modello geometrico completo	29
Figura 4.6- Modello con Mesh.....	30
Figura 4.7 - Capriata copertura principale.....	32
Figura 4.8- Tabella modi di vibrare, percentuali, somma delle masse partecipanti, periodo	35
Figura 4.9 - Modo 1, principale in X.....	36
Figura 4.10 - Modo 1, principale in X, vista dall'alto	36
Figura 5.1 - Punti di esecuzione delle prove soniche	41
Figura 5.2 - Griglia di battuta, Test 3	41
Figura 5.3 - Segnali registrati	42
Figura 5.4 - Grafico contour delle velocità test 1	43
Figura 5.5 - Grafico contour delle velocità - test 2	44
Figura 5.6 - Grafico contour delle velocità - test 3	45
Figura 5.7 -Risultati numerici - test 3.....	46
Figura 5.8 - Grafico contour delle velocità - test 4	47
Figura 5.9 - Termografia e corrispondente immagine digitale, volta copertura primo piano	49
Figura 5.10 - Termografia e corrispondente immagine digitale abside laterale.....	49
Figura 5.11 Termografia e corrispondente immagine digitale parete est.....	50
Figura 5.12 Termografia e corrispondente immagine digitale volta primo piano.....	50
Figura 5.13 - Localizzazione dell prove endoscopiche	51

Figura 5.14 - Presenza di una piccola cavità	52
Figura 5.15 - Cavità presenti all'interno del paramento.....	52
Figura 5.16 - Risccontro di muratura diversa a circa 60 cm da fine del foro	52
Figura 5.17 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 45 cm.	53
Figura 5.18 - Endoscopia svolta all'interno del primo carotaggio	54
Figura 5.19 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 70 cm.	54
Figura 5.20 - Endoscopia svolta all'interno del secondo carotaggio	54
Figura 5.21 - Carota primo test, paramento interno primo livello. Lunghezza carota 72 cm.	55
Figura 5.22 - Endoscopia svolta all'interno del terzo carotaggio	55
Figura 5.23 - Carota quarto test, paramento interno, lato est, primo livello. Lunghezza carota 73 cm.....	55
Figura 5.24 - Endoscopia svolta all'interno del quarto carotaggio	56
Figura 5.25 - Carota quarto test, paramento interno, lato est, primo livello. Lunghezza carota 78 cm.....	56
Figura 5.26 - Endoscopia svolta all'interno del quinto carotaggio	56
Figura 5.27 - Grafico sollecitazione-deformazione MS1	58
Figura 5.28 - Grafico sollecitazione-deformazione MS1	58
Figura 5.29 - Disposizione accelerometri, vista in sezione	61
Figura 5.30 - Disposizione accelerometri, 2 setup	62
Figura 5.31 - Disposizione accelerometri, 3 setup	62
Figura 5.32 - A destra accelerometro installato per la prova, a sinistra schema di un accelerometro.....	63
Figura 5.33 - segnale originale	64
Figura 5.34 - segnale elaborato.....	64
Figura 6.1 - Setup degli accelerometri all'interno del programma Artemis Pr0	66
Figura 6.2 - Grafico SVD della prima misurazione.....	67
Figura 6.3 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra.....	67
Figura 6.4 - Modello FEM, deformata modale. Modo n.15	68

Figura 6.5 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra	68
Figura 6.6 - Modello FEM, deformata modale. Modo n.15.....	69
Figura 6.7 - Configurazione del terzo setup	69
Figura 6.8 - Grafico SVD del terzo setup.....	70
Figura 6.9 - Configurazione iniziale del setup a destra. Deformata modale del setup a sinistra	70
Figura 7.1 - Estratto da NTC 2018, Tabella 2.4 II, Valori del coefficiente d'uso C_u	76
Figura 7.2 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2 II, Probabilità di superamento P_{vr}	76
Figura 7.3 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2 IV.....	78
Figura 7.4 - Estratto NTC 2018, Tabella 3.2V, Valori coefficienti S_t	78
Figura 7.5 - Estratto dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”, Tabella 5.1, Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno	79
Figura 7.6 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 1	84
Figura 7.7 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 2	85
Figura 7.8 - Meccanismi di collasso delle Chiese, parte 3	85
Figura 7.9 - Dimensioni impianto della Chiesa.....	87
Figura 7.10 - Altezze della Chiesa	88
Figura 7.11 – Schematizzazione della facciata	89
Figura 7.12 – Macroelemento suddiviso in aree	90
Figura 7.13 - Ribaltamento della facciata in presenza di buon ammorsamento con le pareti trasversali.....	92
Figura 7.14 - Ribaltamento della facciata in assenza di ammorsamento delle pareti	92
Figura 7.15 - Schematizzazione delle grandezze geometriche e delle azioni agenti	93
Figura 7.16 - Ribaltamento parziale della facciata in assenza di ammorsamento delle pareti	95
Figura 7.17 - Schematizzazione delle azioni agenti	96
Figura 7.18 - Area della facciata considerata	97
Figura 7.19 - Meccanismo di ribaltamento del timpano con formazione di cerniera orizzontale	98
Figura 7.20 - Collasso per ribaltamento e caratteristiche facciata	100

Figura 7.21 - - Schematizzazione del meccanismo di ribaltamento con lesione centrale	104
Figura 7.22 - Schematizzazione dei carichi considerati	105
Figura 8.1 - Estratto delle Normativa 2018 §3.2.3.2.1	107
Figura 8.2 - Fase 1 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"	109
Figura 8.3 - Fase 2 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"	109
Figura 8.4 - Fase 3 del foglio Excel "Spettri-NTCver1.0.3"	110
Figura 8.5 - Spettro di progetto per SLV, in nero componente orizzontale, in blu quella verticale.....	110

Indice delle tabelle

Tabella 5.1 - Risultati numerici Test sonico n.1	43
Tabella 5.2 – Risultati numerici test sonico n.2.....	44
Tabella 5.3 – Risultati numerici test sonico n.3.....	46
Tabella 5.4 - Risultati numerici test sonico n.4	47
Tabella 5.5 - Risultati della prova con martinetto piatto singolo	57
Tabella 5.6 - Risultati prove con martinetto doppio	59
Tabella 6.1 - Tabella indicatore MAC	71
Tabella 7.1 - Tabella riassuntiva dei coefficienti.....	76
Tabella 7.2 - Risultati per SLD e SLV	76
Tabella 7.3 - Valori dei parametri sismici per Noto	77
Tabella 7.4 - Valori dei coefficienti per gli stati limite considerati.....	78
Tabella 7.5 - Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per i meccanismi di collasso	80
Tabella 7.6 - Presidi antisismici e Indicatori di vulnerabilità per tutti i meccanismi di collasso considerati.....	82
Tabella 7.7 - Calcolo dei periodi di ritorno corrispondenti al raggiungimento degli stati limite SLV e SLD.	83
Tabella 7.8 - Tabella riassuntiva delle aree	88
Tabella 7.9 - Tabella riassuntiva delle aree di muratura, fori, percentuale di foratura.....	90
Tabella 7.10 - Tabella riassuntiva dei carichi agenti sulla facciata e relativo punto di applicazione	94
Tabella 7.11 - Valori delle azioni agenti sulla facciata	94
Tabella 7.12 - Tabella riassuntiva dei carichi agenti sulla facciata e relativo punto di applicazione	96
Tabella 7.13 - Tabella riassuntiva delle azioni agenti sulla facciata	96
Tabella 7.14 - Valori dei carichi agenti sulla porzione di facciata	97
Tabella 7.15 - Valori delle azioni agenti sulla porzione di facciata	98
Tabella 7.16 - Valori della azioni agenti sul timpano.....	99
Tabella 7.17 - Risultati dei parametri	99
Tabella 7.18 - Valori dei parametri geometrici per il calcolo del moltiplicatore	101
Tabella 7.19 - Valori dei parametri per il calcolo del moltiplicatore	103

Tabella 7.20 - Valori dei parametri calcolati per il meccanismo	105
Tabella 7.21 - Tabella riassuntiva dei valori del moltiplicatore di collasso per i meccanismi calcolati	106
Tabella 8.1 - Tabella riassuntiva dei paramtri dell'azione sismica.....	107
Tabella 8.2 - Tabella modi di vibrare. Periodo, frequenza, percentuali di massa in direzione x,y,z	112

Bibliografia e sitografia

- “Vulnerabilità sismica degli edifici storici” di Marco Boscolo Bielo.
- “Modal identification of output-only system using frequency domain decomposition” di Rune Brincker et al 2001 Smart Mater. Struct.
- “Damping Estimation by frequency domain decomposition” Brincker, R. Ventura, C.E., & Andersen, P. (2001).
- “Eliminating the Influence of Harmonic Components in Operational Modal Analysis” di Jacobsen, N-J, Andersen, P., & Bricker, R. (2007)
- Tesi: “Analisi di edifici a pianta basilicale soggetti ad azioni sismiche”, Dottorato di ricerca in “Consolidamento e Adeguamento Strutturale”, Seconda Università degli Studi di Napoli, 2007. Brandonisio G.
- Tesi: “Analisi di vulnerabilità sismica della Chiesa di San Giovanni in Avigliana”, Politecnico di Torino, Rondolini C.
- Tesi: “Edifici storici a pianta basilicale: analisi con modelli meccanici e valutazione degli effetti a lungo termine”, Politecnico di Torino, Conti S.
- Dottorato di ricerca: “Identificazione dinamica delle caratteristiche modali e delle proprietà meccaniche di strutture mediante algoritmi di ottimizzazione”, Università degli studi di Bologna, Vincenzini L.
- Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alla Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.
- “Istruzioni tecniche per l’interpretazione ed il rilievo per macroelementi del danno e della vulnerabilità sismica delle chiese” REGIONE TOSCANA – Direzione Generale Delle Politiche Territoriali E Ambientali Settore – Servizio Sismico Regionale
- Ordinanza del Ministero dell’Interno – Dip.to della Protezione Civile – n.3124 del 12/04/2001

- http://www.chieseitaliane.chiesacattolica.it/chieseitaliane/AccessoEsterno.do?mode=guest&type=auto&code=48508&Chiesa_della_Madonna_del_Carmine__Not
o
- <https://www.antoniorandazzo.it/Conventi/convento-carmelitani-riformati.html>
- <https://catalogo.beniculturali.it/approfondimento/il-tardo-barocco-noto/noto-chiesa-della-madonna-del-carmine>